

تحقیقات بتن

سال شانزدهم، شماره سوم

پائیز ۱۴۰۲

ص ۶۵ - ۵۵

تاریخ دریافت: ۱۴۰۲/۰۲/۰۲

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۲/۰۳/۲۹

## ارزیابی رفتار قاب‌های خمشی بدون خاموت در هسته اتصال و بهسازی شده با روش بزرگ‌نمایی هسته اتصال

علی گل افشار \*

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی، سمنان، ایران.

### چکیده

بسیاری از سازه‌های قاب خمشی بتن آرمه موجود دارای جزئیات نامناسب در آرماتورگذاری بوده که باعث مشکلاتی همچون ظرفیت تغییر مکان جانبی کم، قابلیت استهلاک انرژی پایین، زوال مقاومت و بروز مکانیزم در محل‌های نامطلوب در سازه می‌گردد. یکی از این مشکلات، ضعف در مقاومت برشی هسته اتصال به واسطه عدم آرماتورگذاری عرضی در هسته اتصالات است. لذا هدف این مقاله بررسی رفتار قاب‌های بهسازی شده با استفاده از نبشی سخت شده و میله‌های پس کشیده می‌باشد. در این مطالعه پس از انجام مطالعه آزمایشگاهی بر روی دو نمونه اتصال کنترلی و بهسازی شده و صحت‌سنجی رفتار اتصالات کنترلی و بهسازی شده با استفاده از نرم‌افزار Opensees اقدام به مدل‌سازی قاب‌های ۸ و ۴ طبقه گردیده و اثر شیوه بهسازی در رفتار جانبی آن‌ها بررسی شده است. نتایج مطالعات حاکی از بهبود رفتار قاب‌های بهسازی شده در زمینه شکل‌پذیری، مقاومت و استهلاک انرژی است.

واژه‌های کلیدی: اتصال تیر-ستون، بهسازی لرزه‌ای، رفتار سیکلی، تحلیل بارافزون، شبیه‌سازی عددی.

---

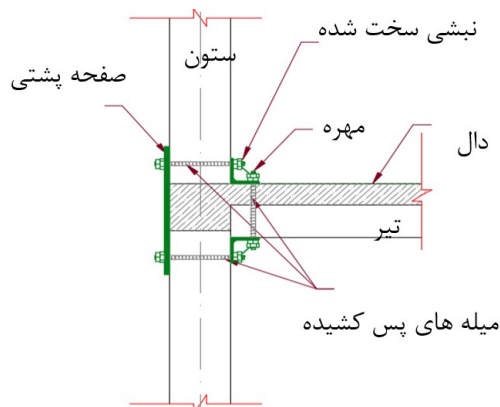
\* نویسنده مسئول: a.golafshar@semnaniau.ac.ir

## ۱- مقدمه

نیاز به آماده‌سازی سطوح و حداقل افزایش در ابعاد اتصال پس از نصب سیستم بهسازی را نسبت به سایر روش‌ها بطور مناسب‌تری ارضا نماید. با توجه به مزایای این روش و هزینه بر بودن ارزیابی رفتار قاب‌های بهسازی شده از طریق مطالعات آزمایشگاهی، هدف این مقاله ارزیابی رفتار قاب‌های بهسازی شده از طریق مطالعه عددی است. در این راستا پس از انجام مطالعه آزمایشگاهی و صحت‌سنجی رفتار اتصالات کنترلی و بهسازی شده از طریق شبیه‌سازی عددی، قاب‌های ۴ و ۸ طبقه کنترلی و بهسازی شده در نرم افزار Opensees [۱۵] مدل‌سازی شده و رفتار آن‌ها با استفاده از تحلیل بارافزون و سیکلی با یکدیگر مقایسه شده است.

## ۲- مکانیزم انتقال نیرو در روش بهسازی شده

موقعیت نصب و عناصر روش بهسازی مورد استفاده مطابق شکل ۱ است. در این روش با اعمال نیروهای پس کشیدگی از طریق میله‌ها به المان‌های نبشی، محصورشدگی هسته اتصال به دلیل تنش فشاری وارد از طرف نبشی به هسته اتصال ارتقا می‌یابد. همچنین مطابق شکل ۲ افزایش سطح مؤثر هسته اتصال سبب افزایش مقاومت برشی در این ناحیه می‌گردد و ایجاد ترک‌های ناشی از تنش‌های کششی در هسته اتصال به تعویق می‌افتد. از سوی دیگر در این روش مطابق شکل ۳ در اثر انتقال تنش فشاری از ساق‌های نبشی به المان تیر و ستون، نوعی مکانیسم خرابایی دارای المان فشاری در داخل تیر و ستون تشکیل می‌گردد که موجب تغییر در مسیر انتقال نیرو می‌گردد استفاده از این روش بهسازی موجب مشارکت قسمتی از تیرو ستون در انتقال نیروی اطراف هسته اتصال شده و علاوه بر این به دلیل تغییر در مسیر انتقال نیرو، موجب کاهش تقاضای نیرو در هسته اتصال نیز می‌گردد.



شکل ۱- روش مقاوم سازی مورد استفاده

مشاهدات صورت گرفته از عملکرد قاب‌های خمشی بتنی در زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد، در قاب‌های خمشی فاقد آرماتور عرضی در هسته اتصال، به دلیل ضعف در مقاومت برشی، مفصل برشی در داخل هسته اتصال تشکیل شده و اعوجاج و چرخش هسته اتصال در طی بارهای لرزه‌ای منجر به فروریزش سازه به صورت جزئی در آن ناحیه می‌گردد. جهت دستیابی به رفتار شکل پذیر مطلوب در قاب‌های خمشی و شکل‌گیری مفاصل پلاستیک خمشی در تیرها، آیین نامه ACI [۱]، استفاده از آرماتورهای عرضی با فواصل مشخص در هسته اتصال را پیشنهاد می‌نماید. مکانیزم مقاوم در هسته اتصال تحت تأثیر هم‌زمان مکانیزم مقاوم دستک فشاری قطری و مکانیزم مقاوم خرابایی قرار دارد. مکانیزم دستک فشاری در اثر وجود بتن و مکانیزم خرابایی در اثر اندرکنش آرماتورهای عرضی و طولی با بتن فشاری محصور شده در هسته اتصال شکل می‌گیرند. ارتقای رفتار اتصالات بتنی آسیب دیده و ارائه روش‌های بهسازی با سرعت بالای نصب، حداقل مداخله در کاربری سازه و حداقل نیاز به آماده‌سازی سطوح می‌تواند از یک طرف موجب ارتقای عملکرد سازه‌های آسیب دیده بتنی پس از زلزله شده و از طرفی دیگر مخاطرات مربوط به فروریزش سازه در پس لرزه‌ها را کاهش دهد. در همین راستا روش‌های مختلفی از سوی محققین شامل ژاکت‌های فولادی و بتنی، المان‌های مورب، المان‌های پیش ساخته با مصالح توانمند، مصالح FRP و نبشی و میله‌های پس کشیده [۱۴-۲] جهت بهسازی لرزه‌ای اتصالات بتنی ارائه و مورد استفاده قرار گرفته است.

