

Strengthening of RC moment resisting frames using indirect internal connection of X-steel bracing

Siavash Sadeghinezhad¹, Ali Kheyroddin^{2*}, Alireza Mortezaei³

1- Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

2- Professor, Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3- Associate Professor, Seismic Geotechnical and High performance Concrete Research Center, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Non-ductile reinforced concrete frames are commonly found in older buildings in many parts of the world. These structures designed for gravity loads, have limited lateral strength and ductility, are prone to excessive one-way lateral movement and soft-story mechanism. This paper focuses on the retrofit of an existing reinforced concrete frame, using steel X-braces by indirect internal connection method. The main purpose is the analytical study of general behavior and response of large scale vulnerable frames. An experimental study was used to validate the numerical modeling performed in ABAQUS. Next the base samples were retrofitted with X-braces and four proposed indirect internal connection methods. Furthermore, in a separate parametric studies, the effect steel frame profile type, connection type and use of high strength grout in the boundary zones between steel and reinforced concrete frames were investigated. The results indicated that the stiffness and bearing capacity of the reinforced concrete frame by using steel X-braces increases up to 3.7 and 2.8 times, respectively. It also reduces the final displacement and drift by 50%. Moreover, bracing acts like the first defense system against lateral loads, such as structural fuse with its yield, increases the amount of energy dissipation. It also removes the plastic hinges by reducing the ultimate displacement and stress of lateral load in the panel zone.

ARTICLE INFO

Receive Date: 27 May 2021

Revise Date: 02 February 2022

Accept Date: 16 February 2022

Keywords:

reinforced concrete frame
steel X-brace
strengthening
finite Element analysis Indirect
connection
Vulnerability

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.287954.2462>

*Corresponding author: Ali Kheyroddin
Email address: kheyroddin@semnan.ac.ir.

ارزیابی روش های اتصال داخلی غیرمستقیم مهاربندهای ضربدري فولادی به منظور

مقاوم سازی قاب های خمشی بتن آرمه موجود

سیاوش صادقی نژاد^۱، علی خیر الدین^{۲*}، علیرضا مرتضایی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

۲- استاد ممتاز، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

۳- دانشیار، مرکز تحقیقات ژئوتکنیک لرزه ای و بتن توانمند، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران

چکیده

قاب های بتن آرمه غیر شکل پذیر معمولاً در ساختمان های قدیمی بسیاری از مناطق جهان یافت می شوند. این سازه ها که عموماً برای اثرات بار ثقلی طراحی شده اند، از مقاومت جانبی و شکل پذیری محدودی برخوردار بوده و تحت حرکات زمین تمایل به جابجایی جانبی بیش از حد یک طرفه و مکانیسم طبقه نرم دارند. این مطالعه بر روی مقاوم سازی یک قاب بتن آرمه موجود با استفاده از مهاربندهای ضربدري فولادی به روش اتصال داخلی غیرمستقیم متمرکز بوده و هدف اصلی آن، بررسی رفتار و پاسخ کلی نمونه قاب های آسیب پذیر مقاوم سازی شده در مقیاس بزرگ است. به این منظور از یک مطالعه آزمایشگاهی مرتبط برای اعتبار سنجی مدل سازی عددی صورت گرفته در نرم افزار آباکوس استفاده و سپس نمونه مرجع با قرار دادن قاب فولادی ضربدري مهاربندی شده و شیوه های متفاوت اتصال داخلی غیرمستقیم پیشنهادی مقاوم سازی گردیده و در مطالعات پارامتریک مجزا، تاثیر نوع پروفیل قاب فولادی، نوع اتصال و استفاده همزمان از گروت با مقاومت بالا در نواحی مرزی بین قاب فولادی و قاب بتن آرمه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می دهد که استفاده از مهاربند ضربدري فولادی بصورت غیرمستقیم در قاب های بتن آرمه آسیب پذیر، به طور متوسط باعث افزایش ۳،۷ و ۲،۸ برابری سختی و مقاومت جانبی و هم چنین کاهش ۵۰ درصدی تغییر مکان نهایی می شود. ضمن اینکه مهاربند به عنوان سیستم دفاعی اول در برابر بارهای جانبی، مانند فیوز عمل کرده و با جاری شدگی خود میزان استهلاک انرژی را افزایش می دهد. هم چنین با کاهش تنش های ناشی از بار جانبی در محل چشمه اتصال، مفاصل پلاستیک را از این ناحیه دور می کند.

کلمات کلیدی: قاب بتن آرمه، مهاربند ضربدري، مقاوم سازی، روش المان محدود، اتصال غیرمستقیم.

سابقه مقاله:		شناسه دیجیتال:			
دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	doi:
۱۴۰۰/۰۳/۰۶	۱۴۰۰/۱۱/۱۳	۱۴۰۰/۱۱/۲۷	۱۴۰۰/۱۱/۲۷	۱۴۰۱/۰۹/۳۰	10.22065/jsce.2022.287954.2462
*نویسنده مسئول:		علی خیر الدین			
پست الکترونیکی:		kheyroddin@semnan.ac.ir			

۱- مقدمه

به دلایل گوناگون ممکن است سازه های موجود نیاز به بهسازی داشته باشند. این بهسازی شامل احیای سازه آسیب دیده تحت زلزله یا عوامل دیگر، یا مقاوم سازی و تقویت یک سازه آسیب پذیر خسارت ندیده ای می شود که با آیین نامه های بارگذاری و طراحی ویرایش قدیم یا حتی بدون آنها طراحی و ساخته شده است. ساختمان هایی که به علل مختلف از جمله تغییر ضوابط آیین نامه، تغییر کاربری ساختمان و اضافه نمودن تعداد طبقات، فاقد مقاومت و سختی لازم گشته و بایستی به منظور تطابق با شرایط جدید و تامین الزامات آیین نامه ای به طریقی مقاوم سازی شوند. ساختمان های بتن آرمه علاوه بر موارد فوق، به دلایل متعددی که مهمترین آنها اجرا در محل می باشد از آسیب پذیری اجرایی نیز برخوردارند. در طول سالیان گذشته روش های مختلفی در مقاوم سازی موضعی و کلی قاب های بتن آرمه^۱ (RCF) مورد بررسی قرار گرفته است که بسته به نوع سازه و شرایط معماری و در دسترس بودن مصالح و تکنولوژی ساخت از آنها استفاده می شود. از جمله این روش ها می توان به زره و ورق پوش کردن با پروفیل های فولادی، پوشش با ورق های کامپوزیتی^۲ (FRP)، افزودن میان قاب های بتن آرمه (دیوار برشی)، اضافه کردن مهاربندهای فولادی به صورت داخلی و خارجی و هم چنین استفاده از کابل های پس تنیده، جدا سازهای لرزه ای و میراگرها اشاره کرد. هر یک از این روش ها را می توان با در نظر گرفتن مزایای فنی و اقتصادی آن ها، برای ارتقاء و بهبود رفتار خطی و غیرخطی قاب های بتن آرمه مورد استفاده قرار داد.

در سالهای اخیر استفاده از مهاربندهای فولادی به دلایل مختلفی چون استفاده از قطعات پیش ساخته، سرعت و سهولت در حمل و نقل و اجرا، وزن و هزینه کم و کمینه خرابی و محدودیت معماری در سازه به عنوان روشی مفید برای مقاوم سازی قاب های بتن آرمه موجود مورد توجه قرار گرفته است. مهاربندها اعضای کششی- فشاری هستند که مانع جابجایی بیش از حد اسکلت ساختمان در هنگام اعمال نیروهای جانبی می گردند. رفتار هیستریک نسبتاً پایدار این سیستم الحاقی در قاب های بتن آرمه ضعیف که در زمان زلزله به سرعت از سیستم خارج شده و منحنی هیستریک ناپایداری دارند، منجر به استهلاک انرژی زیادی از سازه ترکیبی می گردد [۱]. هر چند مشکلاتی همچون گسیختگی نامطلوب برشی، صعوبت در حمل و نقل پروفیل های فولادی با ضخامت بالا، خوردگی فولاد و نیاز به اتصال لب به لب، محدودیت هایی را نیز در استفاده از آن ها بوجود آورده است.

در مقاوم سازی ساختمان های بتن آرمه، نحوه اتصال مهاربندهای فولادی به قاب بتنی از جمله موارد مهم و اساسی به شمار می رود، به طوری که عملکرد خوب مهاربند بستگی به نحوه اتصال آن دارد. این اتصال به دو صورت داخلی و خارجی و هم چنین مستقیم و غیرمستقیم قابل اجرا می باشد. مبنای تقسیم بندی اول محل اضافه کردن مهاربند است که در صورت عدم محدودیت معماری می تواند از نوع خارجی بوده و در قسمت بیرونی سازه اصلی اجرا گردد. در اتصال داخلی مستقیم، مهاربند توسط ژاکت و ورق فولادی مستقیماً به قاب بتن آرمه آسیب پذیر موجود متصل می شود. ولی در اتصال داخلی غیرمستقیم که بیشتر برای قاب های بتنی با مقاومت مشخصه پایین بتن کاربرد دارد، در رویکرد ارائه شده در آژانس مدیریت اضطراری فدرال آمریکا [۲]، یک قاب مهاربندی شده فولادی به واسطه قرارگیری بولت های با مقاومت بالا در سوراخهای تعبیه شده و تزریق اپوکسی، به ناحیه مرزی قاب بتنی موجود متصل می شود. در روش ارائه شده توسط انجمن پیشگیری از بلایای ساختمان ژاپن [۳]، قاب مهاربندی شده فولادی با استفاده از گل میخ ها و بولت های با مقاومت بالا که در ناحیه اتصال با کمک بتن منبسط شونده یا گروت با مقاومت بالا بهم پیوسته اند، به طور غیرمستقیم به قاب بتن آرمه متصل می شود. گل میخ ها به ناحیه مرزی قاب فولادی جوش داده می شوند و بولت ها در سوراخ هایی که در نواحی مرزی قاب بتن آرمه موجود در نظر گرفته و اپوکسی در آنها تزریق شده قرار می گیرند.

