

ارزیابی امکان‌پذیری مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح

با مهاربندی خارج از صفحه

سعید نوده^۱، علی بیگلری فدافن^{۲*}

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران، دانشکده فنی مهندسی گرگان، دانشگاه گلستان.

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی گرگان، دانشگاه گلستان.

Email: Biglari.a@gmail.com

تاریخ پذیرش: [۱۴۰۲/۱۲/۱۰]

تاریخ دریافت: [۱۴۰۱/۱۰/۱۰]

چکیده

مهاربندی فولادی به عنوان یکی از موثرترین سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی شناخته شده است و استفاده از آن برای ارتقاء ظرفیت تحمل تغییر شکل جانبی قاب‌های بتن مسلح موجود، موضوع مطالعات متعددی بوده است. در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای مهاربندی فولادی درون صفحه هم‌مرکز به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح موجود به صورت عددی مورد بررسی قرار گرفت. یک قاب بتن مسلح مقیاس ده به روش اجزای محدود توسط مهاربندی ضربدری ساده مدل‌سازی شد. در مقاوم‌سازی سازه‌های آسیب‌دیده باید به استمرار سرویس‌دهی از سازه در سازه‌های با درجه اهمیت بالا توجه کرد. علاوه بر این اجرای مهاربندی درون صفحه باعث تخریب اجزای میانقابی شده و می‌تواند از نقش موثر اجزای میانقابی در باربری لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح بکاهد. با توجه به نکات ذکر شده، برای استمرار سرویس‌دهی از سازه هنگام عملیات مقاوم‌سازی و کاهش عملیات تخریب در اجزای میانقابی می‌توان عضو تقویتی را به صورت خارجی به قاب آسیب دیده متصل کرد. پس در این مطالعه اجرای مهاربندی فولادی به صورت خارج از صفحه نیز با استفاده از روش عددی مورد بررسی قرار گرفته و امکان‌سنجی شد. این امر درک بهتر عملکرد قاب‌های تقویت‌شده با مهاربندی‌های فولادی درون صفحه و خارج از صفحه و ارزیابی روش پیشنهادی را امکان‌پذیر می‌سازد. نتایج این مطالعه نشان داد پس از مقاوم‌سازی با مهاربند هیچگونه گسیختگی موضعی در اثر اعمال بار جانبی در محل مفاصل پلاستیک قاب‌ها ایجاد نشد. مقدار مقاومت حداکثر قاب بتن مسلح در یک جابه‌جایی مشخص پس از مقاوم‌سازی به نسبت ۲٫۵ برابر نمونه اولیه خود افزایش یافت و نسبت به مهاربندی درون صفحه تمرکز تنش کمتری را در المان‌های مرزی نتیجه داد.

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی، قاب بتن مسلح، مهاربندی فولادی، مهاربندی خارج از صفحه، بارگذاری چرخه‌ای

روش‌های لرزه‌ای مختلفی برای مقاوم‌سازی قاب‌های خمشی بتن مسلح موجود (RC) در بسیاری از کشورها در طول دهه‌های گذشته مورد بحث و بررسی قرار گرفته‌اند؛ ارزیابی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی ساختمان‌های قدیمی در طول زلزله‌های گذشته امری غیر قابل اجتناب بوده است. از میان روش‌های مختلف مقاوم‌سازی، استفاده از مهاربندی‌های فولادی به‌منظور ارتقاء ظرفیت لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح موجود، موضوع چندین مطالعه قرار گرفته است. مهاربندی‌های فولادی علاوه بر داشتن نقطه‌نظرهای سازه‌ای مانند ظرفیت تحمل تغییرشکل جانبی و جذب انرژی بالا، به دلیل ساخت‌وساز سریع و وزن کم خود پژوهشگران مختلفی را به مطالعه روی مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح با چنین روشی وا داشته‌اند. در این خصوص عموماً دو نوع سیستم مهاربندی موضوعیت دارد: الف) مهاربندی درون‌صفحه و ب) مهاربندی خارج از صفحه. در مهاربندی‌های خارج از صفحه، مهارها و خرپاهای فولادی به کمک اتصالات خارجی از بیرون به سازه موجود متصل می‌شوند. بوش و همکاران [1]، در مطالعه‌ای مدل‌های مقیاس‌شده تعدادی از سازه‌های مقاوم‌سازی شده با مهاربندی‌های خارج از صفحه را با استفاده از آزمون‌های چرخه‌ای مورد بررسی قرار داده و کارایی موثر چنین روشی را در مقاوم‌سازی ساختمان‌های RC موجود نشان دادند. بادوکس و جیرسا [2] به صورت عددی رفتار قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندی‌های خارج از صفحه را بررسی کردند. آنها از کابل به جای مقاطع فولادی در المان‌های مهاربندی استفاده کردند تا از کماتش مهاربندی‌ها جلوگیری کنند و توانستند شکل‌پذیری قاب‌های بتن مسلح و سختی آنها را تا حد قابل توجهی بهبود بخشند.

در مهاربندی‌های درون صفحه، المان‌های مهاری در فضای میانقاب که توسط ستون‌ها و تیرهای قاب بتن مسلح محصور شده است، با تمهیدات مناسبی نصب می‌شوند. ماسری و گوئل [3] با توسعه یک روش طراحی بهینه اثر مهاربندی‌های درون صفحه را در مقاوم‌سازی سازه‌های دال-ستون مورد بررسی قرار دادند. آنها یک سازه دو طبقه بتن مسلح را تحت اثر

بارهای ثقلی ثابت و بارهای سیکلی جانبی قرار داده و توانستند عملکرد مناسب مهاربندی‌های فولادی را در بهبود رفتار قاب‌های بتن مسلح اثبات کنند. پژوهشگران دیگر [4-5] تاثیر استفاده از مهارهای فولادی درون‌صفحه در مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح موجود را در مقایسه با سایر روش‌های مقاوم‌سازی مورد مطالعه قرار داده و گزارش کرده‌اند که چنین روشی امکان ارتقاء ظرفیت لرزه‌ای سازه‌های موجود را فراهم می‌کند. پینچیرا و همکاران [6] عملکرد لرزه‌ای طرح‌های مختلف مقاوم‌سازی با مهاربندی‌های پس‌کشیده را در قاب‌های بتن مسلح (RC) با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیر خطی مورد بررسی قرار دادند. نتیجه مطالعه نشان داد دررفت‌های جانبی که منجر به آسیب قابل توجه به عناصر باربر ثقلی و جانبی می‌شوند با نصب مهاربندی قابلیت کنترل و بهبود خواهند داشت. ناطقی الهی [7] از سیستم مهاربندی فولادی با موفقیت برای ارتقاء ظرفیت لرزه‌ای یک ساختمان هشت طبقه موجود، واقع در ایران استفاده کرد. ابوالفتح و قبارا [8] عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح غیر شکل‌پذیر با ارتفاع کم (RC) که با استفاده از مهاربندی‌های فولادی هم‌مرکز مقاوم‌سازی شده‌اند را مورد بررسی قرار دادند. آنها با توزیع المان مهاری در ارتفاع ساختمان، رفتار اعضای بتنی، توزیع نیروها، ظرفیت تغییرشکل، دررفت کلی و شاخص‌های آسیب سازه را بررسی کرده و توانستند عملکرد اثر بخش مهاربندی فولادی درون‌صفحه را در مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح آسیب‌دیده نشان دهند.