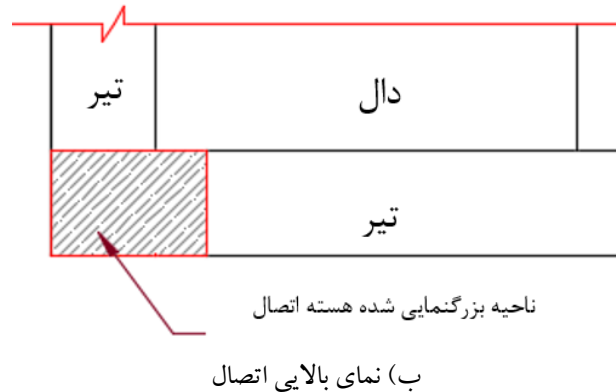
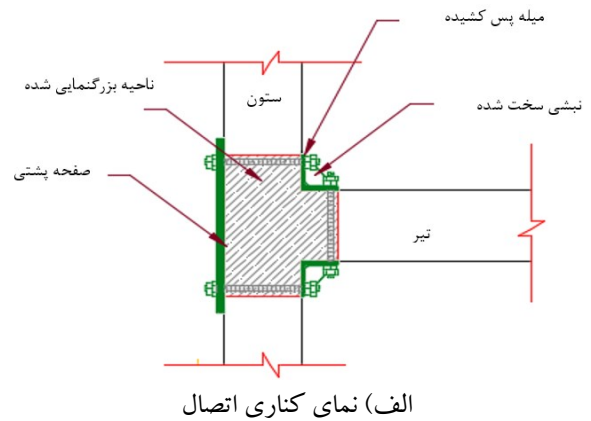
از سوی دیگر، سرعت نصب برای روش بهسازی می‌تواند زمان بر باشد. علت این امر عمدتاً به دلیل تامین اتصال مناسب بین المان‌های اضافه شده و المان‌های موجود، آماده سازی سطح و یا ایجاد سوراخ در المان‌های موجود و یا سوار کردن المان‌های اضافه شده در سیستم بهسازی می‌باشد. همچنین، افزایش چشمگیر ابعاد اتصال پس از نصب سیستم بهسازی اتصال با المان‌های فولادی و بتنی نیاز به تمهیدات معماری نیز خواهد داشت. در بین روش‌های مورد استفاده توسط محققین، روش بزرگ‌نمایی اتصال با استفاده از نبشی سخت شده و میله‌های پس کشیده [۷ و ۱۱] می‌تواند معیارهایی مانند سرعت بالای نصب، حداقل مداخله در کاربری سازه، حداقل

آرماتور طولی با قطر ۱۴ تشکیل یافته است. خاموت‌های ستون دارای قطر ۸ میلیمتر بوده و با فاصله ۱۰۰ میلیمتر از یکدیگر در ارتفاع ستون قرار گرفته اند. مقطع تیر به صورت مستطیلی با ابعاد ۲۲۰ در ۲۵۰ میلیمتر می باشد که در سفره بالایی شامل ۴ آرماتور طولی با قطر ۱۴ میلیمتر و در سفره پایینی شامل ۳ آرماتور طولی با قطر ۱۴ میلیمتر می باشد. خاموت‌های تیر نیز با قطر ۸ میلیمتر و در فواصل ۱۰۰ میلیمتر از یکدیگر قرار داده شده‌اند. اتصال دارای دالی با ضخامت ۱۰۰ میلیمتر و آرماتورهای قطر ۸ میلیمتر می باشد که در دو جهت عمود بر هم با فواصل ۱۰۰ میلیمتر در داخل دال قرار گرفته‌اند. تیر عرضی نیز با مقطعی مشابه با تیر طولی در جهت عمود بر صفحه اتصال ایجاد شده است.

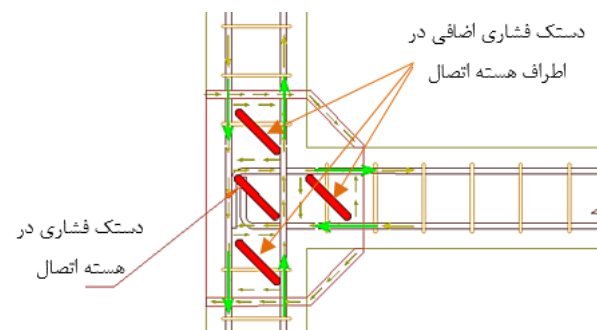
بتن مورد استفاده دارای مقاومت مشخصه فشاری استاندارد ۲۸ روزه برابر با ۲۵ مگاپاسکال می باشد. تنش تسلیم آرماتورهای با قطر ۱۴ و ۸ میلیمتر به ترتیب برابر با ۴۶۵ و ۳۷۰ مگاپاسکال به دست آمده است. در نمونه RC1 که نمونه بهسازی شده می باشد تمامی مشخصات منطبق بر نمونه CI بوده بجز آنکه در این نمونه سیستم بهسازی شامل نبشی و میله های پس کشیده نصب شده است. میله های پس کشیده با قطر ۲۴ میلیمتر بوده و مقاومت کششی اسمی آنها برابر با ۱۰۰۰ مگاپاسکال می باشد. نبشی مورد استفاده دارای ضخامت ۱۲ میلیمتر و ابعاد ساق ۱۲۰ در ۱۲۰ میلیمتر میباشد که از ورق لچکی به عنوان سخت کننده در داخل آن استفاده شده است. همچنین ورق پستی نیز دارای ابعاد ۶۰۰ در ۴۰۰ میلیمتر در نظر گرفته شده است. نبشی و صفحه فولادی پستی دارای تنش تسلیم اسمی ۳۶۰ مگا پاسکال می باشند. برای نصب سیستم بهسازی نیاز به عملیات سوراخکاری در تیر و ستون نبوده و صرفاً برای عبور یکی از میله‌های پس کشیده می بایست دال سقف سوراخ گردد. جزئیات بیشتر در خصوص نحوه تعیین ابعاد و ضخامت المان‌ها در این سیستم بهسازی در مطالعات قبلی [۷ و ۱۱] ارائه شده است.