در این مقاله که با هدف بررسی میزان اثر بخشی روش اتصال داخلی غیرمستقیم در بهبود رفتار موضعی و کلی قاب های بتن آرمه آسیب پذیر موجود تهیه شده است، به ارزیابی شش حالت مختلف اتصال مهاربند ضربدری با این روش به یک نمونه قاب خمشی بتن آرمه آسیب پذیر بزرگ مقیاس پرداخته شده است. منظور از آسیب پذیری زمانی است که قاب بتن آرمه از نظر تغییر مکان های قائم و جانبی

1- Reinforced Concrete Frame
2- Fiber Reinforced Polymer

دچار مشکل باشد، مثلاً در ساختمانی با سیستم قاب خمشی بتن آرمه که به علت حذف آویز کششی، دارای تیر با ارتفاع کاهش یافته بوده و شرایط آیین نامه را از نظر خیز برآورده نمی کند، یا سازه بتن آرمه ای که به واسطه عدم یا ناکافی بودن خاموت های ستون در چشمه اتصال دچار ضعف برشی و ایجاد مفاصل پلاستیک در اتصالات است. از این رو یک مطالعه آزمایشگاهی روی قاب بتن آرمه تک دهانه یک طبقه که منعکس کننده شرایط ساختمان های قدیمی موجود در تایلند بوده و بر اساس آیین نامه های گذشته طراحی شده به منظور صحت سنجی انتخاب شده است. این قاب بتن آرمه که به دلیل ضعف ستون ها و چشمه اتصال^۳، شرایط ستون قوی - تیر ضعیف را تامین نکرده و در برابر مکانیزم طبقه نرم آسیب پذیر می باشد، در نرم افزار آباکوس مدل سازی شده و پس از اعتبار سنجی مدل عددی، نسبت به مقاوم سازی آن با مهاربند اقدام گردیده است. مهاربندها به صورت فشاری و کششی (ضربدری) بوده و در قالب قاب مهاربندی شده فولادی به صورت غیرمستقیم به قاب بتن آرمه متصل می شوند. ضمن آنکه به منظور اتصال قاب فولادی به بتنی از گل میخها و آرماتورهای زبانه ای، گروت با مقاومت بالا و در مواردی به جهت پیوستگی بیشتر و تأمین نیروهای برشی مستقیم مورد نیاز از خاموت اسپیرال در محدوده مرزی استفاده شده است.

یکی از نکات حائز اهمیت در استفاده از مهاربندهای فولادی برای تقویت یک سازه بتن آرمه، چگونگی انتخاب ابعاد آن برای مطابقت با اهداف عملکردی مورد نیاز سازه ترکیبی است. برای انجام این مطالعه از رفتارهای مبتنی بر آزمایش های صورت گرفته روی قاب های بتن آرمه غیرشکل پذیر با و بدون مهاربند، برای تهیه مدل های عددی دقیق استفاده شده است. سپس به منظور انجام مطالعات پارامتریک، تاثیر متغیرهایی چون نوع مقطع قاب فولادی داخلی و میزان لغزندگی اتصالات مورد بررسی قرار گرفته است. برای مطالعه عددی رفتار، پاسخ کلی و مکانیسم خرابی سازه موجود و هدایت اهداف عملکردی برای طراحی مقاوم لرزه ای، تعداد زیادی تحلیل غیرخطی پوش آور تحت بار جانبی افزاینده بر روی قاب های تقویت شده انجام و پارامترهایی چون مقاومت جانبی، سختی، شکل پذیری و میزان اتلاف انرژی مورد مقایسه قرار گرفتند.

۱-۱- پیشینه تحقیق

پژوهشگران زیادی روی مقاوم سازی قاب های بتن آرمه با استفاده از مهاربندهای فلزی کار کرده اند. اوهیشی و همکاران [۴] کاربردهای عملی برای مقاوم سازی قاب های بتن آرمه توسط قاب های مهاربندی شده فولادی با اتصال غیرمستقیم ارائه داده اند که توسط انجمن پیشگیری از بلایای ساختمان ژاپن [۳] در راهنمای مقاوم سازی استفاده شده است. گوچی و همکاران [۵]، بادوکس و جیرسا [۶] و لی و همکاران [۷] در بررسی های مجزا نمونه های عملی بهسازی با استفاده از مهاربندهای فولادی را گزارش و به جزئیات آن پرداخته اند. پنچیرا و جیرسا [۸] پاسخ لرزه ای ساختمان های بتن آرمه تقویت شده با مهاربند فلزی شکل پذیر را بررسی و به پایداری و وسیع بودن حلقه های هیستریزیس و شکل پذیری عالی این نوع قاب مرکب اشاره کرده اند. صاحبی و همکاران [۹] یک اتصال مستقیم و بدون نیاز به واسطه قاب فولادی را بین مهاربند فلزی و قاب بتن آرمه ارائه و آن را برای بهسازی ساختمان های موجود و همچنین به عنوان یک المان مقاوم برشی در طراحی سازه های جدید پیشنهاد داده اند. کارهای عددی به وسیله ابوالغاز و قبارا روی مهاربندی هم محور و برون محور داخلی ساختمان های بتن آرمه غیرشکل پذیر انجام و عملکرد لرزه ای مطلوب این شیوه مقاوم سازی نشان داده شده است [۱۰]. ماهری و همکاران مطالعات آزمایشگاهی روی سیستم های مختلف قاب - مهاربند X و زانویی با هدف بررسی پارامترهای لرزه ای و طراحی بهینه اتصالات بین مهاربند و قاب یتنی انجام داده اند [۱۱-۱۳]. معصومی و تسنیمی طی یک بررسی آزمایشگاهی قابلیت استفاده از مهاربند فلزی در قاب بتن آرمه را به اثبات رساندند [۱۴]. مادا و یاماگاکا در سال ۲۰۱۲ به جزئیات بیشتری از روش اتصال غیرمستقیم مهاربند فولادی به قاب بتنی موجود پرداختند [۱۵]. سوتسو و همکاران روش مقاوم سازی با استفاده از مهاربندهای کمانش تاب^۴ با اتصال غیرمستقیم را ارائه و به رفتار مرکب آنها پرداختند [۱، ۱۶]. رویکرد دیگر توسط جونز و جیرسا [۱۷] ارائه و در راهنمای مقاوم سازی آژانس مدیریت اضطراری فدرال آمریکا [۲] اتخاذ شد. جوادی و همکاران به ارائه تکنیک های اتصال غیرمستقیم ترکیبی بر پایه تئوری اصطکاک و توجه ویژه به مقاوم

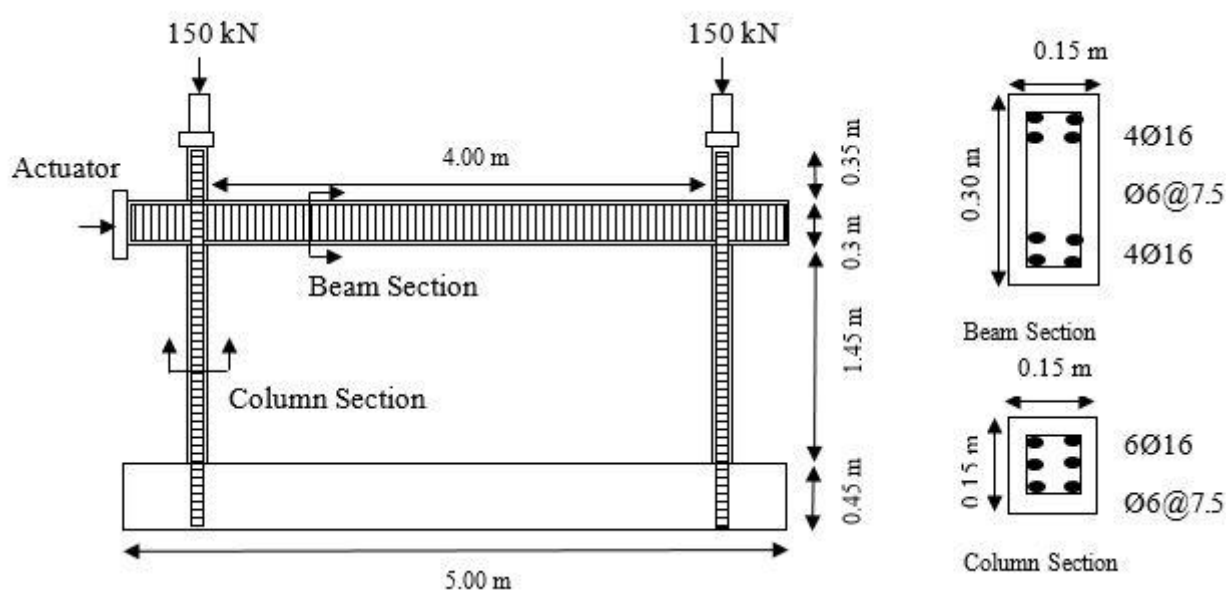
3- Panel Zone

4- buckling-restrained braces

سازی ستون‌های پیرامونی قاب پرداختند [۱۸، ۱۹]. خیرالدین و همکاران در خلال سال‌های ۲۰۰۰ تا ۲۰۲۰ مطالعات آزمایشگاهی و تئوریک متعددی روی رفتار قاب‌های بتن آرمه تقویت شده توسط مهاربندهای فلزی ضربدری، واگرا و کمانش ناپذیر، با انواع اتصال مستقیم و غیرمستقیم انجام دادند [۲۰-۲۶]. با مروری کلی بر پژوهش‌های انجام شده می‌توان دریافت که در صورت توجه به ملاحظات معماری و طراحی اتصالات مناسب بین مهاربند فلزی و قاب بتن آرمه، مقاوم‌سازی با مهاربند فولادی نتایج مثبتی را به دنبال داشته است.

