

# بررسی رفتار لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مصالح سیمکن

محمدحسین نقفی\* (استادیار)

علی گل افشار (استادیار)

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

مهندسی عمران شریف، (بهار ۱۳۹۹)  
دوری ۲ - ۳۶، شماره ۱/۲، ص. ۱۰۹-۹۹

مصالح توانمند سیمکن، نوع جدیدی از مصالح هستند که به علت درصد بالای الیاف، مشخصات مکانیکی، همچون مقاومت خمشی، شکل‌پذیری، طاقت و کنترل عرض ترک آن‌ها به طور قابل توجهی بیشتر از بتن‌های الیافی متداول است و استفاده از آن‌ها، مشکلات اجرایی چندانی ندارد. در نوشتار حاضر، به منظور بررسی تأثیر مقاوم‌سازی اتصال‌های تیر - ستون با لایه‌های سیمکن در رفتار لرزه‌ی قاب‌های بتن مسلح، پس از صحت‌سنجی، ۳ قاب بتنی با تعداد طبقات ۴، ۷ و ۱۰، ارزیابی و مقاوم‌سازی شده‌اند. نتایج به دست آمده از تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داد که مقاومت، شکل‌پذیری و تغییر مکان نهایی قاب‌های مقاوم‌سازی شده، افزایش قابل ملاحظه‌ی نسبت به قاب‌های کنترلی فاقد جزئیات لرزه‌ی داشته است. همچنین مقاوم‌سازی اتصال‌های تیر - ستون با لایه‌های سیمکن، سبب کاهش بیشینه‌ی دررفت طبقات و بیشینه‌ی جابه‌جایی بام و نیز افزایش بیشینه‌ی برش پایه‌ی قاب‌ها در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی شده است.

واژگان کلیدی: لایه‌های سیمکن، کامپوزیت‌های سیمانی الیافی توانمند، سخت‌شوندگی کرنشی، قاب خمشی بتنی، تحلیل غیرخطی.

mh.saghafi@semnaniau.ac.ir  
a.golafshar@semnaniau.ac.ir

## ۱. مقدمه

در سازه‌های بتنی مسلح، نیروهای ایجاد شده در ستون و تیرهای مجاور از طریق اتصال‌های تیر به ستون منتقل می‌شوند. اتصال‌های مذکور تحت نیروهای فشاری، کششی و برشی قرار می‌گیرند و تجمیع نیروهای ایجاد شده باعث می‌شود که اتصال‌ها، آسیب‌پذیرترین بخش ساختمان‌های قاب خمشی تحت بارهای لرزه‌ی به حساب آیند. بررسی‌های انجام شده بر روی آثار زلزله‌های متعدد نشان داده است که اتصال‌های تیر - ستون بتنی در قاب‌های خمشی، ضعیف‌ترین نقطه‌ی سازه‌های ذکر شده و عامل اصلی تخریب آن‌ها هستند (شکل ۱). ظرفیت باربری اتصال‌ها، تحت نیروهای ایجاد شده به مکانیسم کشش - فشار خرابایی بستگی دارد که به واسطه‌ی عملکرد ترکیبی آرماتورهای طولی و عرضی ایجاد می‌شوند.<sup>[۱]</sup> عموماً انتظار می‌رود که اتصال‌های تیر-ستون تحت بارهای زلزله طی تغییر شکل‌های غیرکشسان، بدون کاهش مقاومت، باربری قابل توجهی داشته باشند. اما اتصال‌های تحت بارهای چرخه‌ی زلزله، در اثر کاهش مقاومت برش ناشی از خردشدگی بتن و فقدان پیوستگی بین آرماتورها و بتن گسیخته می‌شوند. در واقع به نظر می‌رسد خاصیت رفتار ترد بتن در محدود کردن تشکیل ترک‌های برشی مؤثر واقع نشود و باعث لغزش زود هنگام میلگردهای تیر از اتصال، در حین جاری‌شدگی خمشی آرماتورها شود.<sup>[۱]</sup> به منظور رفتار مناسب اتصال‌ها در قاب‌ها و باقی ماندن تغییر شکل‌های آن‌ها

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۷/۵/۲، اصلاحیه ۱۳۹۷/۷/۸، پذیرش ۱۳۹۷/۷/۱۷