#### ۴- برنامه آزمایشگاهی و نتایج

شکل ۴ نحوه چیدمان آزمایش و قرارگیری نمونه آزمایشگاهی برای انجام تست را نشان می دهد. همانطور که در شکل ۴ نشان داده شده است، به جهت موقعیت قرارگیری جک در آزمایشگاه، برای اعمال بار جانبی به انتهای تیر طولی، اتصال به اندازه ۹۰ درجه نسبت به حالت واقعی چرخیده است.



شکل ۲- تاثیر روش مقاوم سازی مورد استفاده در افزایش سطح مقاوم در برابر برش (بزرگنمایی هسته اتصال)

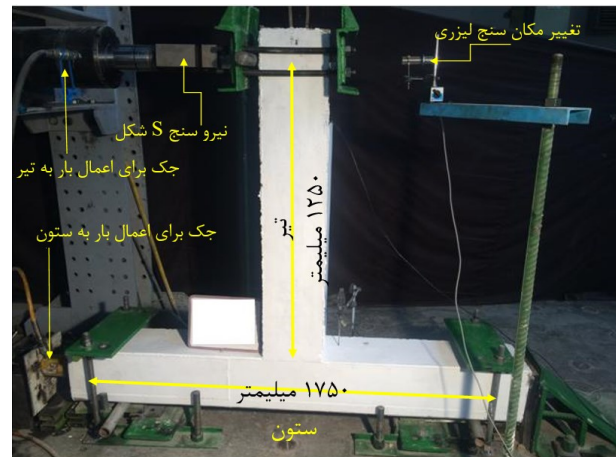


شکل ۳- تاثیر روش مقاوم سازی مورد استفاده در افزایش سطح مقاوم در برابر برش (بزرگنمایی هسته اتصال) و مکانیزم انتقال نیرو

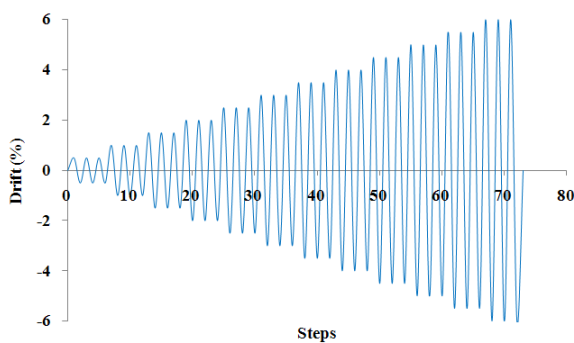
#### ۳- مشخصات مقاطع و مصالح نمونه‌های آزمایشگاهی

جهت انجام مطالعه آزمایشگاهی، ۲ نمونه اتصال تیر-ستون بتنی خارجی با مقیاس ۱/۲ ساخته شده است که این اتصالات در حالت واقعی، جزئی از یک ساختمان ۵ طبقه بتنی با ارتفاع طبقات ۳۵۰۰ میلیمتر و طول دهانه ۵۰۰۰ میلیمتر می باشند. در نمونه آزمایشگاهی C1 که فاقد خاموت در هسته اتصال می باشد، مقطع ستون به صورت مربعی با ابعاد ۲۵۰ در ۲۵۰ میلیمتر بوده و از ۸

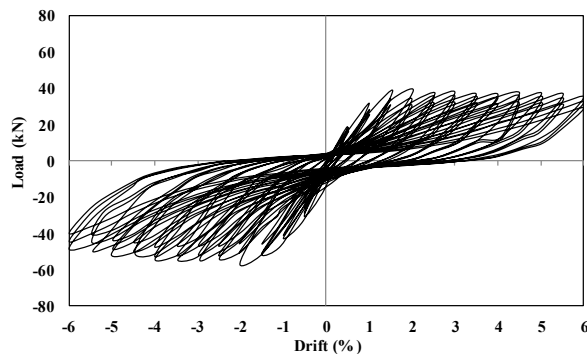
مکان جانبی انتهایی تیر بر فاصله محل اعمال بار تا بر ستون در روی تیر به دست می آید. برای محاسبه نیروی اعمالی در انتهایی تیر نیز از یک گیج نیرو سنج S شکل استفاده می گردد که می تواند اطلاعات نیروی وارده به انتهایی تیر را ثبت نموده که این اطلاعات به کامپیوتر منتقل می گردند. تغییر مکان انتهایی تیر در نقطه اعمال بار نیز توسط یک LVDT با ظرفیت جابه جایی ۱۵۰ میلیمتر ثبت می گردد. تاریخچه بار جانبی اعمالی به انتهایی تیر بر اساس مطالعات پیشین [۹-۱۱] و [۱۶-۲۱] در شکل ۵ آورده شده است. نتایج منحنی های سیتزریس دو نمونه C1 و RC1 در شکل ۶ نشان داده شده است.