دومینگوئز و همکاران [9] با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی رفتار لرزه‌ای شش سازه بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندی‌های شورون‌آرا مورد بررسی قرار دادند. با توجه به نتایج به دست آمده در این مطالعه می‌توان نتیجه گرفت که اگر روش طراحی ظرفیت و پارامترهای طراحی کلیدی پیشنهاد شده توسط نویسندگان مورد استفاده قرار گیرد، می‌توان ساختمان‌های بتن مسلح شکل‌پذیر با ارتفاع کم و متوسط (زیر ۲۴ طبقه) را با ظرفیت‌های شکل‌پذیری کلی و حد مقاومتی مناسبی توسعه داد. واروم و همکاران [10] در مطالعه‌ای کارایی سیستم‌های مهاربندی خارج از مرکز فولادی را در مقاوم‌سازی

لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح موجود (RC) مورد مطالعه قرار دادند. روش مقاوم‌سازی مورد مطالعه، یک سیستم مهاربندی مجهز به دستگاه اتلاف انرژی به صورت یک پیوند برشی بود. استفاده از روش مقاوم‌سازی مورد مطالعه نشان داد که انرژی اتلافی قاب تحت بار لرزه‌ای به طور قابل توجهی افزایش می‌یابد و ممکن است مانع از آن شود که سازه‌های ساختمانی قدیمی برای اقدامات لرزه‌ای متوسط تا بالا متحمل خسارات شدید یا خرابی شوند. رامین و همکاران [11] در مطالعه‌ای با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی و با ایجاد مدل المان محدود مناسب رفتار یک قاب بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربندی ضربدری و مهاربندی پرده‌ای خارج از مرکز (ODBS) را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه نتایج در هر بخش نشان داد که سیستم ODBS رفتار لرزه‌ای قابل قبولی دارد و هنگامی که این سیستم در قاب بتن مسلح استفاده می‌شود، بیشترین شکل پذیری، میرایی بالا و قابلیت اتلاف انرژی بالایی را نسبت به قاب معمولی نشان خواهد داد. دونگ و همکاران [12] به منظور ارتقاء سیستم سازه‌ای قاب‌های بتن مسلح موجود، یک سیستم سازه‌ای جدید مقاوم‌سازی شده با مهاربندهای میرایی ویسکوالاستیک (HVEDB) را مورد بررسی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که اضافه کردن HVEDB می‌تواند تا حد زیادی عملکرد لرزه‌ای مانند ظرفیت تحمل بار، سختی جانبی، قابلیت تغییر شکل و اتلاف انرژی را بهبود بخشد و حالت شکست قاب‌های RC را تغییر دهد.

احمد و مسعودی [13] یک روش مبتنی بر نیروی استاتیکی ساده شده به منظور مقاوم‌سازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح با استفاده از مهاربندهای فولادی خارج از مرکز درون صفحه (ESB) ارائه دادند و رفتار موثر مهاربندی‌های خارج از مرکز را نیز در مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح تایید کردند. صفایی و همکاران [14] قابلیت اطمینان دو قاب بتن مسلح ۳ و ۹ طبقه را در دو حالت معمولی و مقاوم‌سازی شده مورد ارزیابی قرار

دادند. قاب‌های بتن مسلح در این مطالعه، به وسیله اتصال خارجی توسط المان مهاربندی خارج از مرکز با پیوند عمودی مقاوم سازی شدند. نتایج تحلیل، پس از اضافه کردن مهاربند خارج از مرکز با یک پیوند عمودی به این قاب‌ها با هدف افزایش عملکرد لرزه‌ای، شرایط ایمن قاب‌ها را پس از بهسازی لرزه‌ای نشان داد. هو و همکاران [15] یک مطالعه تجربی بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح تک دهانه مقاوم‌سازی شده با روش‌های مختلف ارائه دادند. نتایج این مطالعه نشان داد مهاربندی‌های فولادی در مقابل سایر روش‌های مقاوم‌سازی می‌توانند سازوکار شکست یک قاب بتن مسلح تک دهانه را بهبود بخشند. حضور مهاربند فولادی از شکست برشی در پنل‌های اتصال تیر-ستون و کف-تیر جلوگیری می‌کند، در نتیجه منجر به ایجاد مفصل پلاستیک در انتهای تیر در هر دو طرف می‌شود و از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون جلوگیری می‌کند.

اتصالات بین اعضای مهاری و قاب بتن مسلح برای رسیدن به ظرفیت بار جانبی هدف، از اهمیت بالایی برخوردار است. تعدادی از انواع اتصالات که قادر به انتقال بارها به المان‌های مقاوم در برابر بار جانبی اعمالی هستند توسط چندین محقق پیشنهاد شده‌اند [16-17]. این اتصالات با تکیه بر استفاده از چسب، گروتینگ، یا بولت‌های مکانیکی معرفی شدند. ماهری و همکاران [18-19] اتصالی را پیشنهاد نمودند که خروج از مرکزیت نیروی المان مهاربندی را به حداقل می‌رساند. این امر انتقال نیروی مهاربند به گوشه قاب بتن مسلح را بدون ایجاد آسیب موضعی در ناحیه اتصال اعضای بتنی فراهم می‌کند.

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای مهاربندی فولادی درون صفحه هم‌مرکز به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح موجود به صورت عددی مورد بررسی قرار گرفته است. دو نمونه قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و قاب بتن مسلح تقویت شده مطابق با مطالعه یوسف و همکاران [20] که توسط آیین نامه‌های لرزه‌ای کنونی طراحی شده‌اند، توسط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته و

۳ Off-diagonal Bracing System

۴ Haunch Viscoelastic Damping Braces

۵ Eccentric Steel Braces

۶ Grouting

نظر گرفته شد. شکل (۲) نمونه‌های آزمایشی با بارهای طراحی مقیاس بندی شده را نشان می‌دهد.

نمونه قاب خمشی و قاب مهاربندی‌شده با توجه به آیین‌نامه ACI318-02 [22] طراحی شدند و جزئیات آن مطابق با مقررات ویژه این آیین‌نامه طراحی شد. جزئیات این نمونه‌ها در شکل ۳ و ۴ نشان داده شده است. لازم به ذکر است که با توجه به ثابت بودن ابعاد تیر و ستون و حجم بتن مصرفی در دو قاب، وزن کل فولاد مصرفی برای قاب مهاربندی شده ۳۵٪ کم‌تر از قاب خمشی بود. پس انتظار می‌رود که این امر منجر به کاهش قابل‌توجهی در هزینه‌های ساخت‌وساز شود. اعضای مهاربندی و اتصالات آن‌ها باید مطابق با استانداردهای طراحی عناصر فولادی طراحی شوند. از این رو آیین‌نامه AISC-LRFD [23] برای طراحی اعضای مهاربند و اتصالات جوش آن‌ها به ورق‌های اتصال مورد استفاده قرار گرفته است. طراحی آن‌ها نیز با استفاده از مقررات لرزه‌ای AISC برای سازه‌های فولادی بررسی شد [24].

شکل ۲. بارهای اعمالی در قاب مقیاس شده (الف) قاب مهاربندی شده مقیاس شده (ب) قاب خمشی بتن مسلح مقیاس شده [20].

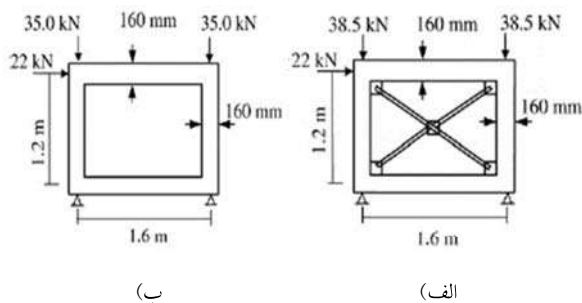


Fig. 2. Loads acting on the scaled model frame [20]

اتصال بین ورق‌های اتصال و قاب بتن مسلح را می‌توان با جوش دادن المان‌های مهاري به ورق‌های فولادی که به قاب بتن بولت شده اند، ایجاد کرد. برای محاسبه نیروهای وارد بر بولت‌ها و جوش، استفاده از روش نیروی یک‌نواخت پیشنهاد شده است [23-25]. ماهیت این روش، انتخاب هندسه اتصال به گونه‌ای است که ممان‌های اتصال بین ورق اتصال و تیر فولادی، ورق اتصال و ستون فولادی و تیر فولادی حذف

درستی آزمایی شد. هر دو قاب با استفاده از بارگذاری چرخه‌ای به صورت شبه استاتیکی تحلیل شده و با نتایج تجربی مطالعه مورد مقایسه و بحث قرار گرفته است. نکته قابل توجه این است که اجرای مهاربندی درون‌صفحه می‌تواند باعث تخریب اجزای میانقابی شده و سرویس‌دهی سازه را حین عملیات مقاوم‌سازی مختل کند. به منظور جلوگیری از تخریب اجزای میانقابی و استمرار سرویس‌دهی سازه حین عملیات مقاوم‌سازی، مهاربندی به صورت خارج از صفحه (Off-grade) برای نصب روی قاب آسیب‌دیده مدلسازی شد و با نتایج قاب معمولی و قاب مهاربندی‌شده درون‌صفحه مقایسه شد. این امر درک بهتری از عملکرد قاب‌های تقویت‌شده با مهاربندی‌های فولادی درون‌صفحه و خارج از صفحه و ارزیابی و امکان‌سنجی روش پیشنهادی را فراهم می‌سازد.