۲- مشخصات نمونه آزمایشگاهی

از آنجا که هدف اصلی این مقاله بررسی رفتار خطی و غیرخطی قاب بتن آرمه غیرشکل‌پذیر طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های قدیمی می‌باشد، انتخاب نمونه آزمایشگاهی نیز در این راستا صورت گرفته است. این نمونه که مربوط به یک قاب یک طبقه و یک دهانه بتن آرمه غیرشکل‌پذیر مسطح با مقیاس بزرگ (مقیاس تقریبی ۱:۲) بوده و توسط خامپانیت و همکاران در سال ۲۰۱۴ در دانشگاه بانکوک مورد آزمایش قرار گرفته است، مطابق آیین‌نامه‌های قدیمی به روش بار ثقلی^۵ (GLD) طراحی شده است [۲۷]. کوچک بودن ابعاد ستون‌ها نسبت به تیر و هم‌چنین جزئیات ناقص میلگردگذاری در محل چشمه اتصال تیر - ستون این نمونه آزمایشگاهی موجب شده است که سازه در مقابل مکانیزم طبقه نرم آسیب‌پذیر باشد. قاب مورد مطالعه با یک پایه بتن آرمه قوی به طور یک‌جا ساخته و به کف قوی آزمایشگاه ثابت شده و در آزمایشگاه به روش کنترل جابجایی و ثبت نیروی متناظر تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی با استفاده از یک محرک هیدرولیکی قرار گرفته است. علاوه بر بار جانبی، بارهای محوری عمودی معرف بارهای ثقلی نیز در بالای ستون‌ها با استفاده از جک‌های هیدرولیکی اعمال شده و فشار آنها به صورت دستی در ۱۵۰ کیلو نیوتن ثابت نگه داشته شده است. ابعاد و جزئیات میلگردگذاری و بارگذاری این قاب در شکل ۱ نشان داده شده است.



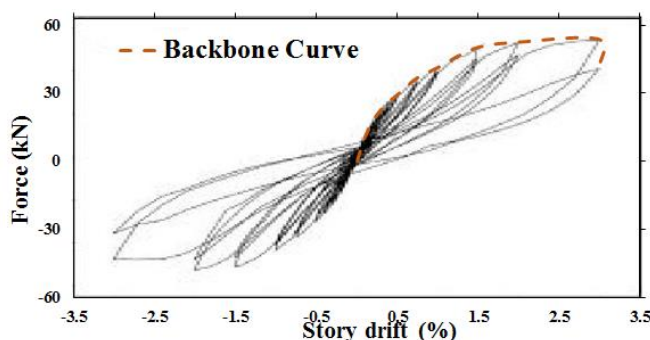
شکل ۱: ابعاد و جزئیات میلگردگذاری و بارگذاری نمونه آزمایشگاهی.

قاب مرجع آزمایشگاهی برای نشان دادن قاب بتن آرمه در اولین طبقه از ساختمان یک مدرسه در تایلند به گونه ای طراحی شده است که شاخص های سازه ای کلیدی آن مانند نسبت مقاومت خمشی به برشی، نسبت های میلگردهای طولی و برشی، نسبت دهانه به عمق برشی و تنش های محوری و برشی متوسط مشابه نمونه اولیه باشد [۱]. خصوصیات مواد این نمونه در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱: خصوصیات مواد نمونه آزمایشگاهی.

بتن	میلگرد			
	f_y (Mpa)		f_u (Mpa)	
	\emptyset_6	$\emptyset_{8-16-18}$	\emptyset_6	$\emptyset_{8-16-18}$
f_c (Mpa)	380	390	469	557

آزمایش انجام و قرائت های کلیدی برای این نمونه صورت گرفته است. به طوری که ترک های خمشی برای اولین بار در ستون ها و در باری معادل ۲۹ کیلونیوتن مشاهده شده و در نهایت بیشترین مقاومت آن ۵۴,۳۵ کیلونیوتن در دریافت ۳ درصد بوده است. خرابی ستون ها ابتدا بعلت لغزش اتصالات و سپس خرد شدگی بتن در محل مفاصل پلاستیک رخ داده و تیر تقریباً الاستیک و بدون ترک های قابل توجه باقی مانده است. به منظور امکان مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی، منحنی پوش چرخه هیستریزس این نمونه مطابق شکل ۲ استخراج شده است.



شکل ۲: منحنی پوش چرخه هیستریزس قاب مرجع آزمایشگاهی.

۳- مدل سازی اجزای محدود

به منظور آغاز بررسی های عددی، قاب مرجع در نرم افزار آباکوس که یک برنامه شبیه سازی مهندسی قوی بر مبنای روش المان محدود^۶ (FEM) می باشد مدل سازی گردیده است. این برنامه برای حصول اطمینان از دقت تحلیل های غیرخطی، به طور اتوماتیک نمو بار و تلووانس های همگرایی مناسب را انتخاب کرده و در طول آنالیز به صورت متمادی تنظیم می کند. برای مدل سازی رفتار بتن از مدل پلاستیسیته خسارت بتن^۷ (CDP) که پارامترهای آن بر اساس ترک خوردگی در کشش و خردشدگی در فشار است استفاده شده است. پارامترهای زاویه اتساع، خروج از مرکزیت، f_{b0}/f_{c0} و K در این مدل به ترتیب ۰,۳۵، ۰,۱، ۱,۱۶ و ۰,۶۶۷ لحاظ شده و در مورد پارامتر

6- Finite Element Method

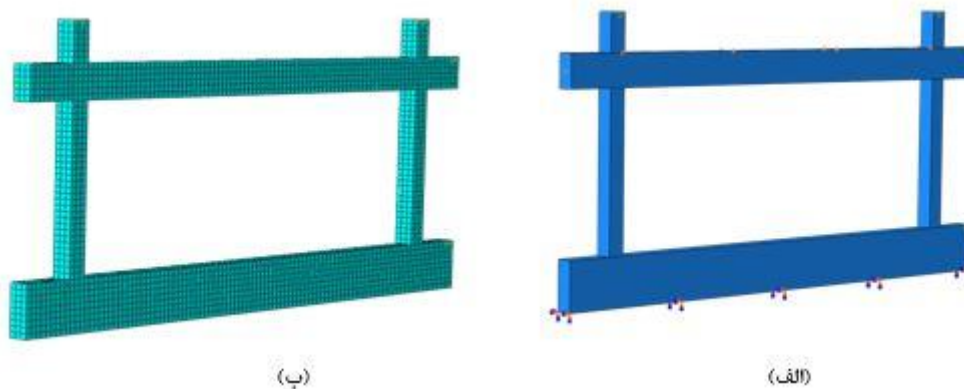
7- Concrete Damage Plasticity

ویسکوزیته نیز با انجام آنالیز حساسیت مقادیر ۰,۰۰۱، ۰,۰۰۱ و ۰,۰۰۰۱ بررسی و در نهایت مقدار ۰,۰۰۰۱ انتخاب گردیده است. میلگردهای فولادی نیز با المان میله ای مدل سازی و با اعمال قید در بتن به صورت مدفون^۸ در نظر گرفته شده اند. مشخصات بتن و میلگرد تعریف شده در نرم افزار در جدول ۲ ارائه شده است.

جدول ۲: خصوصیات مصالح در نرم افزار آباکوس.

بتن				میلگرد			
W (Kg/m ³)	E (Gpa)	ν	نوع المان	W (Kg/m ³)	E (Gpa)	ν	نوع المان
2400	22.65	0.15	C3D8R	7850	200	0.3	T3D2

به منظور تطابق شرایط مدل عددی با آزمایشگاهی دو گام زمانی تعریف شده است. در گام نخست بارگذاری ثقلی به صورت فشار محوری قائم ثابت به ستون های بتنی و در گام دوم بارگذاری افقی جانبی از سمت چپ به راست با الگوی افزایشده خطی^۹ به صورت کنترل تغییر مکان به نقطه مرجع تعریف شده در مرکز سطح جانبی تیر بتنی اعمال شده است. مطابق آیین نامه ATC-40 [۲۸] بیشینه دریافت کل سازه برای حد عملکردی آستانه فروریزش به $0.33V/P$ محدود می گردد که در آن V و P به ترتیب نیروی برشی و بار ثقلی می باشد. به منظور شبیه سازی شرایط مرزی تکیه گاهی آزمایشگاه، کف فونداسیون گیردار و تمام درجات آزادی انتقالی و چرخشی آن مقید گردیده است. هم چنین برای جلوگیری از حرکت خارج از صفحه قاب، برای تیر فوقانی قید جانبی در نظر گرفته شده است. هم چنین با انجام آنالیز حساسیت بر روی اثر اندازه مش بندی، مقادیر ۳، ۴ و ۵ سانتی متر مورد ارزیابی قرار گرفتند. از آنجا که با کاهش اندازه مش بندی، نتایج تحلیل عددی نیز کاهش و از نتایج آزمایشگاهی فاصله گرفتند، کلیه المان های بتن، میلگرد و فولاد با ابعاد ۵ سانتی متر مش بندی شده است. هندسه مونتاژ و مش بندی شده و هم چنین نحوه بارگذاری و شرایط مرزی در شکل ۳ نشان داده شده است.