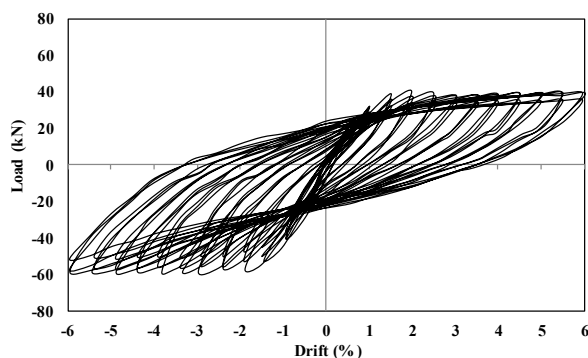
الف) نمونه کنترلی



شکل ۵- تاریخچه بارگذاری جانبی

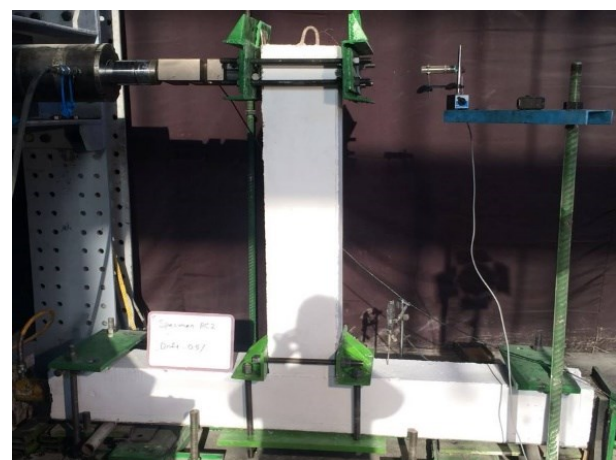


الف) نمونه C1



ب) نمونه RC1

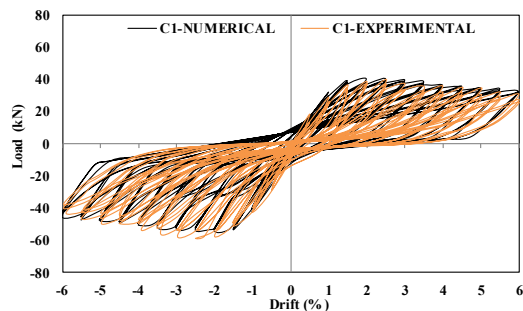
شکل ۶- منحنی چرخه ای نمونه ها



ب) نمونه بهسازی شده

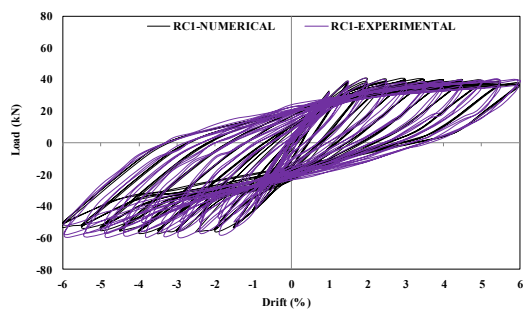
شکل ۴- چیدمان آزمایش و قرارگیری نمونه کنترلی و بهسازی شده شرایط مرزی در دو انتهایی ستون ها به نحوی در نظر گرفته شده است که فقط اجازه چرخش در انتها را دارا باشند. مقدار نیروی محوری برابر با ۲۰۰ کیلونیوتن در ستون که معادل ۱۵٪ ظرفیت محوری ستون می باشد بطور ثابت از شروع آزمایش اعمال می گردد. این نیرو توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۳۰۰ کیلونیوتن به انتهایی ستون اعمال می شود و موید اثر بارهای ثقیل بر روی ستون می باشد. فاصله تکیه گاه های ستون بر اساس در نظر گیری نقطه عطف در وسط ستون های طبقه و مقیاس مورد استفاده در آزمایش برابر با ۱۷۰۰ میلیمتر می باشد. بار جانبی تیر نیز به صورت کنترل جابه جایی و توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۶۰۰ کیلونیوتن اعمال می شود. محل اعمال بار جانبی بر روی تیر بر اساس در نظر گیری نقطه عطف در وسط تیر و مقیاس مورد استفاده در آزمایش برابر با ۱۲۵۰ میلیمتر تا بر ستون می باشد. نحوه محاسبه دررفت در تاریخچه بارگذاری نیز از تقسیم تغییر

در نمونه C1 به دلیل عدم مقاومت برشی کافی در هسته اتصال و عدم محصورشدگی مناسب بتن در ناحیه هسته اتصال، ترک‌های قطری در ناحیه هسته اتصال رخ می‌دهد. در نمونه بهسازی شده RC1 با افزایش مسیرهای انتقال بار بین تیر و ستون و همچنین ایجاد محصور شدگی از طریق اعمال فشار بر ناحیه هسته اتصال، علاوه بر ارتقای مقاومت برشی هسته اتصال، از لغزش آرماتورهای طولی تیر نیز جلوگیری شده که برآیند این تأثیرات، منجر به یک منحنی چرخه‌ای بدون اثر باریک‌شدگی و با حلقه‌های چرخه‌ای پایدار و بدون کاهش مقاومت می‌گردد. جهت درک بهتر از تأثیر مطلوب سیستم بهسازی بر رفتار اتصال، میزان انرژی مستهلک شده تجمعی در دو نمونه کنترلی و بهسازی شده بر اساس سطح زیر حلقه‌های چرخه‌ای محاسبه شده و در شکل ۷ آورده شده است.