شکل ۱. سیستم‌های باربر جانبی (الف) قاب مهاربندی شده (ب) قاب خمشی بتنی شکل پذیر [20].

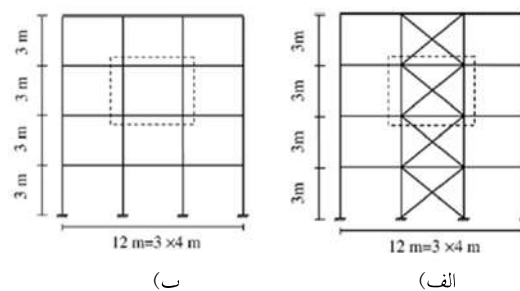
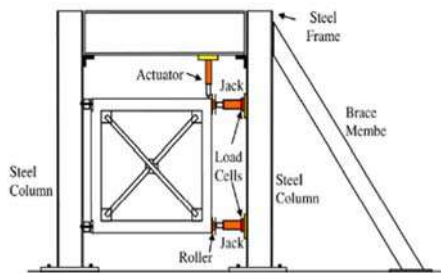


Fig. 1. Lateral load resisting system [20]

در این مطالعه دو سیستم مقاوم در برابر بار جانبی شکل (۱)، قاب خمشی بتن مسلح و قاب بتن مسلح مهاربندی شده، طبق آیین‌نامه بین‌المللی (IBC^۱) در نظر گرفته شدند [21]. نیروهای وارد شده بر قاب شامل نیروهای محوری ستون‌های فوقانی (۳۵ کیلو نیوتن برای قاب خمشی معمولی و ۳۸/۵ کیلو نیوتن برای قاب مهاربندی‌شده) و نیروی جانبی (۲۲ کیلو نیوتن برای هر دو قاب) مطابق با جزئیات نمونه آزمایشگاهی اعمال شد. این نیروها به صورت گسترده به ترتیب به سطح فوقانی و سطح جانبی ستون‌ها اعمال شدند. تکیه‌گاه مفصلی قاب مطابق با جزئیات نمونه آزمایشگاهی در

مفصلی مقید شده و در معرض اعمال بارهای ثقلی ثابت با استفاده از دو جک هیدرولیکی قرار گرفتند.

در ادامه، برای بررسی عملکرد لرزه‌ای مهاربندی فولادی درون صفحه هم‌مرکز به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح، نمونه‌های آزمایشی توسط نرم‌افزار المان محدود ABAQUS مورد بررسی قرار گرفته و درستی آزمایی شدند. هر دو قاب با استفاده از بارگذاری چرخه‌ای به صورت شبه استاتیکی تحلیل شده و با نتایج تجربی مطالعه مورد مقایسه و بحث قرار گرفته است. نتایج به دست آمده، گام را برای بررسی عملکرد اجرای مهاربندی به صورت خارج از صفحه هموار خواهد کرد.



شکل ۵. جزئیات چیدمان دستگاه آزمایش [20].

Fig. 5. Schematic of the test setup [20]

۲- ارزیابی عددی فرایند مقاوم‌سازی قاب بتن مسلح با مهاربند درون صفحه

برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای المان‌های مهاربندی در مقاوم سازی قاب‌های بتن مسلح، مدلسازی یک نمونه قاب خمشی بتن مسلح معمولی و یک نمونه قاب مقاوم‌سازی شده با مهاربند مطابق با مطالعه یوسف و همکاران [20] در دستور کار قرار گرفت. مدل‌ها به صورت سه‌بعدی در نرم‌افزار المان محدود ABAQUS توسعه یافتند و تحت بارگذاری ثابت و چرخه‌ای قرار گرفته و به صورت شبه استاتیکی تحلیل شدند. اجزای بتن به صورت Solid با المان‌های هشت گرهی C3D8R به همراه

شوند. در نمونه آزمایشی حاضر، در مجموع ۸ صفحه فولادی در گوشه‌های داخلی قاب بتن مسلح قرار داده شد. این طراحی تضمین می‌کند که از شکست برشی بتن، شکست پیوند و شکست برشی اتصال‌دهنده اجتناب شود.

شکل ۳. جزئیات قاب خمشی بتن مسلح [20].

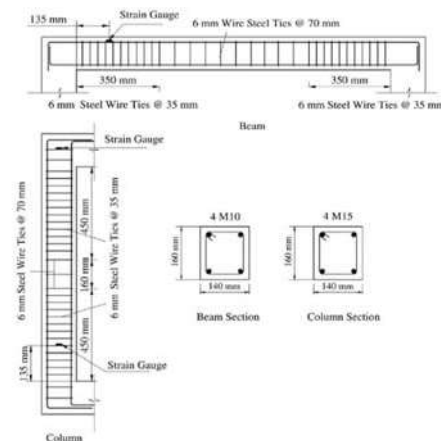


Fig. 3. Detailing of the RC moment frame [20]

شکل ۴. جزئیات قاب مهاربندی شده [20].

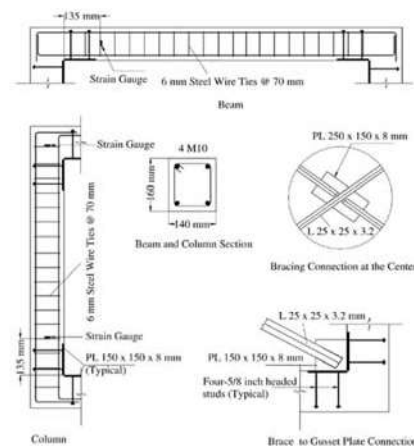


Fig. 4. Detailing of the braced RC frame [20]

نمونه‌ها با استفاده از چیدمان نشان داده شده در شکل (۵) مورد آزمایش قرار گرفتند. همانطور که در این شکل نشان داده شده است، تیرها به صورت عمودی و ستون‌ها به صورت افقی جهت‌گیری شده‌اند. نمونه‌ها در دو انتهای تیر پایینی به صورت

انتگرال‌گیری کاهش یافته و آرماتورها با المان‌های دو گرهی T3D2 به همراه سه درجه آزادی در هر گره مدل‌سازی شدند.

۲-۱- ویژگی‌های مدل‌سازی عددی

توضیح رفتار غیرخطی بتن مسلح تحت اثر فشار و کشش یکی از پیچیده‌ترین مسائل در مدل‌سازی المان محدود است. در مدل‌سازی عددی تعریف صحیح ویژگی‌های مواد در رفتارهای الاستیک و پلاستیک بر پاسخ‌ها و خروجی‌ها اثر قابل توجهی خواهد گذاشت. در مصالح بتنی بعد از بارگذاری و باربرداری‌های مکرر، کرنش‌های دائمی به علت اصطکاک و ترک‌های ریز به علت لغزش باقی می‌مانند که نوعی آسیب را ایجاد می‌کند. نرم افزار ABAQUS، برای شبیه‌سازی آسیب در بتن، سه مدل ترک را ارائه می‌کند که عبارتند از مدل پخش ترک بتن^۹، مدل شکست ناگهانی^{۱۰} و مدل خسارت پلاستیک بتن^{۱۱} (CDP). در مدل پخش ترک بتن، توسعه ترک‌ها در بتن با تعریف پاسخ کششی پس از تسلیم در ماده در نظر گرفته می‌شوند. بنابراین، به جای ردیابی ترک‌های منفرد در مدل هندسی، حضور ترک‌ها به طور ضمنی با اصلاح تنش و سختی مواد مرتبط با نقطه انتگرال‌گیری در نظر گرفته می‌شود. پس از دستیابی به مقاومت کششی بتن، یک شاخه نرم‌شدگی پس از تسلیم، تخریب پیش‌رونده ناشی از دهانه ترک را شبیه‌سازی می‌کند. زمانی که تنش ایجاد شده در بتن فراتر از سطوح گسیختگی برای حالت کششی و یا ترکیبی از کشش و فشار باشد، ترک شکل می‌گیرد. از جمله محدودیت‌های این روش می‌توان به تمرکز تنش در محل ایجاد ترک، وابستگی به اندازه مش و ناپایداری در اثر بارگذاری اشاره کرد. در مدل شکست ناگهانی، ترک کششی تنها برای مواد الاستیک خطی توسعه یافته است و نمی‌تواند رفتار واقعی بتن را در حالت توام کشش و فشار توصیف کند.