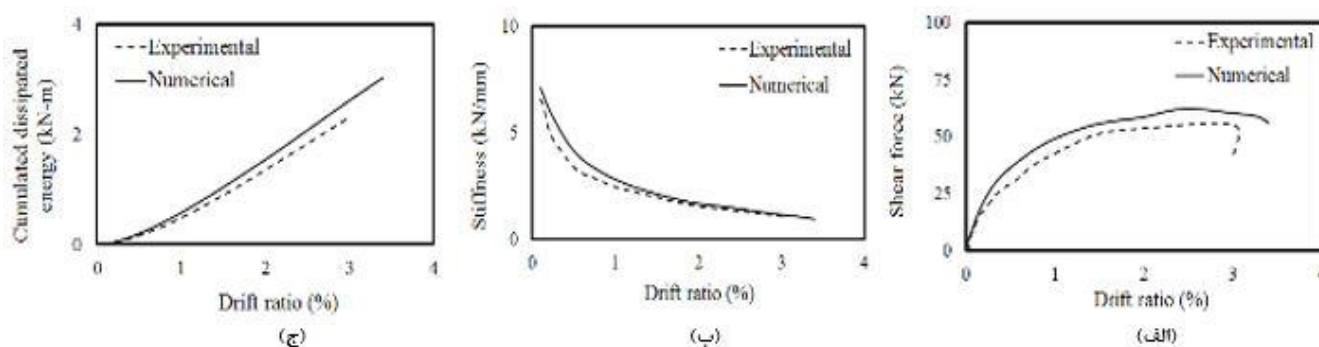


شکل ۳: (الف) نحوه بارگذاری و شرایط مرزی، (ب) هندسه مونتاژ و مش بندی شده در مدل اجزای محدود.

8- Embedded region
9- Monotonic

۴- اعتبار سنجی

به منظور بررسی و اطمینان از صحت مدل المان محدود، منحنی پوش رفتار رفت و برگشتی نمونه آزمایشگاهی مستخرج شده در شکل ۲، با نمودار نیرو - تغییر مکان در سطوح مختلف دررفت حاصل از مدل عددی مورد مقایسه قرار گرفته است. همان طور که در شکل ۴ و جدول ۳ مشاهده می شود، هماهنگی و تطابق قابل قبولی در رفتار نمونه آزمایشگاهی و مدل عددی مشاهده شده و بدین ترتیب شبیه سازی اجزاء محدود مورد تایید قرار گرفته است. ضمن اینکه مختصر سختی بیشتر مدل عددی را می توان با چسبندگی کامل و عدم لغزش میلگردها، به واسطه مدفون و مقید در نظر گرفته شدن آن ها در بتن مرتبط دانست.

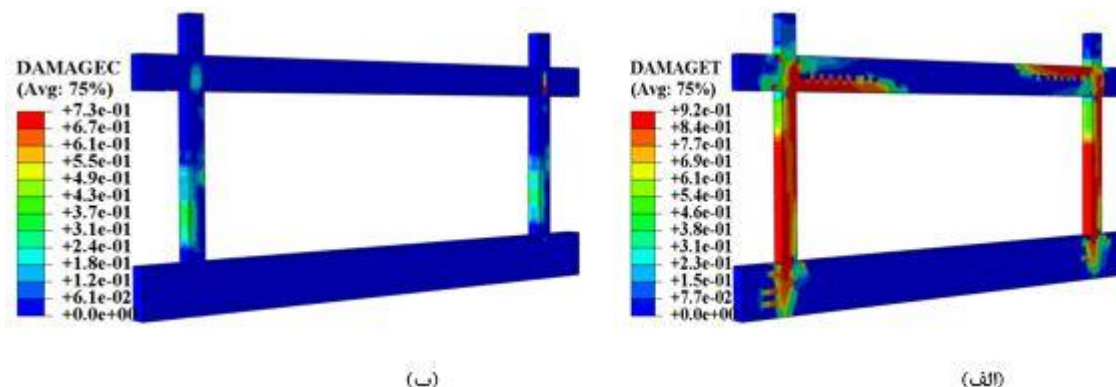


شکل ۴: اعتبارسنجی منحنی های: (الف) نیرو-تغییر مکان، (ب) سختی مماسی و (ج) استهلاک انرژی مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی.

جدول ۳: مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی.

نتایج	حداکثر بار (kN)	جابجایی (mm)	دررفت
آزمایشگاهی	۵۴.۳۵	۵۲.۵	۳
عددی	۶۲.۲۵	۵۹.۴۸	۳.۴
اختلاف (درصد)	۱۴	۱۳	۱۳

در این مدل مرجع (RC)، اولین ترک خوردگی بتن در پایین وجه فشاری و بالای وجه کششی ستون ها و در باری برابر ۱۹,۹۸ کیلونیوتن رخ داده و اولین جاری شدگی میلگردها مربوط به میلگرد طولی ستون فشاری سمت راست و در باری برابر ۳۶,۰۱ کیلو نیوتن می باشد. لازم به توضیح است که بار جاری شدگی (P_y) بار متناظر با لحظه ای است که کرنش میلگردها به مقدار پلاستیک رسیده است. در نهایت بتن در ستون سمت راست در باری برابر ۵۶,۱۰ کیلونیوتن به کرنش فشاری خرد شدگی رسیده و بیشترین مقاومت این مدل برابر ۶۲,۲۵ کیلو نیوتن در دررفت ۳,۴ درصد بدست آمده است. در این قاب مفاصل پلاستیک فقط در ستون ها مشاهده شده و میلگردهای تیر به حد تسلیم و تشکیل مفصل پلاستیک نرسیده اند. شکل ۵ میزان خسارت فشاری و کششی بتن قاب را در انتهای تحلیل نشان می دهد. همان طور که مشاهده می شود، بیشترین خسارت فشاری در چشمه اتصال و بیشترین خسارت کششی در ستون و وجوه کششی تیر رخ داده است.



شکل ۵: (الف) کانتور آسیب کششی و (ب) کانتور آسیب فشاری بتن مدل مرجع در انتهای تحلیل.

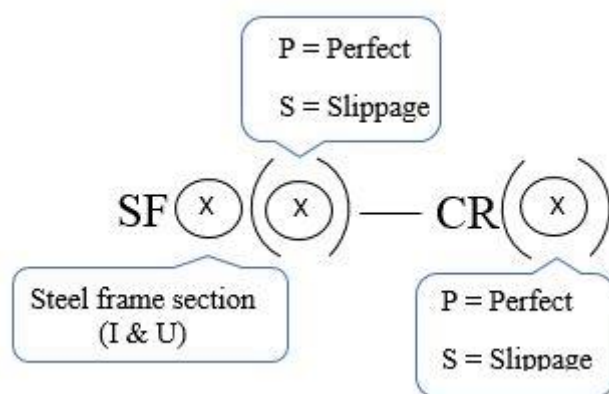
۵- مطالعه پارامتریک

پس از اطمینان از صحت مدل سازی صورت گرفته، مطالعات پارامتریک با اضافه کردن قاب فولادی مهاربندی شده محصور در قاب بتن آرمه مرجع آغاز می شود. به این منظور ۱۲ مدل قاب با پروفیل های فولادی و جزئیات متفاوت اتصال داخلی غیرمستقیم توسط مهاربند ضربدری مهاربندی شده و تا زمان وقوع خرابی، تحت تاریخچه بارگذاری مشابه قاب مرجع به صورت ثقلی ثابت و جانبی افزایش یافته خطی قرار گرفته اند. با اعمال این نوع بارگذاری در تمامی نمونه های مهاربندی شده، یکی از مهاربندها تحت فشار و دیگری تحت کشش قرار گرفته اند. با توجه به تاثیر جهت گیری و کرنش تسلیم فولاد مهاربند در تغییر شکل تسلیم آن [۱]، مشخصات فولاد مصرفی در جدول ۴ ارائه شده است.

جدول ۴: خصوصیات مقاطع فولادی در نرم افزار آباکوس.

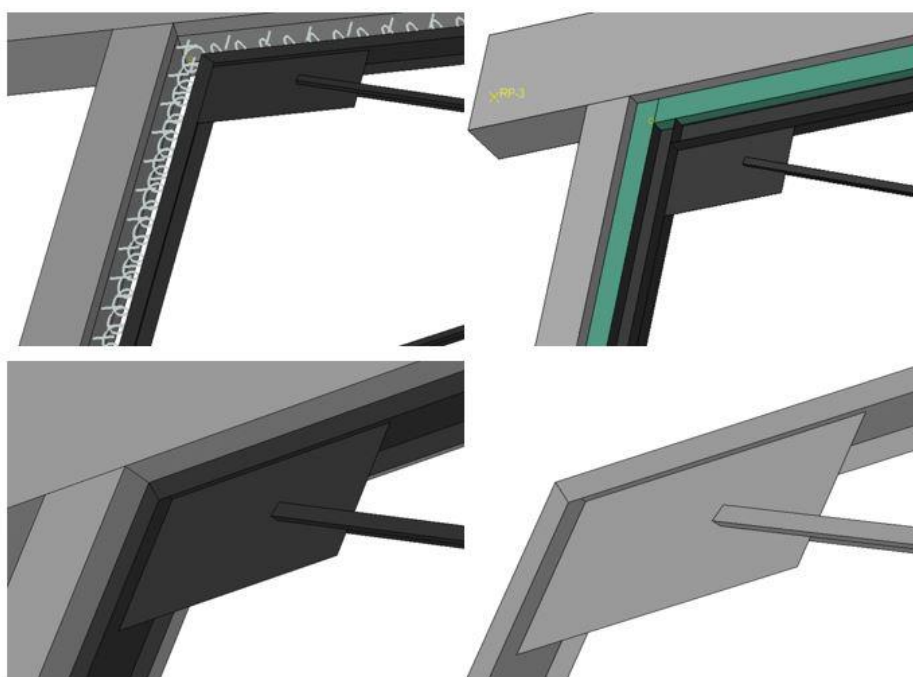
مقاطع فولادی					
W (Kg/m^3)	E (Gpa)	θ	نوع المان	f_y (Mpa)	f_u (Mpa)
7850	200	0.3	S4R	240	370

کاربرد بیشتر مقاطع ناودانی در ساخت مهاربندها سبب گشته است که رفتار پروفیل قوطی با سطح مقطع ۱۴۴ میلی متر مربع حاصل از ترکیب دو پروفیل ناودانی به صورت روبرو (2UNP20×10×2) مورد ارزیابی قرار گیرد. انتخاب این ابعاد با در نظر گرفتن لاغری اعضای قطری به گونه ای صورت گرفته است که مقاومت جانبی و دریافت تسلیم مهاربندها به ترتیب حداقل دو و چهار برابر قاب بتن آرمه باشد. اعضای مهاربند با صفحات گاست میانی با ابعاد ۶۰×۳۰ سانتی متر به یکدیگر و توسط صفحات گاست گوشه با ابعاد ۴۰×۲۰ سانتی متر به قاب های فولادی با مقاطع UNP75 و IPB75 متصل شده اند. با در نظر گرفتن مشاهدات آزمایشگاهی نویسندگان این مقاله پیرامون مقاوم سازی اتصالات بتن آرمه با ورق های فولادی [۹]، اتصال قاب فولادی محصور به قاب بتنی موجود یکبار همراه با لغزش و بار دیگر با پیوستگی کامل فرض شده است. ضمن اینکه در بررسی های جداگانه به منظور پیوستگی بیشتر اتصال غیرمستقیم، از یک رینگ بتنی با مقطع ۱۰×۱۰ سانتی متر متشکل از آرماتور زبانه ای، خاموت اسپیرال و گروت به عنوان رابط قاب فلزی و بتن آرمه موجود استفاده شده است. جهت نام گذاری نمونه ها از حروف CR و SF به ترتیب جهت معرفی قاب فولادی (Steel Frame) و رینگ بتنی (Concrete Ring) مطابق شکل ۶ استفاده شده است.