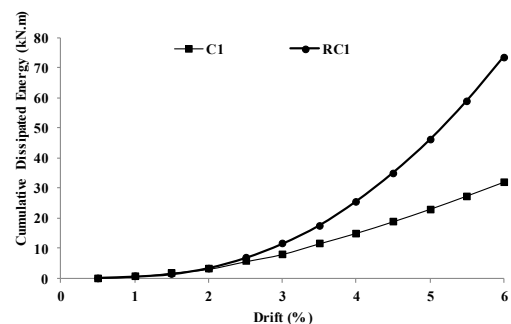


شکل ۷- مقایسه انرژی مستهلک شده نمونه‌ها

شکل ۸- مقایسه منحنی چرخه‌ای در مدل عددی و آزمایشگاهی

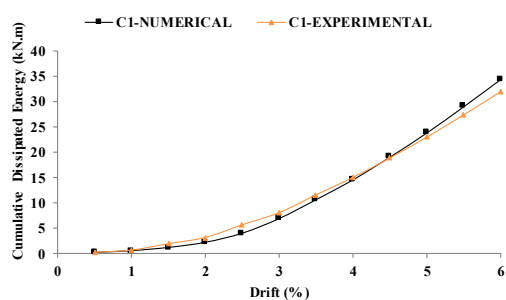


شکل ۹- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی

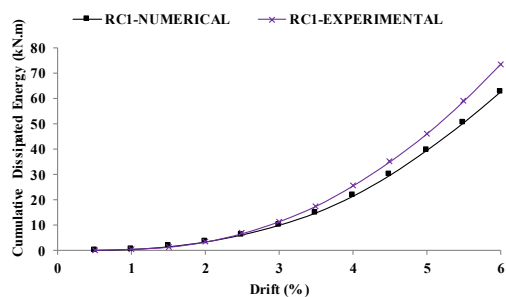


شکل ۱۰- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی

شکل ۱۱- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی



شکل ۱۲- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی



شکل ۱۳- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی

شکل ۱۴- مقایسه انرژی مستهلک شده در مدل عددی و آزمایشگاهی

## ۵- شبیه‌سازی و صحت‌سنجی مدل عددی

به منظور شبیه‌سازی عددی اتصالات مورد مطالعه، از نرم‌افزار اجزای محدود OpenSees استفاده شده است. رابطه تنش- کرنش تارهای بتن معمولی با استفاده از مدل Concrete01 اختصاص یافته است. در این مدل، مقاومت فشاری بتن بر اساس روابط اصلاح شده Kent-Park ایجاد شده است و مقاومت کششی بتن صفر در نظر گرفته می‌شود. رابطه تنش- کرنش آرماتورهای فولادی نیز با استفاده از مدل Steel02 اختصاص یافته است. این مدل بر اساس روابط Menegotto-Pinto ایجاد شده است. جهت مدل‌سازی اعضای سازه از المان‌های غیرخطی dispBeamColumn با مقاطع فایبر در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در این حالت اعضا به رشته‌های طولی تقسیم شده و ضمن مشخص نمودن روابط تنش- کرنش محوری برای هر تار، روابط نیرو- تغییرشکل کلی هر مقطع با انتگرال‌گیری از تنش- کرنش تارهای آن مقطع به دست می‌آید. همچنین برای مدل‌سازی تغییرشکل‌های اتصال از یک فنر

سازه در نظر گرفته شده است. اثرات پی-دلنا نیز در تحلیل لحاظ شده است. در شکل ۱۰ منحنی برش پایه در برابر تغییر مکان بام قاب ۴ و ۸ طبقه طبقه مورد مطالعه نشان داده شده است. با توجه به اینکه رفتار سازه‌های بتن مسلح، الاستیک پلاستیک کامل نمی‌باشد، رفتار بار تغییر مکان به صورت یک مدل دو خطی ایده آل گردیده است و پارامتر شکل پذیری از نمودارهای ایده آل شده تعریف شده است. بر اساس روش پیشنهادی پائولی و پرستلی [۲۴]، منحنی ایده آل شامل یک شاخه کاملاً الاستیک و یک شاخه بعد از الاستیک می‌باشد. شاخه الاستیک از مبدأ تا محلی که شاخه دوم منحنی را قطع می‌نماید (به طور تقریب ۷۵ درصد ماکزیمم بار) امتداد می‌یابد. شاخه بعد از الاستیک نمودار به گونه‌ای ترسیم می‌گردد تا برابری انرژی در دو طرف منحنی پوش از نقطه جاری شدن عضو تا نقطه‌ای که در آن بار جانبی به اندازه ۲۰ درصد افت نموده است برقرار گردد. در جدول ۴ مقادیر تغییر مکان نهایی، تغییر مکان حد تسلیم، شکل پذیری و حداکثر مقاومت جانبی قاب‌ها ارائه شده است. در تمامی قاب‌های بهسازی شده عدم تشکیل مفصل برشی و آسیب در هسته اتصالات سبب تغییر شکل رفتاری قاب‌ها و تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرها و پای ستون‌های طبقه اول شده است و نیز عامل افزایش قابل ملاحظه‌ی ظرفیت باربری و جابه‌جایی نهایی قاب‌های بهسازی شده نسبت به قاب بتنی معمولی فاقد جزئیات لرزه ای شده است. جهت شبیه سازی مناسبتر قاب‌ها تحت اثرات ناشی از زلزله، رفتار سیکلی قاب‌های مورد مطالعه نیز مورد بررسی واقع شده‌اند. به همین منظور جابه‌جایی متناظر با دریافت کلی سازه از ۰/۵٪ تا ۳/۵٪ با فواصل ۰/۵٪ و تکرار یک سیکل در هر دریافت به سازه اعمال شده و نتایج برش پایه در برابر دریافت کلی بام در شکل ۱۱ ارائه شده است. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد بزرگ‌سازی ناحیه اتصال با استفاده از روش بهسازی مورد استفاده، تأثیر بسیار مطلوبی در ارتقای عملکرد لرزه‌ای قاب‌های فاقد جزئیات آرماتورگذاری لرزه‌ای دارد به طوری که استفاده از روش بهسازی در اتصالات سبب شده است تا علاوه بر بهبود رفتار اتصالات استهلاک انرژی نمایانگر قابلیت سازه در اتلاف انرژی در قالب مکانیسم جاری شدگی با عملکرد مطلوب در محدوده غیر الاستیک می‌باشد سطح محصور توسط یک حلقه چرخه‌ای کامل در هر سیکل، بیانگر انرژی اتلاف شده توسط نمونه طی آن سیکل و ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌ای تجمعی از جمع

مشاهده می‌شود که نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل‌سازی در OpenSees انطباق مناسبی با یکدیگر دارند و بیشینه مقاومت به دست آمده از نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل‌سازی در OpenSees، به یکدیگر نزدیک می‌باشند. همچنین منحنی‌های سیکلی نمونه‌های آزمایشگاهی در این مقاله را با تطابق مناسبی به لحاظ میزان مقاومت، پینچینگ و استهلاک انرژی شبیه‌سازی نماید. این مطلب نشان می‌دهد جهت بررسی رفتار کلی قابها با جزئیات اتصالات مشابه در این مطالعه می‌توان از شبیه سازی عددی برای تعیین رفتار تحت اثر بارهای جانبی استفاده نمود. در خصوص جزئیات بیشتر در زمینه مدل‌سازی می‌توان به مراجع [۱۰ و ۲۳] مراجعه نمود.

## ۶- بررسی رفتار قاب‌های مورد مطالعه

در این مقاله دو تیپ قاب‌های کنترلی ۴ و ۸ طبقه با جزئیات اتصال منطبق بر نمونه آزمایشگاهی C1 و دو تیپ قاب بهسازی شده با اتصال منطبق بر نمونه آزمایشگاهی RC1 مدل‌سازی و تحلیل شده‌اند. نام‌گذاری قاب‌ها در جدول ۱ نشان داده شده است.