مدل خسارت پلاستیک بتن (CDP)، یک مدل آسیب‌دیده مبتنی بر پلاستیسیته پیوسته است که قادر به شبیه‌سازی

رفتارهای کششی و فشاری بتن تحت فشارهای محصورشدگی پایین می‌باشد. این مدل می‌تواند با به دست آوردن مشخصاتی از بتن ترک‌خورده و همگن، سازوکار شکست بتن محصور در خردشدگی فشاری و ترک خوردگی کششی را با از بین رفتن سختی و تغییر شکل‌های پلاستیک مرتبط کند. مدل CDP تنها مدلی است که قابلیت بکارگیری در هر نوع تحلیل اعم از استاتیکی و دینامیکی را دارا بوده و برای مصالح ترد تحت بارگذاری چرخه‌ای با امکان بازیابی سختی قابل استفاده است. این مدل گسترش یافته معیار شکست دراگر-پراگر^{۱۲} است که یک سطح شکست مخروطی شکل مطابق شکل (۶) دارد و به عنوان یکی از تئوری‌های قوی در مدل‌سازی شکست بتن مسلح قابل استناد است. مدل CDP پارامترهای کلیدی از جمله زاویه اتساع (ψ)، پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک (e)، نسبت مقاومت فشاری تحت بارگذاری دوجوری به مقاومت تراکمی تک‌محوری (f_{b0}/f_{c0})، نسبت تنش دوم ثابت در نصف‌النهار کششی به تنش دوم در نصف‌النهار فشاری (K_c) و پارامتر ویسکوزیته (ν) را طلب می‌کند [26]. زاویه اتساع در حقیقت رابطه بین حجم و کرنش برشی بتن را بیان می‌کند. در بتن مسلح زاویه‌ی اتساع بین ۲۰ تا ۴۰ درجه خواهد بود. هرچه مقدار این زاویه کوچکتر باشد رفتار مصالح ناگهانی و هر چه این زاویه بزرگتر باشد ماده از خود رفتاری شکل پذیرتر نشان می‌دهد. پتانسیل خروج از مرکزیت نشان‌دهنده نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن می‌باشد. طبق اصلاح صورت‌پذیرفته در مدل خسارت پلاستیک بتن، لزومی بر دایروی بودن صفحه ی دویاتوریاک^{۱۳} وجود ندارد و می‌تواند شکل دیگری نیز داشته باشد. شکل این صفحه با ضریب K_c تعریف می‌شود و وقتی مساوی ۱ باشد شکل دایره یا همان معیار دراگر-پلاگر بدست می‌آید. از لحاظ فیزیکی، K_c نسبت فاصله بین محور هیدرواستاتیک با مریدین فشاری و کششی است. پارامترهای ورودی مدل CDP در نرم‌افزار در جدول (۱) ارائه شده است.

^۹ Concrete Smeared Cracking

^{۱۰} Brittle Cracking

^{۱۱} Concrete Damaged Plasticity

^{۱۲} Drucker-Pruger

^{۱۳} Deviatoric

شکل ۶. (الف) سطوح مرزی معیار دراگر-پلاگر (ب) صفحه دویاتوریک [26].

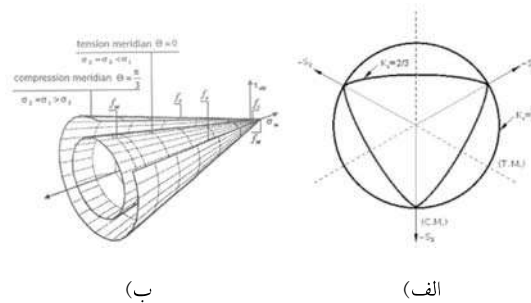


Fig.6. Drucker-Prager boundary surface a) view, b) deviatoric cross section [26]

جدول ۱. پارامترهای ورودی در مدل CDP

Dilation Angle	Eccentricity	f_{b0}/f_{c0}	K_c	Viscosity Parameter
35	0.1	1.16	0.667	0.01

Table 1. CDP parameters

بتن مورد استفاده در این پژوهش دارای مقاومت فشاری استوانه ای ۵۵ مگاپاسکالی بوده و مدول الاستیسیته ای معادل با ۳۱۵۲۱ مگاپاسکال خواهد داشت. پس رابطه تنش-کرنش فشاری تک محوره و آسیب های فشاری و کششی بتن با استفاده از معادلات پژوهش کریبرا و چو [27] محاسبه و با معادلات هاگنستاد اصلاح شده تطبیق داده شد. در رابطه هاگنستاد اصلاح شده از روابط (۱ و ۲) به منظور معرفی تنش فشاری بتن برحسب کرنش فشاری به نرم افزار استفاده می شود.

$$f_c = f_c^{**} \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] = 51.15 \times \left[\frac{2\varepsilon_c}{0.002} - \left(\frac{\varepsilon_c}{0.002} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$f_c^{**} = k_s f_c^* = 0.93 \times 55 = 51.15 \text{ MPa} \quad (2)$$

در این روابط ε_0 کرنش مانند تنش حداکثر است و در تحقیق حاضر برای نمونه هایی که اطلاعاتی از مقدار ε_0 آن ها در

دست نبوده، مقدار 0.002 استفاده شده است؛ که مقداری منطقی برای بتن های معمولی است. در رابطه (۲)، f_c^{**} تنش حداکثر در عضو بتنی است. ضریب k_s را می توان برای بتن های با مقاومت فشاری استوانه ای بیشتر از ۲۰ مگاپاسکال، 0.93 در نظر گرفت. برای به دست آوردن تنش فشاری در قسمت غیرخطی منحنی هاگنستاد، کرنش ها با متغیر ε_c در رابطه (۱) جایگزین می شود و تنش متناظر با آنها محاسبه می شود.

به طور کلی مشخص کردن رفتار پس از شکست کششی در بتن و بیان تنش های بعد از شکست به صورت تابعی از کرنش ترک خورده (ε_t^{ck}) می باشد. به طوری که کرنش ترک خورده به صورت معادله (۳)، بر اساس کرنش کل (ε_t) و کرنش الاستیک در بتن آسیب ندیده (ε_{0t}^{el}) تعریف می شود.

$$\varepsilon_t^{ck} = \varepsilon_t - \varepsilon_{0t}^{el} \quad (3)$$

در این معادله کرنش الاستیک بتن آسیب ندیده (ε_{0t}^{el}) طبق معادله (۴) بر اساس مقدار تنش کل (σ_t) حاصل می شود.

$$\varepsilon_{0t}^{el} = \frac{\sigma_t}{E_0} \quad (4)$$

$$\sigma_t = 0.3 \times \sigma_c^{2/3} = 0.3 \times (51.15)^{2/3} = 4.13 \text{ MPa} \quad (5)$$

کرنش فشاری و کششی غیرخطی برای مشخص کردن رفتار پلاستیسیته بتن در نرم افزار استفاده می شود. منحنی تنش کرنش غیرالاستیک و پارامترهای آسیب بتن در شکل (۷ و ۸) نشان داده شده اند. فولاد به کاررفته در آرماتورها و عضو مهاربندی به ترتیب با تنش تسلیم ۴۰۰ و ۳۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد. رفتار کششی تک محوری آرماتورهای فولادی در ناحیه الاستیک بر اساس مدول یانگ متعارف ۲۰۰۰۰۰ مگاپاسکال و نسبت پواسن 0.3 در مدل لحاظ شد. برای انتقال نیروها از بتن به آرماتورها در پیرامون ترک های شکل گرفته و توسعه یک مدل ترکیبی تنش- لغزش مناسب، پیوند بتن و آرماتور توسط قید Embedded تعریف شد. اندازه مختلف مش در تمامی نمونه ها بررسی شده و اندازه مش اسمی ۵۰ میلی متر در کل نمونه ها برای اطمینان از نمایش مناسب حالت شکست و پاسخ های مناسب پس از تحلیل، ترجیح داده شد. وضعیت شرایط مرزی نمونه ها مطابق با شکل (۵) در مدلسازی لحاظ

انجام شود که در مراحل بعدی مورد ارزیابی قرار خواهد گرفت.