شکل ۶: شیوه نام گذاری مدل های مهاربندی شده با اتصال غیرمستقیم.

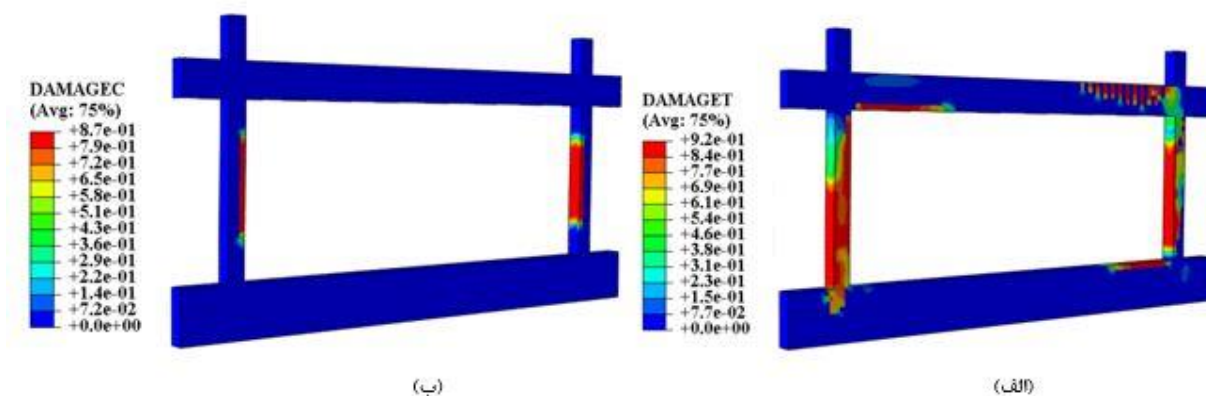
مدل سازی اجزاء محدود قاب فولادی به طور یکپارچه توسط عناصر پوسته ای صورت گرفته و به منظور اتصال آن به قاب بتنی در یک حالت با فرض عدم لغزش بین آنها از تماس با چسبندگی کامل و قید گیرداری استفاده شده و در حالت دیگر با هدف ایجاد رفتار لغزشی بین آن ها، تماس نرمال و مماسی با ضریب اصطکاک ۳۰ درصد تعریف شده است. در شکل ۷ مدل شبیه سازی شده قاب بتن آرمه مهاربندی شده به روش غیرمستقیم در نرم افزار آباکوس ارائه گشته است. در ادامه مطالعه پارامتریک به منظور بررسی تاثیر نوع پروفیل قاب فولادی محصور، میزان لغزش اتصالات و رینگ بتنی رابط ارائه گشته است.



شکل ۷: مدل اجزاء محدود قاب فولادی مهاربندی شده محصور در قاب مرجع.

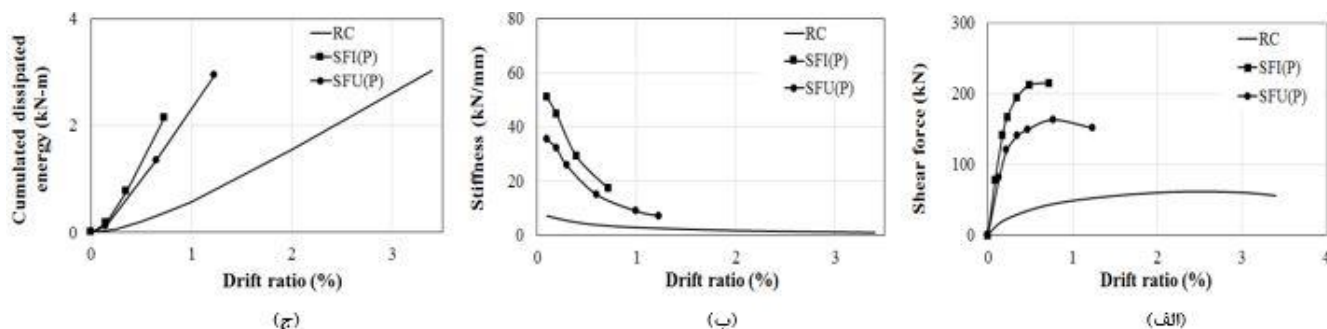
۵-۱- نوع پروفیل قاب فولادی محصور

در این قسمت قاب مرجع توسط مقاطع I و U قاب فولادی مهاربندی شده در قالب مدل های SFI(P) و SFU(P) به صورت غیرمستقیم و با اتصالات کامل (بدون لغزش) مقاوم سازی گردیده است. در مدل SFI(P) ترک های خمشی ابتدا در بار ۴۵ کیلونیوتن در انتهای ستون ها مشاهده و گسترش یافته و اولین جاری شدگی در میانه مهاربند فشاری بوجود آمده است. با وجود جاری شدن آرماتورها در بار ۱۶۴ کیلونیوتن، مقاومت جانبی قاب هم چنان به دلیل سخت شدگی کرنش مهاربند تا حدود دریافت ۱٪ افزایش یافته و با ادامه بارگذاری، کمانش موضعی مهاربند فشاری حادث و در حداکثر بار ۲۱۵ کیلونیوتن کمانش کلی آن رخ داده است. یکی از مهاربندها در این سطح بارگذاری گسیخته شده و پس از انهدام آن، بتن فشاری ستون سمت چپ در همین زمان به کرنش نهایی خود رسیده است. در نمونه های این بخش با وجود افزایش انتقال نیرو ناشی از اثر مهاربند و تغییر مختصر در ترکیب و توالی جاری شدگی ها و مفاصل پلاستیک نسبت به قاب مرجع، آرایش کلی آنها باز هم متأثر از ضعیف بودن ستون ها، مطابق شکل ۱۴ در این اعضا متمرکز می باشند. ضمن اینکه مطابق شکل ۸ افزایش تنش در آرماتورهای طولی و هم چنین خسارات کششی و فشاری بتن در ستون های ضعیف نیز مشاهده می گردد.



شکل ۸: (الف) کانتور آسیب کششی و (ب) کانتور آسیب فشاری مدل SFI(P) در انتهای تحلیل.

پس از انجام آنالیز اجزاء محدود و به منظور دریافت خروجی مورد نیاز از نرم افزار، نیروی عکس العمل تکیه گاهی در راستای بارگذاری و تغییر مکان در انتهای تیر برداشت و با ترکیب آن ها منحنی نیرو - جابجایی مطابق شکل ۹ (الف) ترسیم و با مدل مرجع مقایسه شده است. همان طور که در این شکل مشاهده می شود، مقاومت جانبی قاب های تقویت شده به طور متوسط حدود ۳ برابر افزایش یافته است. لازم به تاکید مجدد است که استحکام جانبی قاب تقویت شده بستگی به طراحی مهاربند و مطابق با عملکرد انتخابی می باشد. مطابق آنچه در شکل ۹ (ب) ارائه گشته است، در محدوده اولیه (دریافت ۰-۲۵٪)، سختی قاب های مقاوم سازی شده به طور متوسط به میزان ۶ برابر افزایش یافته است. ضمن آنکه سختی پس از تسلیم و رفتار سخت شوندگی کرنش که تغییر شکل سیستم را در وضعیت تخریب کاهش داده و برای پاسخ آن مفید است نیز به وضوح در این شکل قابل مشاهده است. آن طور که از جدول ۵ نیز برداشت می شود، با کاهش دریافت تسلیم در مدل های تقویت شده، مهاربندها در دریافت کمتری فعال شده و افزایش اولیه ای مطابق شکل ۹ (ج) در اتلاف انرژی بوجود می آورند. در مجموع این طور برداشت می شود که در اثر نیروهای جانبی مثل زلزله، قاب مهاربندی شده می تواند انرژی ورودی را در یک محدوده تغییر شکل کوچکتر مستهلک و آسیب کلی سازه را محدود کند.

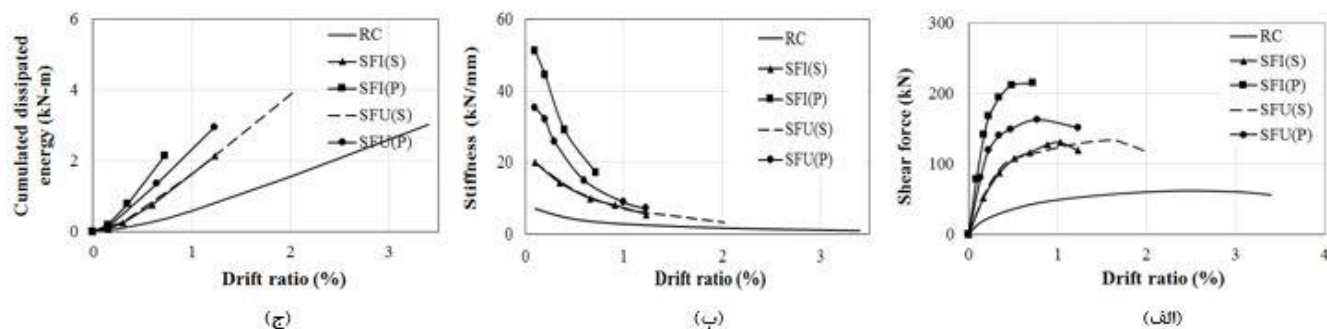


شکل ۹: منحنی‌های: (الف) نیرو-تغییر مکان، (ب) سختی مماسی، (ج) استهلاک انرژی مدل‌های با اتصال کامل در سطوح مختلف دررفت.