جدول ۱- نام‌گذاری قاب‌های ۵ و ۱۰ طبقه

تعداد طبقات	قاب کنترلی	قاب بهسازی شده
۵ طبقه	4S-C	4S-R
۱۰ طبقه	8S-C	8S-R

ارتفاع طبقات در تمامی نمونه‌ها برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه‌ی هر قاب برابر ۳ دهانه و طول هر دهانه ۵ متر می‌باشد. همچنین کاربری سازه‌ها مسکونی بوده و در تهران و بر روی خاک نوع دو استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده‌اند. سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی بتنی و کف صلب از نوع تیرچه بلوک می‌باشد. مقاومت فشاری بتن قاب‌ها برابر ۲۵ مگاپاسکال و تنش جاری شدن مورد انتظار میلگردها برابر ۴۶۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌ها برای قاب ۴ و ۸ طبقه در جدول ۲ و ۳ آمده است. برای تحلیل استاتیکی غیرخطی تمامی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees یک بار ثابت ثقلی برابر با بار مرده به علاوه بار زنده مؤثر به قاب‌ها اعمال شده است، همچنین برای بار جانبی، توزیع متناسب با نیروهای جانبی حاصل از تحلیل دینامیکی خطی طیفی با فرض مشارکت ۹۰ درصد جرم

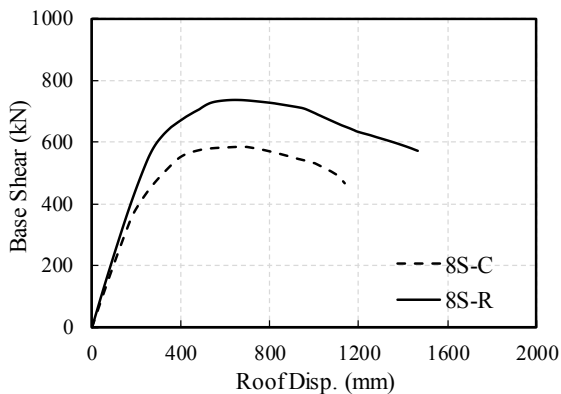
مساحت‌های تحت منحنی‌های چرخه‌ای نیرو - جابه‌جایی، محاسبه می‌شود مکانیزم تشکیل مفاصل پلاستیک نیز در تیرها متمرکز شود که این بهبود در سطح بیشتر حلقه‌های چرخه‌ای مشخص است. در شکل ۱۲ میزان استهلاک انرژی تجمعی در دررفت‌های مختلف برای قاب ۴ و ۸ طبقه کنترل و بهسازی شده با یکدیگر مقایسه شده است. ملاحظه می‌شود ظرفیت استهلاک انرژی تجمعی در قاب ۴ و ۸ طبقه بهسازی شده تا دررفت ۳/۵٪ به ترتیب به میزان ۹۰٪ و ۷۰٪ نسبت به قاب‌های کنترلی متناظر افزایش یافته است.

جدول ۲- جزئیات مقاطع قاب ۴ طبقه

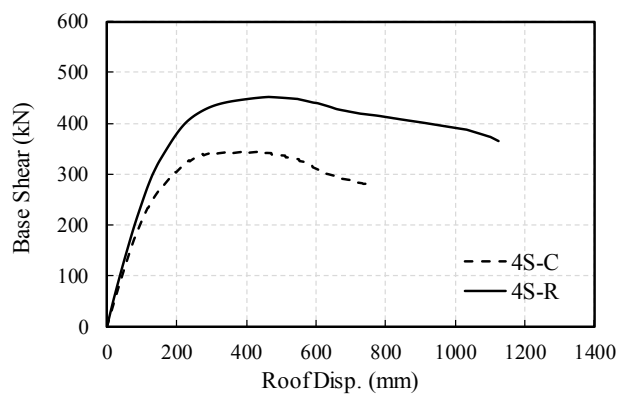
طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد	آرماتور طولی	ابعاد	آرماتور فوقانی / آرماتور تحتانی
۴	۴۰۰ × ۴۰۰	۸ Φ ۲۰	۳۰۰ × ۴۰۰	۴ Φ ۱۸ / ۲ Φ ۱۸
۳	۴۵۰ × ۴۵۰	۸ Φ ۲۲	۳۵۰ × ۴۵۰	۴ Φ ۲۰ / ۲ Φ ۲۰
۲	۴۵۰ × ۴۵۰	۸ Φ ۲۲	۳۵۰ × ۴۵۰	۴ Φ ۲۰ / ۲ Φ ۲۰
۱	۵۰۰ × ۵۰۰	۸ Φ ۲۲	۴۰۰ × ۵۰۰	۴ Φ ۲۰ / ۲ Φ ۲۰

جدول ۳- جزئیات مقاطع قاب ۸ طبقه

طبقه	ستون		تیر	
	ابعاد	آرماتور طولی	ابعاد	آرماتور فوقانی / آرماتور تحتانی
۸	۴۵۰ × ۴۵۰	۸ Φ ۲۲	۳۵۰ × ۴۵۰	۴ Φ ۲۰ / ۲ Φ ۲۰
۷	۵۰۰ × ۵۰۰	۸ Φ ۲۲	۴۰۰ × ۵۰۰	۴ Φ ۲۲ / ۲ Φ ۲۲
۶	۵۰۰ × ۵۰۰	۸ Φ ۲۲	۴۰۰ × ۵۰۰	۴ Φ ۲۲ / ۲ Φ ۲۲
۵	۵۰۰ × ۵۰۰	۱۲ Φ ۲۲	۴۰۰ × ۵۰۰	۴ Φ ۲۲ / ۲ Φ ۲۲
۴	۵۵۰ × ۵۵۰	۱۲ Φ ۲۲	۴۵۰ × ۵۵۰	۵ Φ ۲۲ / ۳ Φ ۲۲
۳	۵۵۰ × ۵۵۰	۱۲ Φ ۲۲	۴۵۰ × ۵۵۰	۵ Φ ۲۲ / ۳ Φ ۲۲
۲	۶۰۰ × ۶۰۰	۱۲ Φ ۲۲	۵۰۰ × ۶۰۰	۵ Φ ۲۲ / ۳ Φ ۲۲
۱	۶۰۰ × ۶۰۰	۱۲ Φ ۲۲	۵۰۰ × ۶۰۰	۵ Φ ۲۲ / ۳ Φ ۲۲