شکل ۷. نمودار تنش- کرنش غیرالاستیک بتن.

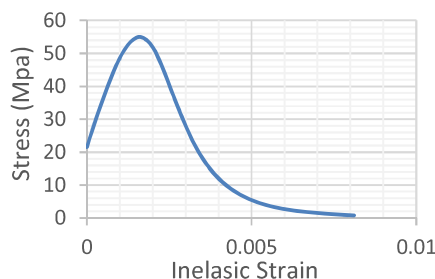


Fig. 7. Stress-strain curve for concrete

شکل ۸. پارامترهای آسیب فشاری و کششی بتن.

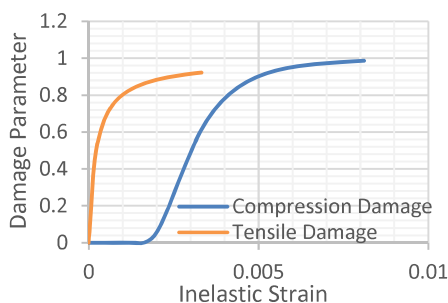


Fig. 8. Compression damage and tensile damage parameters for concrete

شکل ۹. الگوی بارگذاری جانبی چرخه ای.

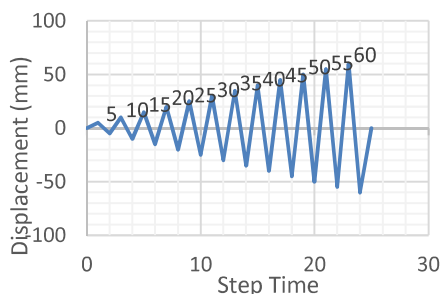


Fig. 9. Cyclic lateral loading

منحنی‌های چرخه‌ای بار- تغییرمکان جانبی حاصل از تحلیل اجزاء محدود و آزمایشگاهی برای هر دو نمونه در شکل (۱۰) نشان داده شده است. منحنی هیستریزس حاصل از نمونه قاب خمشی هماهنگی و همپوشانی خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد. در خصوص نمونه مهاربندی‌شده باید گفت سطح زیر نمودار منحنی حاصل از تحلیل عددی نسبت به

شد. دو انتهای ستون‌ها به صورت مفصلی در دو جهت عمود بر هم مقید شده و بارهای ثابت ناشی از بارمحموری طبقات، به بالای سطح ستون‌ها به صورت فشاری اعمال شد. بار جانبی به صورت کنترل تغییرمکان تا دریافت ۵٪ به سطح جانبی ستون اعمال شد. در الگوی بارگذاری چرخه‌ای، به قاب در مرحله اول یک جابه‌جایی (d_1) برابر با ۵ میلی‌متر (دریافت ۴۱۷٪) در جهت رفت‌وبرگشتی اعمال شد و جابه‌جایی در چرخه‌های بعدی با گام‌های ۵ میلی‌متری افزایش یافت [20]. اثر لغزش آرماتورها و بولت‌های اتصال گاست پلته‌ها در ناحیه اتصال تیر به ستون نیز طبق مطالعات انجام شده توسط آقای فنگ [28] در مدل اعمال شد.

۳- بررسی اثر مقاوم سازی در رفتار سازه

در نمونه قاب خمشی، اولین ترک مشاهده‌شده مشابه با آزمایش در بار ۳۰ کیلونیوتن رخ داد. با افزایش سطح تغییر مکان اعمالی، تعداد و عرض ترک‌های خمشی افزایش یافت و در بار ۳۷٫۵ کیلونیوتن، تسلیم آرماتورهای کششی تیرها، پاسخ پلاستیک قاب را آغاز کرد. شکست با تشکیل مفصل پلاستیک در انتهای تیرهای بالایی و پایینی در بار ۵۵ کیلو نیوتن رخ داد. مدلسازی عددی در خصوص گسترش ترک و شکست، هماهنگی خوبی با مدل آزمایشگاهی دارد. بار ترک‌خوردگی مشاهده‌شده برای قاب مهاربندی‌شده برابر با ۹۰ کیلونیوتن بود. ترک‌های مشاهده شده در این قاب تعداد و عرض کمتری نسبت به قاب خمشی داشتند. در بار ۱۰۵ کیلو نیوتن، با تسلیم المان مهاربندی، قاب وارد مرحله پلاستیک شد. شکست، ناشی از کماتش مهاربند فشاری بود که به طور مستقیم به ناحیه مفصل پلاستیک انتهای تیرهای پایینی و بالایی متصل بود. این نمونه در بار ۱۵۰ کیلونیوتن دچار شکست شد درحالی که نمونه مدلسازی توانست ۱۶۵ کیلونیوتن بار را تحمل کند. به منظور کاهش این اختلاف نیاز است که مدلسازی دقیقی از ویژگی‌های مصالح بتن ترک‌خورده و ترک‌نخورده و مدلسازی دقیق هندسه ترک‌ها و توسعه آن‌ها در اثر اعمال بار جانبی

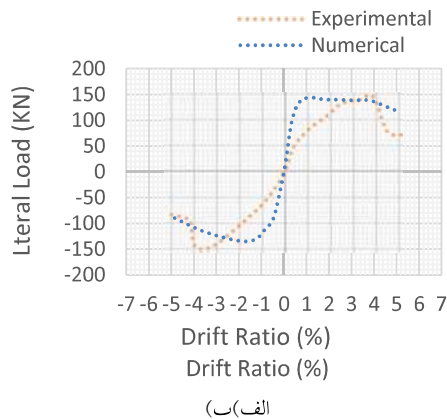
(ب)

Fig.10. Hysteresis curves a) moment frame b) barced frame

منحنی‌های پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای در شکل (۱۱) نشان داده شده است. همانطور که از منحنی‌های هیستریزس نتیجه شد رفتار پوش قاب خمشی هماهنگی خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد که درستی مدلسازی را تضمین می‌کند. با توجه به دلایل ذکرشده، منحنی پوش حاصل از قاب مهاربندی‌شده به دلیل عدم شبیه‌سازی نبودن سختی در ناحیه سخت‌شوندگی الاستیک شیب بیشتری نسبت به مدل آزمایشگاهی دارد. درحالی که پس از تسلیم، رفتار نسبتاً مشابهی را نتیجه داده‌اند. این موضوع بر جذب انرژی بیشتر و قدرت سخت‌شدگی الاستیک بالاتر نمونه عددی نسبت به نمونه آزمایشگاهی دلالت دارد. همانطور که مشخص است مقدار بار نهایی در هر دو نمونه اعم از قاب خمشی و مهاربندی‌شده هماهنگی خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد.