بطور کلی دررفت تسلیم یک سیستم سازه ای معین، مستقل از تعداد طبقات و مقاومت جانبی آن تقریباً ثابت بوده و براساس پیکربندی سازه ای و مواد قابل ارزیابی است. از این رو برای یک قاب بتن آرمه غیرشکل پذیر با یک طبقه نسبتاً نرم، جابجایی تسلیم تحت تأثیر پاسخ خمشی ستون‌ها قرار داشته و براساس خصوصیات ماده و عمق عضو قابل برآورد است [۱]. در مجموع با توجه به داده‌های فوق و هم‌چنین میزان انرژی جذب شده ارائه شده در شکل ۱۵ می‌توان عملکرد پروفیل U را در این نوع اتصال مناسب‌تر ارزیابی نمود. ضمن اینکه عملکرد ضعیف مدل‌های این بخش در بحث جذب انرژی به واسطه کاهش دررفت مشاهده شده غیر قابل اجتناب است.

۵-۲- میزان لغزش اتصالات

در این قسمت نتایج قسمت قبل را ملاک عمل قرار داده و پس از تغییر نوع اتصال از حالت کامل به لغزشی، تأثیر این پارامتر مورد ارزیابی قرار گرفته است. همان‌طور که در شکل ۱۰ (الف) مشاهده می‌شود، ظرفیت باربری جانبی با وجود کاهش ۲۵ درصدی در مقطع U و ۴۵ درصدی در مقطع I نسبت به اتصال کامل، هنوز هم افزایش دو برابری نسبت به قاب مرجع داشته است. ضمن اینکه دو پروفیل رفتار تقریباً مشابهی در اتصال لغزشی از خود نشان داده‌اند. این شباهت در اشکال ۱۰ (ب) و ۱۰ (ج) مربوط به سختی مماسی و استهلاک انرژی نیز به وضوح قابل رویت است.



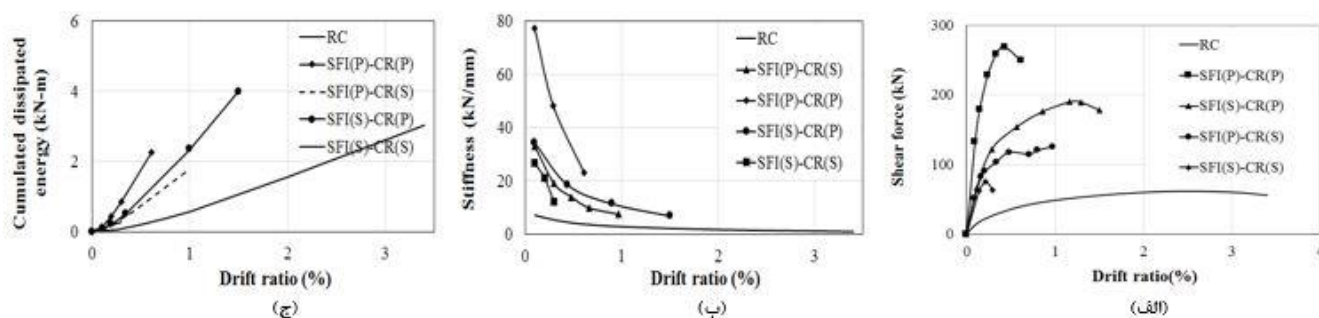
شکل ۱۰: منحنی‌های: (الف) نیرو-تغییر مکان، (ب) سختی مماسی و (ج) استهلاک انرژی مدل‌های با اتصال کامل و لغزشی در سطوح مختلف دررفت.

به علت لغزش اتصالات در مدل‌های این بخش، جاری‌شدگی مهاربندها با کاهش ۶۰ درصدی نسبت به اتصالات کامل در بار میانگین ۱۰۰ کیلو نیوتن رخ داده است، ضمن آنکه با تاخیر نیز همراه بوده و در تغییر مکان بالاتری از قاب جاری گشته است، به عبارتی در یک جابجایی معین، میزان هر یک از کرنش‌های فشاری و کششی مهاربندها کمتر و جاری‌شدگی آرماتورهای ستون دیرتر شروع شده است. مطابق آنچه در جدول ۵ ارائه شده است، با ایجاد امکان لغزش در اتصالات و کاهش ممان در نقاط بحرانی، بتن در ناحیه فشاری پای

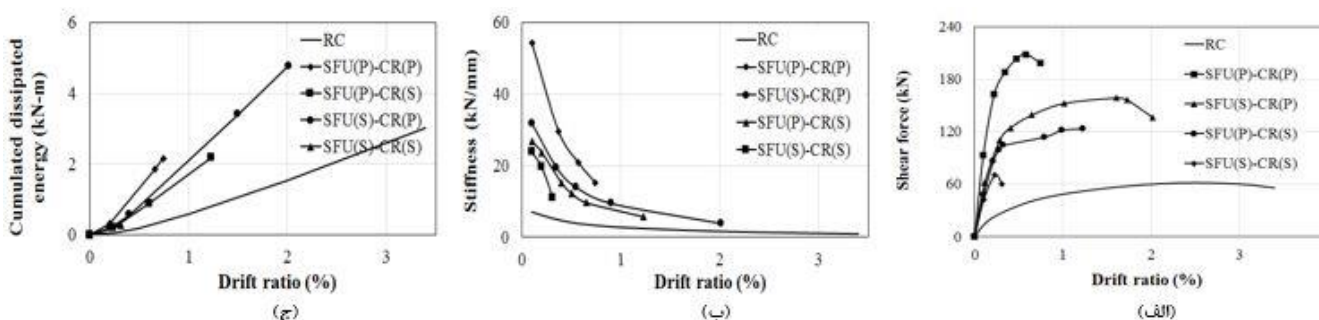
ستون سمت راست دیرتر به کرنش نهایی خود رسیده و قاب تغییر مکان بیشتری را تحمل کرده است، به طوری که با وجود کاهش ۷۰ درصدی نسبت به قاب مرجع، ۷۰ درصد نسبت به اتصالات کامل افزایش داشته است. خسارت فشاری بتن خصوصاً در طول میانی تیر و ستون کاهش یافته و خسارت کششی تقریباً مشابه حالت قبل بوده است. در مدل SFU(S) علی رغم رسیدن بتن ستون فشاری به حد کرنش نهایی خود، به علت عدم شکل گیری کامل مفاصل پلاستیک و در نتیجه بازتوزیع ممان، به نظر می رسد که سیستم قاب در تغییر مکان نهایی خود هنوز تحمل بار بیشتر را دارد، ولی در قاب های مهاربندی شده با اتصالات کامل، مفاصل به طور کامل تشکیل و ظرفیت باربری افزایش پیدا نمی کرد. در مجموع با توجه به تاثیر متفاوت لغزش اتصالات در رابطه با کاهش ظرفیت باربری جانبی و افزایش شکل پذیری، طراحی می بایست بر اساس عملکرد مورد انتظار صورت پذیرد.

۵-۳- رینگ بتنی رابط

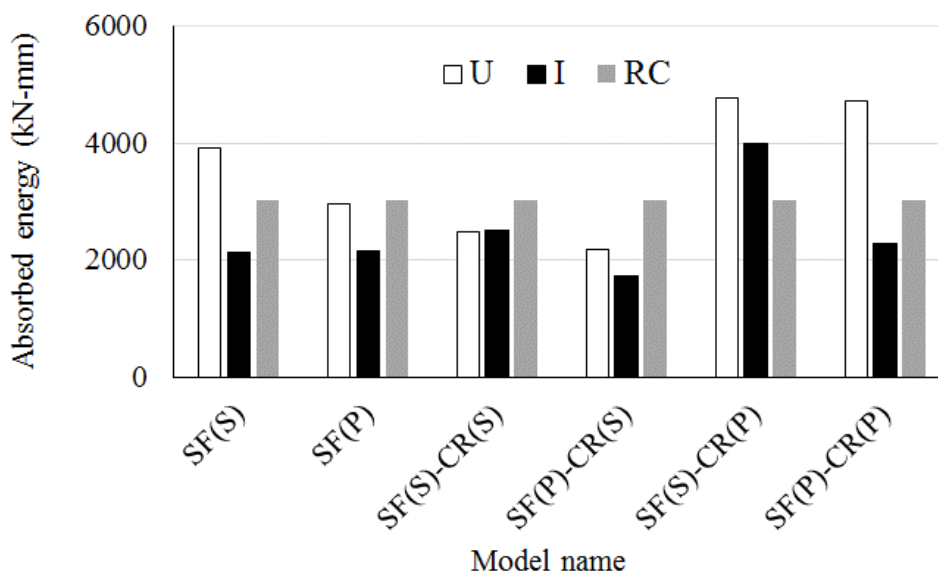
در این قسمت از یک رینگ بتنی متشکل از آرماتورهای زبانه ای، خاموت اسپیرال و گروت بعنوان رابط استفاده و حالت های مختلف اتصال این رینگ بتنی، از طرفی با قاب فلزی و از طرفی با قاب بتنی موجود مورد ارزیابی قرار گرفته است. در اشکال ۱۱ و ۱۲ منحنی های نیرو - تغییر مکان، سختی مماسی و استهلاک انرژی مدل های این بخش در سطوح مختلف دررفت نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود بالاترین مقدار نیرو مربوط به اتصالات کامل رینگ بتنی به اجزای مجاور از دو طرف می باشد که این اضافه نیروی جذب شده در مدل SFI(P)-CR(P) سبب تخریب قاب مهاربندی شده و در نتیجه جذب انرژی پایین تر از قاب مرجع مطابق شکل ۱۳ گشته است.