ب) قاب های ۸ طبقه

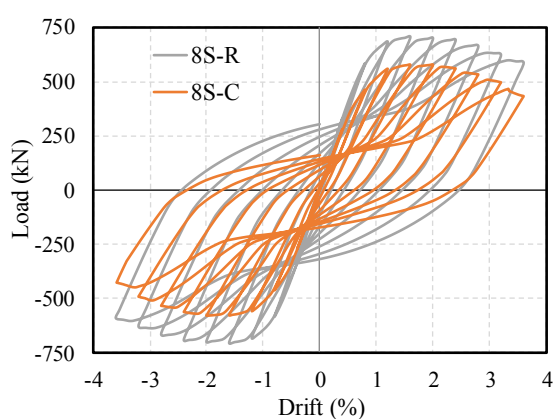


الف) قاب های ۴ طبقه

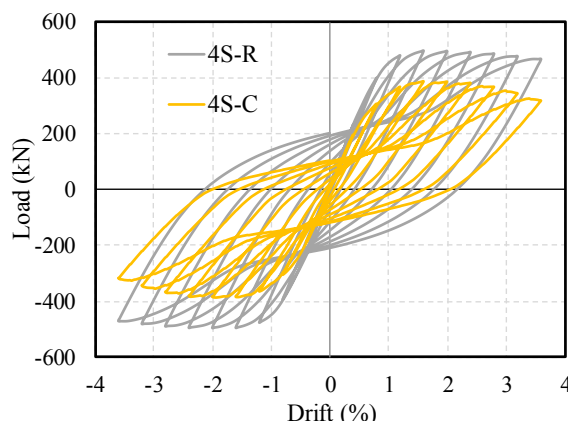
شکل ۱۰- مقایسه منحنی برش پایه-تفیر مکان بام

جدول ۴- مقایسه مقادیر شکل پذیری و ظرفیت باربری قاب ها

نام قاب	تغییر مکان تسلیم (میلی متر)	تغییر مکان نهایی (میلی متر)	شکل پذیری	ظرفیت باربری (کیلو نیوتن)
4S-C	۱۷۰	۷۶۸	۴/۵۱	۳۴۱
4S-R	۱۹۲	۱۱۲۱	۵/۸۳	۴۴۶
8S-C	۳۴۷	۱۱۳۰	۳/۲۵	۵۸۰
8S-R	۳۲۰	۱۴۷۸	۴/۶۱	۷۲۸

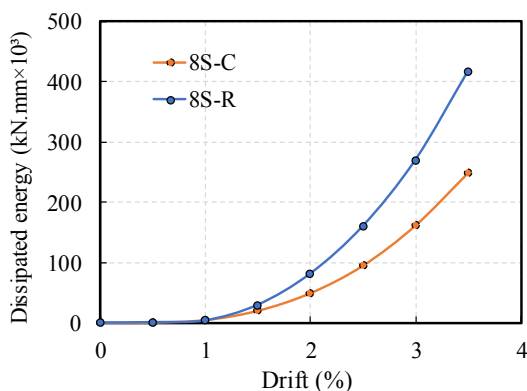


ب) قاب های ۸ طبقه

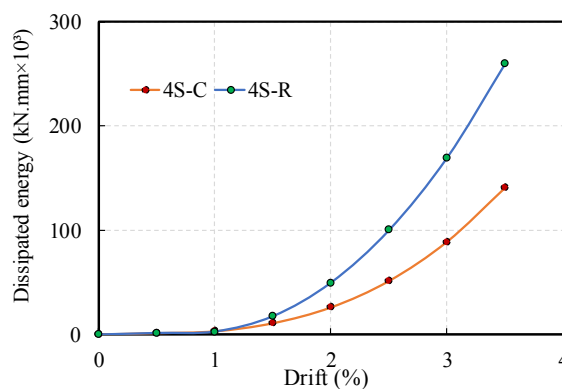


الف) قاب های ۴ طبقه

شکل ۱۱- مقایسه منحنی رفتار چرخه ای کلی قاب ها



ب) قاب های ۸ طبقه



الف) قاب های ۴ طبقه

شکل ۱۲- استهلاك انرژی قاب های مورد مطالعه در دررفت های مختلف

## ۷- نتیجه گیری

شده در نرم افزار OpenSees مدل سازی شده است و رفتار جانبی آنها با استفاده از تحلیل های استاتیکی غیرخطی تحت بارگذاری جانبی یکنواخت و بارگذاری چرخه ای افزاینده مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفت. اهم نتایج به دست آمده بدین شرح است.

- استفاده از روش بهسازی مورد مطالعه در اتصالات خمشی فاقد خاموت در هسته اتصال موجب ارتقای ظرفیت باربری،

در این تحقیق به بررسی تأثیر استفاده از روش بزرگ نمایی هسته اتصال در بهبود رفتار اتصالات فاقد آرماتورهای عرضی در هسته اتصالات پرداخته شده است. به این منظور پس از انجام مطالعات آزمایشگاهی بر روی اتصالات کنترلی و بهسازی شده و صحت سنجی مدل عددی آنها، قابهای بتنی ۴ و ۸ طبقه کنترلی و بهسازی



interior RC beam-column joints strengthened with FRP composites. *Engineering Structures*, 2019. 196: p. 109308.

[6] Sharma, R. and P.P. Bansal, Behavior of RC exterior beam column joint retrofitted using UHP-HFRC. *Construction and Building Materials*, 2019. 195: p. 376-389.

[7] Shafaei, J., et al., Rehabilitation of earthquake damaged external RC beam-column joints by joint enlargement using prestressed steel angles. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 2017. 46(2): p. 291-316.

[8] Zabihi, A., et al., Seismic retrofit of exterior RC beam-column joint using diagonal haunch. *Engineering Structures*, 2018. 174: p. 753-767.

[9] Nouri, A., M.H. Saghafi, and A. Golafshar, Evaluation of beam-column joints made of HPFRCC composites to reduce transverse reinforcements. *Engineering Structures*, 2019. 201: p. 109826.

[10] Saghafi, M.H., et al. The effect of high-performance fiber-reinforced cementitious composites on the lateral behavior of reinforced concrete frames without seismic details. in *Structures*. 2020. Elsevier.