شکل ۱۱. منحنی پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

(الف) قاب خمشی (ب) قاب مهاربندی شده

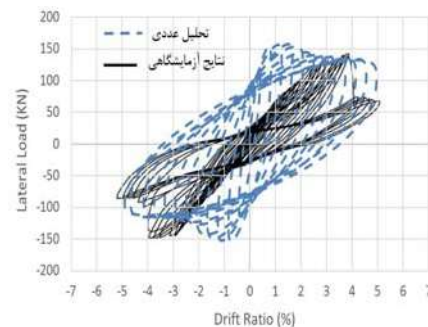
**Fig.11.** Back bone curves a) moment frame b) barced frame

۴- مقاومت‌سازی با مهاربندی خارج از صفحه (Off-grade)

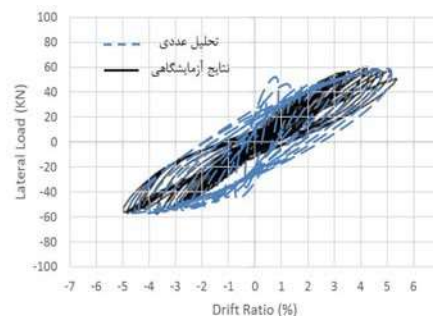
یکی از مسائل مهم در مقاوم‌سازی سازه‌ها امکان سرویس دهی دائم از سازه حین عملیات مقاوم‌سازی است. اجرای مهاربندی درون‌صفحه می‌تواند باعث تخریب اجزای میانقابی

نمونه آزمایشگاهی بیشتر بوده و منحنی چاق‌تری نتیجه شده است. درحالی که مقادیر حداکثر بار و دریافت تسلیم و شکست در دو نمونه یکسان است. اختلاف اندک دو منحنی از عدم توانایی نرم‌افزار ABAQUS در شبیه‌سازی اثر پینچینگ^{۱۴} یا زوال سختی در بتن حکایت دارد. در واقعیت پس از باربرداری نمونه در یک جهت و اعمال نیرو به صورت تغییر مکان در جهت مخالف، سختی نمونه به شدت کاهش یافته و به عدد صفر متمایل می‌شود. این پدیده به دلیل وجود ترک‌های ایجاد شده در قاب بوده که در زمان تغییر جهت بارگذاری، شروع به بسته شدن می‌کنند و تا وقتی که به طور کامل بسته نشوند، قاب از خود باربری نشان نمی‌دهد. بنابراین، به دلیل اینکه این ترک‌ها در نمونه عددی شبیه‌سازی نشده‌اند نمی‌توان منحنی هیستریزس حاصل شده در آزمایشگاه را به طور دقیق و کامل در تحلیل عددی مشاهده کرد. عدم تطابق موجود به خوبی با گفتار مذکور قابل توجیه است. همانطور که انتظار می‌رفت نمونه مهاربندی شده مقاومت جانبی و جذب انرژی بالاتری را نسبت به قاب خمشی نتیجه داد.

شکل ۱۰. منحنی هیستریزس (الف) قاب خمشی (ب) قاب مهاربندی شده



(الف)



رفتار هیستریک نمونه را بهبود بخشد. مقدار بار نهایی قابل تحمل نمونه با مهاربندی درون‌صفحه اندکی بیشتر از مهاربندی خارج از صفحه بوده است. در عین حال هر دو نمونه در دریافت آستانه مقدار یکسانی را نتیجه داده‌اند. می‌توان نتیجه گرفت اجرای مهاربندی به صورت خارج از صفحه می‌تواند علاوه بر عدم اختلال در سرویس‌دهی سازه، رفتار هیستریک خوبی را نیز نتیجه دهد.

شکل ۱۳. منحنی هیستریکس نمونه‌ها.

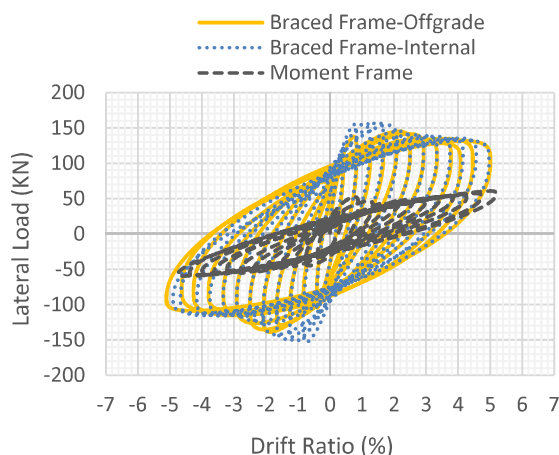


Fig. 13. Hysteresis curves of specimen

۳-۱-۴- منحنی پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای

منحنی‌های پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای برای تمامی نمونه‌ها در شکل (۱۴) نشان داده شده است. همانطور که از منحنی هیستریکس مشخص بود اضافه شدن مهاربندی به قاب می‌تواند تاثیر چشمگیری در روند کسب سختی و بار نهایی قابل تحمل سیستم داشته باشد. مقدار بار نهایی قابل تحمل نمونه مهاربندی‌شده درون صفحه ۲/۵ برابر نمونه قاب خمشی معمولی است. این عدد برای مهاربندی خارج از صفحه به ۲/۳ برابر قاب خمشی معمولی می‌رسد. مشخص است که مهاربندی خارج از صفحه با نمونه درون‌صفحه خود هماهنگی خوبی داشته و در ناحیه سخت‌شوندگی الاستیک و پس از تسلیم، فرم کاهش سختی مشابهی را نتیجه داده‌اند. جدول (۲) نسبت مقاومت حداکثر و درصد خطا را برای نمونه‌های مطالعاتی نشان می‌دهد.

شده و استمرار سرویس‌دهی از سازه را برای ساکنین مختل کند. بدین منظور برای عدم اختلال در سرویس‌دهی می‌توان سیستم مهاربندی را به صورت خارج‌ازصفحه و به صورت خارجی به قاب متصل کرد. در این صورت تخریب اجزای میانقابی نیز به کمترین خود خواهد رسید. بنابراین برای بررسی عملکرد رفتاری مهاربندی خارج‌ازصفحه، یک مدل مقاوم سازی شده به صورت خارج از صفحه نیز با هدف امکان‌سنجی و مقایسه نتایج در نظر گرفته شد.

۴-۱- بررسی نتایج مدلسازی عددی

۴-۱-۱- مدل نرم‌افزاری و وضعیت تنش‌ها

مدل‌های موجود اعم از مدل قاب خمشی معمولی، قاب مهاربندی‌شده درون‌صفحه و قاب مهاربندی‌شده خارج‌ازصفحه در نرم‌افزار آباکوس به صورت عددی تحلیل شدند. شکل ۱۲ وضعیت تنش‌های ترکیبی در قاب مهاربندی‌شده خارج‌ازصفحه را نشان می‌دهد. با نصب المان مهاربندی به صورت خارج-ازصفحه در نواحی مرزی شامل پای ستون تنش ترکیبی به مقدار ۲/۳ برابر نسبت به قاب معمولی کاهش یافت.

شکل ۱۲. وضعیت توزیع تنش در قاب مهاربندی شده

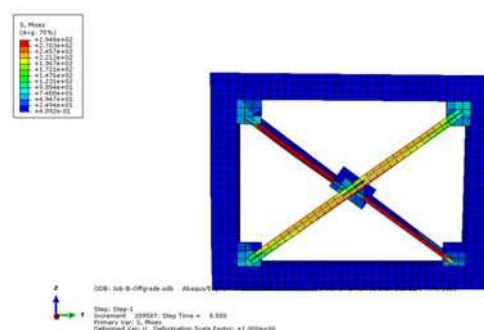


Fig. 12. State of stress distribution in braced frame

۴-۱-۲- رفتار هیستریک

منحنی هیستریکس برای تمامی نمونه‌ها در شکل (۱۳) قابل مشاهده است. با توجه به شکل می‌توان نتیجه گرفت اضافه شدن مهاربندی به قاب بتن مسلح می‌تواند تا حد قابل توجهی

مهاربندی شده درون صفحه ۱/۶۵ برابر و سختی قاب مهاربندی شده خارج از صفحه ۱/۳۵ برابر قاب خمشی است که از عملکرد مناسب مهاربندی در ایجاد سختی جانبی قاب بتن مسلح حکایت دارد.