شکل ۱۱: منحنی های: (الف) نیرو-تغییر مکان، (ب) سختی مماسی و (ج) استهلاک انرژی قاب های مهاربندی شده I شکل و رینگ بتنی در سطوح مختلف دررفت.

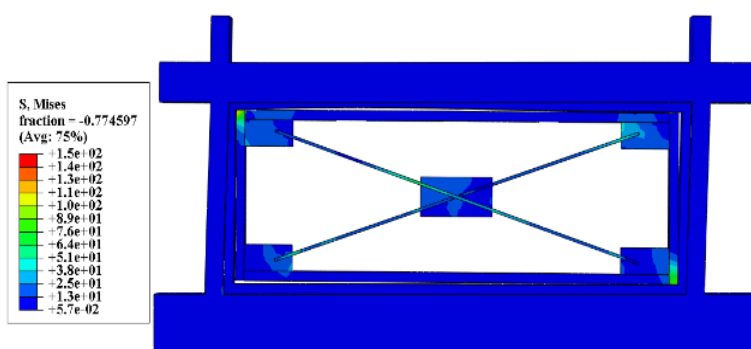


شکل ۱۲: منحنی های: (الف) نیرو-تغییر مکان، (ب) سختی مماسی و (ج) استهلاک انرژی قاب های مهاربندی شده U شکل و رینگ بتنی در سطوح مختلف دررفت.



شکل ۱۳: نمودار میزان جذب انرژی مدل‌های مختلف.

عدم پاسخگویی اتصالات به اضافه نیروی جذب شده به واسطه مهاربند و ناتمام ماندن عملکرد مورد انتظار، مطابق شکل ۱۴ در اتصالات لغزشی دوطرفه نیز مشاهده و سبب جدا شدن قاب فولادی از رینگ بتنی گشته است. به طوری که با وجود عدم لغزش قابل توجه رینگ بتنی نسبت به قاب بتنی موجود به واسطه وجود آرماتورهای زبانه ای تعبیه شده، لغزش آن نسبت به قاب فولادی محصور شده در عملکرد و نتایج تاثیرگذار بوده است.

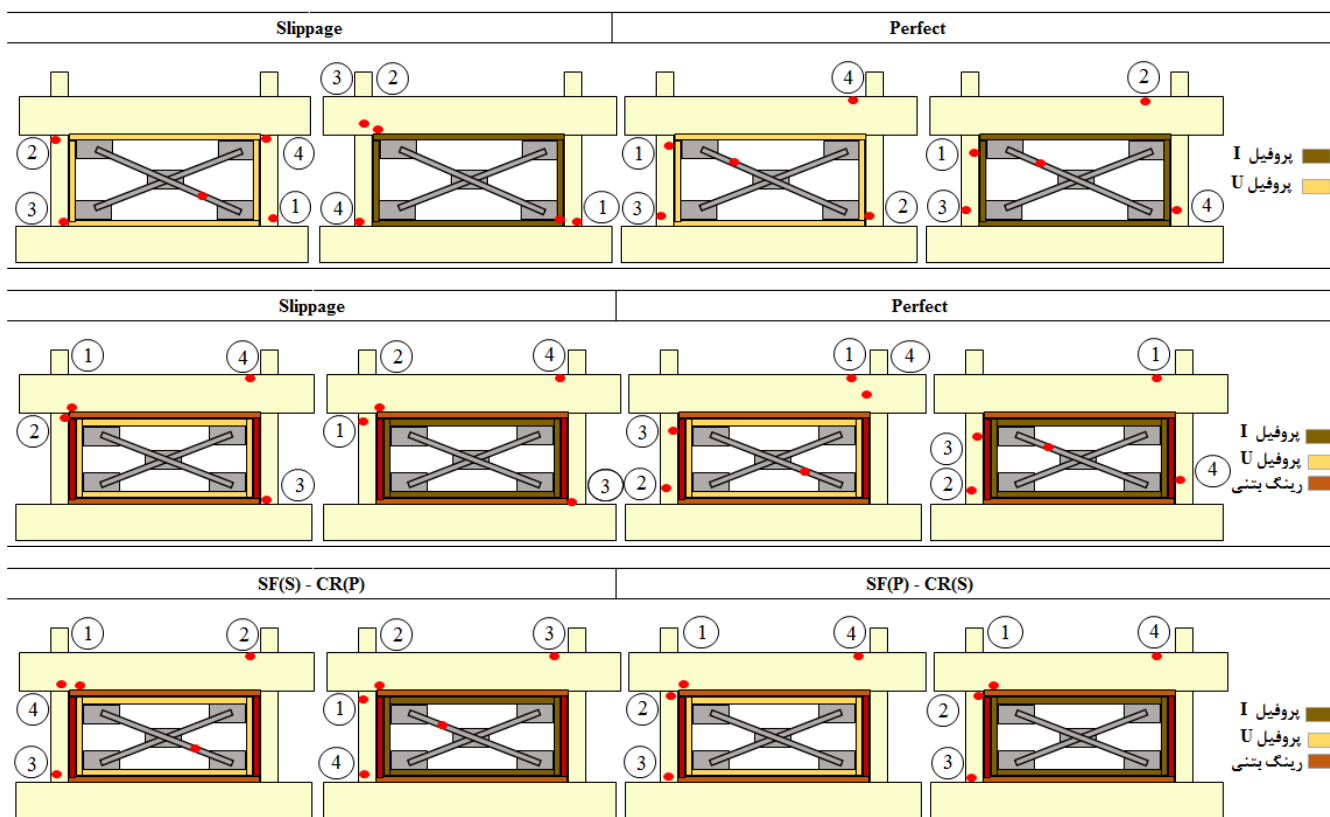


شکل ۱۴: کانتور تنش میسز مدل SFI(S)-CR(S) در انتهای تحلیل.

در جدول ۵ شکل پذیری قاب‌ها به صورت نسبت تغییر مکان نهایی قاب به تغییر مکان متناظر نقطه جاری شدن میلگردها، برای تمام مدل‌ها محاسبه و ارائه گشته است. مشاهده می‌شود که با افزایش سطح مقطع قاب فولادی محصور و افزایش تنش‌های داخلی قاب، کرنش فشاری بتن ستون‌ها در جابجایی کمتر به مقدار نهایی خود رسیده و در نتیجه تغییر مکان نهایی و ضریب شکل پذیری کاهش یافته است. ضمن اینکه به واسطه ضعیف بودن ستون‌های بتنی، تغییر مکان نهایی و شکل پذیری مدل‌ها کاهش یافته است. هرچند با در نظر گرفتن ضعف مذکور و در مورد زلزله‌های متوسط و کم، بحث افزایش مقاومت و سختی اهمیت بیشتری پیدا می‌کند ولی در زلزله‌های بزرگ این کاهش شکل پذیری خود را نشان خواهد داد. محل تشکیل مفاصل پلاستیک مدل‌های مختلف در شکل ۱۵ نشان داده شده است.

جدول ۵: تغییر مکان های تسلیم و نهایی و ضریب شکل پذیری مدل های مختلف.

$\frac{\mu_{Bracing}}{\mu_{RC}}$	μ	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	نمونه
۱.۰۰	۷.۰۰	۵۹.۴۸	۸.۵	RC
۰.۶۱	۴.۲۹	۲۱.۵۷	۵.۰۳	SFI(S)
۰.۴۷	۳.۲۹	۱۲.۶۴	۳.۸۴	SFI(P)
۰.۲۹	۲.۰۳	۵.۲۱	۲.۵۷	SFI(S)-CR(S)
۰.۷۰	۴.۹۰	۱۶.۹۵	۳.۴۶	SFI(P)-CR(S)
۰.۷۳	۵.۱۴	۲۶.۳	۵.۱۲	SFI(S)-CR(P)
۰.۴۳	۳.۰۰	۱۰.۷۵	۳.۵۸	SFI(P)-CR(P)
۰.۸۵	۵.۹۷	۳۵.۴۴	۵.۹۴	SFU(S)
۰.۶۷	۴.۷۲	۲۱.۴۳	۴.۵۴	SFU(P)
۰.۲۹	۲.۰۱	۵.۴۸	۲.۷۳	SFU(S)-CR(S)
۰.۵۹	۴.۱۳	۲۱.۶۲	۵.۲۳	SFU(P)-CR(S)
۰.۸۶	۶.۰۲	۳۵.۳۳	۵.۸۷	SFU(S)-CR(P)
۰.۴۳	۳.۰۰	۱۳.۰۱	۴.۳۴	SFU(P)-CR(P)



شکل ۱۵: محل تشکیل مفاصل پلاستیک در مدل های مختلف.

همان طور که مشاهده می شود عملکرد اتصالات کامل رینگ بتنی به قاب بتن آرمه و لغزشی به قاب فولادی به دلیل افزایش مقطع و تقویت ستون های آسیب پذیر قاب مرجع مناسب ارزیابی می گردد. این اتصال ترکیبی ضمن ایجاد ارتباط بین قاب های بتنی و مهاربندی شده فولادی سبب افزایش مقاومت برشی و ظرفیت فشاری محوری ستون های بتنی شده است. با توجه به تعامل بین قاب های بتن آرمه و مهاربندی شده فولادی در قاب مرکب، مشاهده می شود که رفتار ترکیبی پیچیده بوده و بسته به مقاومت و سختی نسبی آنها، ترکیب ویژگی کاهش مقاومت قاب بتن آرمه و سخت شوندگی کرنش الاستیک - پلاستیک پایدار مهاربند مشاهده می شود. به طوری که رفتار مدل های با مقاومت قاب فولادی مهاربندی شده پایین تحت تأثیر پاسخ قاب بتن آرمه و در سایر مدل ها تحت تأثیر پاسخ مهاربند قرار گرفته است.