[11] Maddah, A., A. Golafshar, and M.H. Saghafi, 3D RC beam-column joints retrofitted by joint enlargement using steel angles and post-tensioned bolts. *Engineering Structures*, 2020. 220: p. 110975.

[12] Saghafi, M.H., et al., Analytical assessment of reinforced concrete frames equipped with TADAS dampers. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 2019. 7(2): p. 138-151.

[13] Vaezzadeh, A., M. Ahmadzadeh, and K.M. Dolatshahi. Three-dimensional nonlinear dynamic analysis of slack cable structures using node Relaxation method. in *Structures*. 2021. Elsevier.

[14] Vaezzadeh, A. and K.M. Dolatshahi, Progressive collapse resistance of cable net structures. *Journal of Constructional Steel Research*, 2022. 195: p. 107347.

[15] Mazzoni, S., et al., OpenSees command language manual. Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Center, 2006. 264.

[16] Davodikia, B., M.H. Saghafi, and A. Golafshar. Experimental investigation of grooving method in seismic retrofit of beam-column external joints without seismic details using CFRP sheets. in *Structures*. 2021. Elsevier.

[17] Saghafi, M.H. and A. Golafshar, Seismic retrofit of deficient 3D RC beam-column joints using FRP and steel PT rods. *Materials and Structures*, 2022. 55(8): p. 1-16.

[18] Barmi, C.G., M.H. Saghafi, and A. Golafshar. Seismic retrofit of severely damaged beam-column

کاهش پینچینگ، افزایش استهلاک انرژی و شکل‌گیری مفصل خمشی در تیر می‌گردد، در حالی‌که در نمونه کنترلی، مکانیزم رفتاری ناشی از مفصل برشی در هسته اتصال حاکم بر رفتار اتصال بوده و پینچینگ شدید ناشی از ترکهای قطری در هسته اتصال و عدم محصور شدگی بتن مشاهده می‌گردد.

- بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه، ظرفیت باربری و ظرفیت تغییر مکانی قاب بهسازی شده افزایش قاب ملاحظه‌ای نسبت به قاب کنترلی لرزه‌ای متناظر داشته است. به گونه‌ای که حداکثر ظرفیت باربری قاب ۴ طبقه بهسازی شده نسبت به قاب کنترلی متناظر، ۳۰٪ افزایش یافته و حداکثر ظرفیت باربری قاب ۸ طبقه بهسازی شده نسبت به قاب کنترلی متناظر، ۲۵٪ افزایش یافته است.
- بررسی رفتار قاب‌های مورد مطالعه تحت بار جانبی نشان می‌دهد مقدار ظرفیت شکل‌پذیری در قاب‌های بهسازی شده ۴ و ۸ طبقه نسبت به قاب متناظر به ترتیب ۲۹٪ و ۴۲٪ افزایش نشان داده است. همچنین ظرفیت استهلاک انرژی تجمعی ناشی از بارگذاری سیکلی نشان می‌دهد در قاب‌های ۴ و ۸ طبقه بهسازی شده در دررفت ۳/۵٪ به ترتیب به میزان ۹۰٪ و ۷۰٪ نسبت به قاب‌های کنترلی متناظر افزایش یافته است.

## ۸- مراجع

[1] 318, A.C. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14): An ACI Standard: Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318M-14). 2015. American Concrete Institute.

[2] Mostofinejad, D., et al., Innovative warp and woof strap (WWS) method to anchor the FRP sheets in strengthened concrete beams. *Construction and Building Materials*, 2019. 218: p. 351-364.

[3] Ilia, E. and D. Mostofinejad, Seismic retrofit of reinforced concrete strong beam-weak column joints using EBROG method combined with CFRP anchorage system. *Engineering Structures*, 2019. 194: p. 300-319.

[4] Tajmir-Riahi, A., et al., Effect of the EBROG method on strip-to-concrete bond behavior. *Construction and Building Materials*, 2019. 220: p. 701-711.

[5] Allam, K., A.S. Mosallam, and M.A. Salama, Experimental evaluation of seismic performance of

- RC joints using HPFRCC. in Structures. 2023. Elsevier.
- [19] Behzad, S., M. Hossein Saghafi, and A. Golafshar, Determination of optimum percentage of steel fibers of HPFRCC materials for reduction of transverse reinforcement in beam-column joints. Magazine of Concrete Research, 2022: p. 1-40.
- [20] Morshedijoo, G. and A. Golafshar, Experimental investigation of damaged RC joints retrofitted by stiffened angles and bars. Earthquakes and Structures, 2021. 20(5): p. 557-570.
- [21] Saghafi, M.H., et al. Application of HPFRCC in beam-column joints to reduce transverse reinforcements. in Structures. 2021. Elsevier.
- [22] Seifi, A., et al., Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets. Engineering Structures, 2017. 147: p. 705-723.
- [23] Shafaei, J., et al., Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames. Engineering Structures, 2014. 81: p. 412-431.
- [24] Paulay, T. and M.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings. 1992.

## **Evaluation of the behavior of moment frames without stirrup in the joint core and improved by the method of enlargement of the joint core**

Ali Golafshar \*

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Semnan Branch, Islamic Azad University, Semnan, Iran.

### **Abstract**

Many of the existing reinforced concrete structures have inappropriate details in the reinforcement, which causes problems such as low lateral displacement capacity, low energy consumption, strength deterioration, and occurrence of mechanisms in undesirable places in the structure. One of these problems is the weakness in the shear resistance of the joint core due to the lack of transverse reinforcement in the joint core. In this research, the effect of using the method of enlarging the joint core in improving the behavior of joints without transverse reinforcements in the joint core has been investigated. For this purpose, after conducting experimental studies on the control and improved connections and validating their numerical model, the control and improved concrete frames of 4 and 8 stories have been modeled in OpenSees software, and their lateral behavior has been analyzed using non-linear static analyzes under Uniform lateral loading and incremental cyclic loading were compared and evaluated. The results of the studies indicate the use of the studied improvement method in connections stirrups in the core increases the bearing capacity, reduces pinching, increases energy dissipation and forms a flexural hinge in the beam.

**Keywords:** Beam-column connection, Seismic improvement, cyclic behavior, Pushover analysis, Numerical simulation.

---

\* Corresponding Author: a.golafshar@semnaniau.ac.ir