شکل ۱۵. منحنی کاهش سختی جانبی قاب‌ها

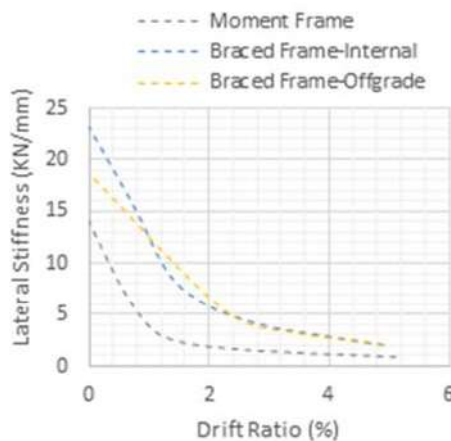


Fig. 15. Degradation of lateral stiffness curves

۴-۱-۵- جذب و اتلاف انرژی

توانایی یک سازه برای اتلاف انرژی در اثر زمین‌لرزه یک معیار دقیق در عملکرد لرزه‌ای مورد انتظار آن است. در این مطالعه، انرژی اتلاف شده توسط دو نمونه مورد آزمایش در طول آزمایش بارگذاری چرخه‌ای به‌عنوان ناحیه محصورشده توسط هر حلقه هیستریزیس محاسبه شد. شکل (۱۶) نمودار اتلاف انرژی در برابر دریافت جانبی نمونه‌های مطالعاتی را نشان می‌دهد. واضح است که شیب جذب انرژی در نمودار و در نتیجه انرژی مستهلک شده قاب تقویت شده بسیار بیشتر از قاب خمشی خواهد بود. مقدار جذب انرژی قاب با مهاربندی درون صفحه و مهاربندی خارج از صفحه هماهنگی خوبی با یکدیگر داشته و اتلاف انرژی یکسانی را نتیجه داده‌اند. مقدار جذب انرژی در قاب مهاربندی شده ۲/۲۵ برابر قاب خمشی معمولی است. این موضوع اثبات می‌کند که عملکرد لرزه‌ای قاب مهاربندی شده نسبت به قاب خمشی از برتری مطلوبی برخوردار است.

شکل ۱۴. منحنی پوش حاصل از بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها

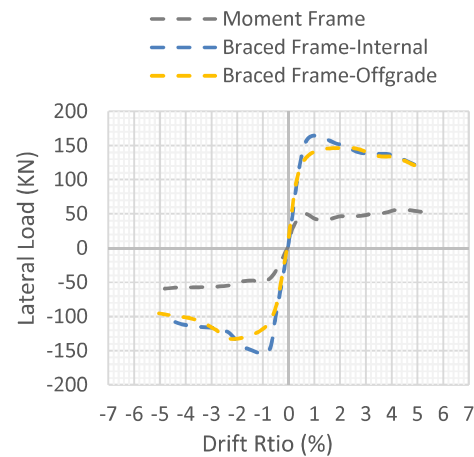


Fig. 14. Back bone curves of specimen

۴-۱-۴- کاهش سختی جانبی

سختی جانبی به‌عنوان سختی اوج به اوج رابطه بار-جابجایی قاب ارزیابی شد که به عنوان شیب خط اتصال به نقطه بیشینه بارهای مثبت و منفی در یک چرخه معین محاسبه می‌شود.

جدول ۲. نسبت مقاومت بیشترین نمونه مدلسازی و نمونه آزمایشگاهی

NO.	Specimen	Loading Direction	Peak Load (KN)		Strength Prediction Error (%)
			TEST	FEM	
1	Moment Frame	Push	-50	-55	10
		Pull	55	55	0.00
2	Braced Frame-Internal	Push	-150	-156	4
		Pull	150	155	3.33
3	Braced Frame-Offgrade	Push	-	-133	-
		Pull	-	146	-

Table 2. The maximum load of the numerical and experimental model

شکل (۱۵) نمودار کاهش سختی جانبی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. با توجه به شکل (۱۵) نمونه مقاوم‌سازی شده سختی اولیه بالاتری را نشان داده لیکن شیب کاهشی مشابهی داشته و پس از افزایش تغییرمکان و تسلیم، دو منحنی با یک شیب کاهشی ثابتی دچار کاهش سختی می‌شوند. از منحنی کاهش سختی جانبی نمونه‌ها قابل استدلال است که سختی قاب

مقدار کرنش‌های معادل پای ستون نسبت به مهاربندی درون‌صفحه به مقدار $2/13$ برابر کاهش یافت.

۲- در اثر اعمال بار جانبی نمونه قاب خمشی رفتار هیستریک شکننده‌تر و ناگهانی از خود نشان داده و سطح زیر نمودار کمتری را نتیجه داد. پس از مقاوم‌سازی با مهاربند رفتار هیستریک نمونه بهبود پیدا کرده و در قابلیت جذب انرژی نمونه روندی افزایشی مشاهده شد. با اجرای مهاربندی به صورت خارج‌ازصفحه، رفتار هیستریک $2/3$ برابر نسبت به قاب خمشی معمولی بهبود پیدا کرد که هماهنگی خوبی را با نمونه مهاربندی‌شده درون‌صفحه نتیجه داد. این امر عملکرد مناسب المان‌های مهاربندی خارج از صفحه را در بهبود رفتار هیستریک قاب‌های بتن مسلح به وضوح نشان می‌دهد.

۳- مقدار مقاومت حداکثر قاب بتن مسلح در یک جابه‌جایی مشخص پس از مقاوم‌سازی به نسبت $2/5$ برابر نمونه اولیه خود افزایش یافت که بر عملکرد مناسب المان مهاربندی در بهبود مقاومت جانبی قابل تحمل نمونه‌های بتن مسلح دلالت دارد. این امر ضریب شکل‌پذیری قاب را افزایش داده و مشخصاً ضریب رفتار قاب‌های تقویت‌شده بتن مسلح را بهبود می‌بخشد.

۴- از جمله موارد مهم در بررسی عملکرد لرزه‌ای انواع سیستم‌های سازه‌ای، توانایی جذب و اتلاف انرژی جانبی است. المان‌های مهاربندی با نصب بر قاب‌های بتن مسلح، مشخصه جذب انرژی قاب‌ها را تا حد قابل توجهی بهبود می‌بخشند. مقدار جذب انرژی در قاب مهاربندی شده $2/25$ برابر قاب خمشی معمولی بود. این موضوع با توجه به شکل‌پذیری مطلوب قاب تقویت‌شده و بررسی سطح زیر نمودار منحنی هیستریک قابل اثبات است.

مقاوم‌سازی قاب‌های بتن مسلح با المان‌های مهاربندی به عنوان سیستم اصلی مقاوم در برابر بار جانبی، از نقطه نظرهای مختلف مانند مباحث فنی، هزینه‌های اقتصادی و قابلیت اجرا جایگزینی مناسب نسبت به سایر روش‌های مقاوم‌سازی است. انتظار می‌رود تحقیقات تجربی و محاسباتی زیادی در این زمینه

شکل ۱۶. منحنی جذب انرژی قاب‌ها

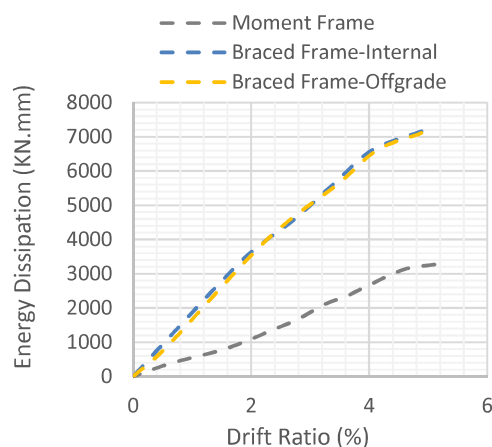


Fig.16. Variation of the energy dissipation

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای مهاربندی فولادی درون‌صفحه هم‌مرکز به منظور مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح موجود به صورت عددی مورد بررسی قرار گرفت. دو نمونه قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و قاب بتن مسلح تقویت‌شده بر اساس روش‌های متداول که توسط آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کنونی طراحی شده‌اند، توسط نرم‌افزار المان محدود مورد بررسی قرار گرفتند. به منظور سهولت در اجرای عملیات مقاوم‌سازی و مباحث سرویس‌دهی سازه در فرایند عملیات مقاوم‌سازی، مهاربندی به صورت خارج از صفحه نیز مدل‌سازی شد و بهبود نتایج مدل پیشنهادی با مدل مبنا مورد مقایسه قرار گرفت. نتایج عمده بدست آمده به شرح زیر است:

۱- در این مطالعه فرآیند گسترش ترک‌های خمشی و برشی در نمونه قاب خمشی عموماً در محل مفاصل پلاستیک متمرکز بوده و پای ستون به عنوان یک مکان مرزی مهم در انتهای آزمایش دچار گسیختگی شد. پس از مقاوم‌سازی با مهاربند مقادیر ترک‌ها بر اساس مقدار کرنش هدف به مقدار $9/5$ برابر نسبت به قاب معمولی کاهش یافت و هیچگونه گسیختگی موضعی در اثر اعمال بار جانبی در محل مفصل پلاستیک ایجاد نشد. در مهاربندی خارج از صفحه مقادیر ترک‌ها بر اساس

برای توسعه دستورالعمل‌های طراحی، همراه با بهترین شیوه‌های ساخت در این قاب‌ها انجام شود.