۶- نتیجه گیری

بر اساس نتایج تحلیل اجزاء محدود مقاوم سازی قاب بتن آرمه بزرگ مقیاس آسیب پذیر با اتصال داخلی غیرمستقیم مهاربند ضربداری تحت بار جانبی افزاینده، ضمن غیر قابل انکار بودن بهبود عملکرد کلی سازه، نتایج زیر بدست آمده است:

- افزایش ظرفیت باربری، سختی اولیه و نهایی مدل ها به طوریکه مقاومت جانبی در اتصالات کامل با و بدون رینگ بتنی به طور متوسط ۳ تا ۴ برابر و سختی در این مدل ها بطور میانگین ۸ برابر قاب مرجع افزایش داشته است. ضمن اینکه تفاوت رفتاری مدل های مختلف در بحث سختی، عمدتاً مربوط به مرحله غیرخطی آن ها می باشد.

- تغییرمکان نهایی و شکل پذیری قاب های مقاوم سازی شده نسبت به قاب مرجع کاهش یافته است که مقدار آن به طور مستقیم به نوع و عملکرد اتصالات بستگی داشته و در بیشترین حالت به حدود ۵۰ درصد می رسد. ضمن اینکه در مواردی سبب کاهش سطح زیر منحنی $P.\Delta$ و در نتیجه انرژی جذب شده نیز گشته است.

- وجود مهاربند و قاب فولادی درجه نامعینی سازه را افزایش داده و قاب مهاربندی شده می تواند به عنوان سیستم دفاعی اول، همچون فیوزی بارهای جانبی را مستهلک کند. این روش سبب انتقال مفاصل پلاستیک به خارج از ناحیه چشمه اتصال و از طرفی تمرکز تنش در محل تماس قاب فولادی با بتن و تخریب شدید بتن می شود.

- افزایش سطح مقطع قاب فولادی محصور در قاب بتنی سبب افزایش ظرفیت باربری و سختی و هم چنین کاهش تغییر مکان نهایی و شکل پذیری آن شده است.

- وجود قاب مهاربندی شده فولادی سبب انتقال نیروهای برشی مستقیم نسبتاً بالایی به قاب بتن آرمه موجود شده که سبب آسیب و شکست برشی ستون های آسیب پذیر آن گشته است. از این رو به منظور انعکاس ظرفیت جانبی مهاربندهای فولادی در پاسخ کلی قاب های مقاوم سازی شده، تقویت قاب بتنی و به ویژه ستون های آن لازم به نظر می رسد.

- سازوکار قاب های خمشی بتن آرمه متأثر از فلسفه طراحی آن ها بوده و انتخاب روش مناسب مقاوم سازی و اتصالات مربوطه، تا حد زیادی وابسته به قاب مرجع پایه بوده و به عملکرد مورد انتظار بستگی دارد.

مراجع

- [1] Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J., Warnitchai, P., "Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, 81, pp. 110–122, 2014. DOI:10.1016/j.engstruct.2014.09.033
- [2] *Federal Emergency Management Agency, FEMA-547. Techniques for seismic rehabilitation of existing buildings., Washington D.C., USA., 2006.*
- [3] *The Japan Building Disaster Prevention Association, JBDPA, tandard, guideline and technical manual for seismic rehabilitation and retrofit of existing RC buildings. Japan., 2001.*
- [4] Ohishi, H., Takahashi, M., Yamazaki, Y., "A Seismic Strengthening Design and Practice of An Existing Reinforced Concrete School Building in Shizuoka City", In *Ninth World Conference on Earthquake Engineering* (pp. 415–420),

- 1988.
- [5] Sekiguchi, I., Okada, T., Murakami, M., Kumazawa, F., Horie, F., & Seki, M., "Seismic Strengthening of An Existing Steel Reinforced Concrete City Office Building", In Proceedings of The Ninth World Conference on Earthquake Engineering (pp. 439–444), 1988.
- [6] Badoux, M., Jirsa, J. O., "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting", Journal of Structural Engineering, 116(1), pp. 55–74, 1990. DOI:10.1061/(asce)0733-9445(1990)116:1(55)
- [7] Goel, S. ., Lee, H. ., "Seismic Strengthening of Structures by Ductile Steel Bracing System.", In Fourth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Canada, 1992.
- [8] Pincheira, J. A., Jirsa, J. O., "Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls", Journal of Structural Engineering, 121(8), pp. 1225–1235, 1995. DOI:10.1061/(asce)0733-9445(1995)121:8(1225)
- [9] Maheri, M. R., Sahebi, A., "Use of steel bracing in reinforced concrete frames", Engineering Structures, 19(12), pp. 1018–1024, 1997. DOI:10.1016/S0141-0296(97)00041-2
- [10] Abou-Elfath, H., Ghobarah, A., "Behaviour of reinforced concrete frames rehabilitated with concentric steel bracing", Canadian Journal of Civil Engineering, 27(3), pp. 433–444, 2000. DOI:10.1139/cjce-27-3-433
- [11] Maheri, M. R., Kousari, R., Razazan, M., "Pushover tests on steel X-braced and knee-braced RC frames", Engineering Structures, 25(13), pp. 1697–1705, 2003. DOI:10.1016/S0141-0296(03)00150-0
- [12] Maheri, M. R., Akbari, R., "Seismic behaviour factor, R, for steel X-braced and knee-braced RC buildings", Engineering Structures, 25(12), pp. 1505–1513, 2003. DOI:10.1016/S0141-0296(03)00117-2
- [13] Javanmardi, M. R., Maheri, M. R., "Anisotropic Damage Plasticity Model for Concrete and Its Use in Plastic Hinge Relocation in RC Frames with FRP", Structures, 12, pp. 212–226, 2017. DOI:10.1016/j.istruc.2017.09.009
- [14] Dogariu, A., Bordea, S., Dubina, D., "Steel Brace-To-Rc Frame Post-Tensioned Bolted Connection", Politehnica, University of Timisoara, 2011. Retrieved from http://www.academia.edu/download/32576895/10_A_Dogariu_S_Bordea_D_Dubina_Steel_brace-to-RC_frame_post-tensioned_bolted_connection.pdf
- [15] Maeda, K., Yamakawa, T., "Comparison between seismic performance of hybrid and conventional connections for retrofitting rc frames by steel braced frames", Journal of Structural and Construction Engineering, 77(678), pp. 1299–1307, 2012. DOI:10.3130/aijs.77.1299
- [16] Sutcu, F., Takeuchi, T., Matsui, R., "Seismic retrofit design method for RC buildings using buckling-restrained braces and steel frames", Journal of Constructional Steel Research, 101, pp. 304–313, 2014. DOI:10.1016/j.jcsr.2014.05.023
- [17] Jirsa, J. O., Badoux, M., *Retrofitting of Reinforced Concrete Structures With Steel Bracing Systems*, 2015.
- [18] Javadi, P., Yamakawa, T., "Retrofitting of RC frames by steel braced frames utilizing a hybrid connection technique", Journal of Advanced Concrete Technology, 11(3), pp. 89–107, 2013. DOI:10.3151/jact.11.89
- [19] Javadi, P., Tizchang, A., GhafourianHesami, A. H., Askari, M. J., "A friction-based connection for retrofitting RC frames by steel braced frames", Structures, 24(August 2019), pp. 627–639, 2020. DOI:10.1016/j.istruc.2019.12.021
- [20] Ali Kheyroddin, Alireza Mortezaei, R. A., "Behavior of steel unbonded brace in seismic strengthening of reinforced concrete buildings", Modares Civil Engineering Journal, 15(1), pp. 9–23, 2015.
- [21] Kheyroddin, A., Mortezaei, A. *, Mahmoudi, R., "Rehabilitation of RC buildings using plastic hinge relocation with knee brace", Sharif: Civil Engineering, 32–2(2.1), pp. 3–17, 2016.
- [22] Kheyroddin, A., Khalili, A., Emami, E., Sharbatdar, M. K., "An innovative experimental method to upgrade performance of external weak RC joints using fused steel prop plus sheets", Steel and Composite Structures, 21(2), pp. 443–460, 2016. DOI:10.12989/scs.2016.21.2.443
- [23] Kheyroddin, A., Gholhaki, M., Pachideh, G., "Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field", Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, 0(2017), pp. 1–15, 2018. DOI:10.22075/jrce.2018.12347.1211
- [24] Hosseini, S. A., Kheyroddin, A., Mastali, M., "An experimental investigation into the impacts of eccentric openings on the in-plane behavior of squat RC shear walls", Engineering Structures, 197(June), 2019. DOI:10.1016/j.engstruct.2019.109410
- [25] Kheyroddin, A., Sepahrad, R., Saljoughian, M., Kafi, M. A., "Experimental evaluation of RC frames retrofitted by steel jacket, X-brace and X-brace having ductile ring as a structural fuse", Journal of Building Pathology and Rehabilitation, 4(1), 2019. DOI:10.1007/s41024-019-0050-z
- [26] Hemmati, A., Kheyroddin, A., Farzad, M., "Experimental Study of Reinforced Concrete Frame Rehabilitated by Concentric and Eccentric Bracing", Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, 8(1), pp. 97–108, 2020. DOI:10.22075/JRCE.2019.16055.1301
- [27] Celik, O. C., Ellingwood, B. R., "Seismic Risk Assessment of Gravity Load Designed Reinforced Concrete Frames Subjected to Mid-America Ground Motions", Journal of Structural Engineering, 135(4), pp. 414–424, 2009. DOI:10.1061/(asce)0733-9445(2009)135:4(414)
- [28] *Applied technology council 555 twin Dolphin drive, 1996 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC 40, volume 1. Redwood city, California. report No SSC 96-01., (n.d.)*