مراجع

- [14] Safaei S, Naderpour H, Gerami M. Reliability assessment of RC frames rehabilitated by eccentrically braces having vertical shear link. SN Applied Sciences. 2020 Mar;2(3):1-4.
- [15] Hu B, Lv HL, Kundu T. Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete frame in primary and middle schools with different strengthening methods. Construction and Building Materials. 2019 Aug 30;217:473-86.
- [16] Tasnimi A, Masoomi A. Evaluation of response of reinforced concrete frames strengthened with steel bracing. In: Proceedings of the third international conference on seismology and earthquake engineering. 1990 [in Farsi].
- [17] Canales MD, Broseno de la Vega R. Retrofitting techniques used in telephone buildings in Mexico. In: Proceeding of the tenth world conference on earthquake engineering. 1992. p. 5143-47.
- [18] Maheri MR, Kousari R, Razazan M. Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames. Eng Struct 2003;25(13):1697-705.
- [19] Maheri MR, Hadjipour A. Experimental investigation and design of steel brace connection to RC frame. Eng Struct 2003;25(13):1707-14.
- [20] Youssef MA, Ghaffarzadeh H, Nehdi M. Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing. Engineering Structures 2007, 29(7), 1561-1568.
- [21] IBC. International building code. Falls Church (VA): International Code Council; 2003.
- [22] ACI Committee 318. Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318-02). Detroit (MI): American Concrete Institute; 2002.
- [23] AISC. Manual of steel construction: Load and resistance factor design. 3rd ed. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2001.
- [24] AISC. Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago (IL): American Institute of Steel Construction; 2002.
- [25] Richard RM. Analysis of large bracing connection designs for heavy construction. In: Proc. national steel construction conference. Chicago (IL): AISC; 1986. p. 31.1-31.24.
- [26] Kmiecik P, Kaminski M. Modelling of Reinforced Concrete Structures and Composite Structures with Concrete Strength Degradation Taken into Consideration. Archives of Civil and Mechanical Engineering 2011, XI, No. 3
- [27] Carreira DJ, Chu KH. Stress-strain relationship for plain concrete in compression. In: Journal Proceedings 1985 Nov 1 (Vol. 82, No. 6, pp. 797-804).
- [28] Feng DC, Wu G, Lu Y. Finite element modelling approach for precast reinforced concrete beam-to-column connections under cyclic loading. Engineering structures. 2018 Nov 1;174:49-66.
- [1] Bush TD, Jones EA, Jirsa JO. Behavior of RC frame strengthened using structural-steel bracing. J Struct Eng-ASCE 1991;117(4):1115-26.
- [2] Badoux M, Jirsa JO. Steel bracing of RC frames for seismic retrofitting. J Struct Eng-ASCE 1990;116(1):55-74.
- [3] Masri AC, Goel SC. Seismic design and testing of an RC slab-column frame strengthened by steel bracing. Earthq Spectra 1996;12(4):645-66.
- [4] Rodriguez M, Park R. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for seismic resistance. Earthq Spectra 1991;7(3):439-59.
- [5] Ohishi H, Takahashi M, Yamazaki Y. A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city. In: Proceedings of the ninth world conference on earthquake engineering. vol. VII. 1988. p. 415-20.
- [6] Pincheira JA, Jirsa JO. Seismic response of RC frames retrofitted with steel braces or walls. Journal of Structural Engineering. 1995 Aug;121(8):1225-35.
- [7] Nateghi-Alahi F. Seismic strengthening of eight-storey RC apartment building using steel braces. Eng Struct 1995;17(6):455-61.
- [8] Abou-Elfath H, Ghobarah A. Behaviour of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing. Canadian Journal of Civil Engineering 2000, 27(3), 433-444.
- [9] Godínez-Domínguez EA, Tena-Colunga A, Pérez-Rocha LE. Case studies on the seismic behavior of reinforced concrete chevron braced framed buildings. Engineering Structures. 2012 Dec 1;45:78-103.
- [10] Varum H, Teixeira-Dias F, Marques P, Pinto AV, Bhatti AQ. Performance evaluation of retrofitting strategies for non-seismically designed RC buildings using steel braces. Bulletin of earthquake engineering. 2013 Aug;11(4):1129-56.
- [11] Ramin K, Fereidoonfar M. Finite element modeling and nonlinear analysis for seismic assessment of off-diagonal steel braced RC frame. International Journal of Concrete Structures and Materials. 2015 Mar;9(1):89-118.
- [12] Dong YR, Xu ZD, Li QQ, Xu YS, Chen ZH. Seismic behavior and damage evolution for retrofitted RC frames using haunch viscoelastic damping braces. Engineering Structures. 2019 Nov 15;199:109583.
- [13] Ahmad N, Mostafa M. Eccentric steel brace retrofit for seismic upgrading of deficient reinforced concrete frames. Bulletin of Earthquake Engineering 2020, 18(6), 2807-2841..

Evaluation Possibility of Concrete Frames Rehabilitation with Off-Grade Steel Bracing

S.Nodeh¹, A.Biglari Fadafan^{2*}

1- Master of Civil Engineering Student, Department of Civil Engineering, Golestan University.

2*- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Golestan University.

Biglari.a@gmail.com

Abstract :

Steel bracing is known as one of the most effective systems resistant to lateral loads, and its use has been the subject of numerous studies to improve the lateral deformation tolerance of existing reinforced concrete frames. In this study, the seismic performance of steel bracing in the concentric plane in order to strengthen the existing reinforced concrete structures has been numerically investigated. A scaled reinforced concrete frame was modeled by finite element method by simple cross bracing. In the retrofitting of damaged reinforced concrete structures, attention should be paid to the continuity of service of the structure in structures of high importance. The important point in buildings of special importance such as hospitals and government buildings is that in such buildings the maintenance of the structure must be maintained at all hours. In addition, the implementation of in-plane bracing causes the destruction of intermediate frame components and can reduce the effective role of intermediate frame components in the seismic load of reinforced concrete frames. The interaction between the frame and the frame in seismic loading is an important issue that has been extensively focused on by various researches. Another important point is to pay attention to architectural issues and match the retrofit method with the aesthetic aspects of the structure. If there is an opening in the damaged frame, using the internal reinforcement method may cause problems in the opening space in the desired frame.

According to the mentioned points, in order to continue the service of the structure during the retrofit operation and to reduce the destruction operation in the intermediate frame components, the reinforcement member can be externally connected to the damaged frame. Therefore, in this study, in order to achieve the mentioned goals, the implementation of steel bracing outside the plane was also investigated using the numerical method and its Possibility was verified. The studied sample was subjected to lateral load by displacement control method by ABAQUS software and analyzed by quasi-static method. This enables a better understanding of the performance of frames strengthened with in-plane and out-of-plane steel braces and the evaluation of the proposed method. In this study, the models were examined in terms of deformation and cracking characteristics, hysteresis, lateral stiffness reduction and energy absorption capability. The results of this study showed that after strengthening with braces, there was no local rupture due to the application of lateral load in the place of the plastic joints of the frames. As a result of the application of lateral load, the normal moment frame specimen showed a more fragile hysteretic behavior. The maximum resistance value of the reinforced concrete frame in a certain displacement after strengthening increased to 2.5 times of its original sample and resulted in less stress concentration in the boundary elements compared to in-plane bracing. The amount of hardness created in the sample increased to 1.35 times of the original sample and the amount of energy absorption increased to 2.25 times of the original sample. The results obtained in hysteresis, stiffness reduction and energy absorption sections indicate the effective performance of the proposed method in strengthening damaged reinforced concrete structures.

Keywords: Rehabilitation, Reinforced Concrete Frame, Steel Bracing, Off-Grade Bracing, Cyclic Loading