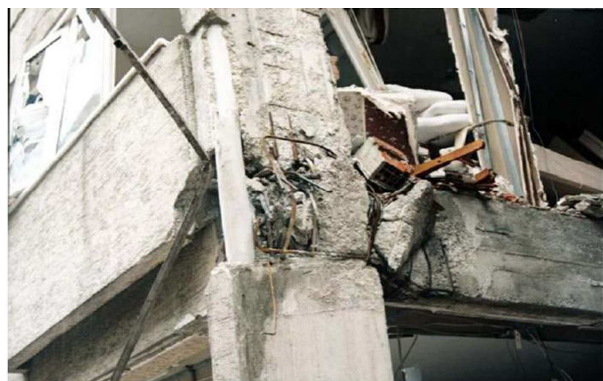
DOI:10.24200/J30.2018.51211.2378

ستون شده است.<sup>[۱۴]</sup> کرس ترویک<sup>۴</sup> و همکاران (۱۹۹۵) نیز به بررسی مشخصات مکانیکی مصالح سیمکن با درصد‌های مختلف الیاف از ۰٪ تا ۵/۳۹٪ پرداختند و با درصد حجمی الیاف ۵/۳٪ مقاومت کششی ۱۶ مگاپاسکال و کرنش متناسب با تنش نهایی ۱/۵٪ حاصل شد.<sup>[۱۵]</sup> همچنین در سال ۱۹۹۹، در بررسی امکان استفاده از سیمکن بر روی وجه‌های مختلف تیر برای مقاوم‌سازی تیرهای بتن آرمه، نتایج نشان داد که تیرهای مقاوم‌سازی شده از سه وجه تیر با پیوستگی مناسب و عدم جداشدگی، سبب بهبود در سختی و ظرفیت خمشی و ظرفیت جذب انرژی شده‌اند، به نحوی که این افزایش تا ۲ برابر ظرفیت اولیه‌ی تیر مشاهده شده است.<sup>[۱۶]</sup> جیاسهار<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۱۲) در بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار اتصال‌های تیر - ستون غیرشکل‌پذیر و نیز اتصال‌های تقویت شده با لایه‌های توانمند سیمکن نتیجه گرفتند که مقاوم‌سازی اتصال‌های با لایه‌های سیمکن سبب افزایش مقاومت و جذب انرژی اتصال می‌شود.<sup>[۱۷]</sup> با توجه به آسیب‌پذیر بودن اتصال‌های تیر - ستون با جزئیات غیر لرزه‌یی از یک سو و ویژگی‌های منحصر به فرد مصالح توانمند سیمکن از سوی دیگر، در پژوهش حاضر به بررسی تأثیر مقاوم‌سازی اتصال‌های با لایه‌های سیمکن در رفتار لرزه‌یی قاب‌های بتن مسلح پرداخته شده است؛ تا بتوان از مصالح مذکور به منظور جذب انرژی زلزله، افزایش شکل‌پذیری و کاهش خسارت‌های سازه در حین زلزله بهره برد. به این منظور، پس از جمع‌آوری مطالعات آزمایشگاهی موجود، نسبت به ساخت مدل‌های تحلیلی و کالیبره کردن نتایج آزمایشگاهی در نرم‌افزار OpenSees اقدام شده است. پس از کالیبره کردن نتایج آزمایشگاهی، به بررسی و مقایسه‌ی رفتار قاب‌های بتنی چند طبقه با اتصال‌های غیرلرزه‌یی، که اتصال‌های آن‌ها توسط لایه‌های سیمکن مقاوم‌سازی شده است، پرداخته شد. به منظور تعیین پاسخ‌های سازه، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده و پاسخ‌های سازه، شامل: بیشینه‌ی جابه‌جایی بام، جابه‌جایی نسبی طبقات، برش پایه، و شکل‌پذیری سازه بررسی و مقایسه شده است.

با توجه به این‌که بیشتر مطالعات صورت گرفته بر روی شناخت ماهیت مصالح سیمکن، ترکیب‌های مختلف آن و نسبت‌های مختلف اختلاط مصالح بوده و از مصالح سیمکن فقط در مطالعات آزمایشگاهی محدودی جهت بررسی رفتار زیربخش‌هایی از سازه، مانند: تیرها، دال‌ها و اتصال‌های تیر - ستون، مقاوم شده با مصالح سیمکن استفاده شده و بررسی قاب‌های چندطبقه‌ی مقاوم‌سازی شده با مصالح سیمکن و تأثیر مصالح مذکور جهت شناخت رفتار لرزه‌یی قاب‌ها تاکنون انجام نگرفته است؛ لذا مسئله‌ی حاضر می‌تواند جزء نوآوری‌ها و کاربردهای نتایج پژوهش حاضر باشد.

## ۲. مشخصات مدل تحلیلی در نرم‌افزار OpenSees

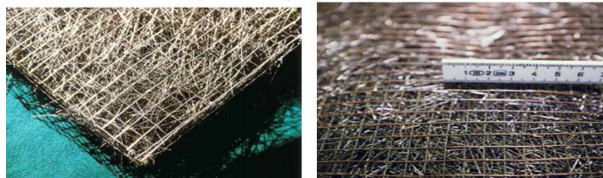
به منظور مدل‌سازی قاب‌های بتنی مورد مطالعه، از نرم‌افزار اجزاء محدود OpenSees<sup>۶</sup> استفاده شده است. نرم‌افزار OpenSees، یک برنامه‌ی رایانه‌یی است، که توسط پژوهشگران دانشگاه برکلی<sup>۷</sup> برای انجام تحلیل قاب‌های سازه‌یی دو بعدی و سه بعدی به روش المان محدود<sup>۸</sup>، تهیه و ارائه شده است.<sup>[۱۸]</sup> برنامه‌ی OpenSees، قابلیت انجام تحلیل‌های خطی، غیرخطی استاتیکی، تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون را دارد. در واقع می‌توان مدل‌های ماکرو را در نرم‌افزار مذکور با دقت بسیار بالا آنالیز کرد. با استفاده از وجود تنوع در انتخاب انواع روش‌های انتگرال‌گیری، می‌توان همگرا شدن نتایج تحلیل را تضمین کرد. رابطه‌ی تنش - کرنش تارهای بتن معمولی به استفاده از مدل Concrete<sup>۹</sup> در نرم‌افزار OpenSees اختصاص یافته است.<sup>[۱۸]</sup> در مدل مذکور، مقاومت فشاری بتن بر اساس روابط اصلاح شده‌ی کنت - پارک<sup>۹</sup> ایجاد و مقاومت



شکل ۱. گسیختگی اتصال تیر به ستون کناری در زلزله‌ی آبروزو (۲۰۰۹).



الف) قرار دادن الیاف در قالب و اضافه کردن ملات؛



ب) رول‌های سیمکن قبل از تزریق ملات.

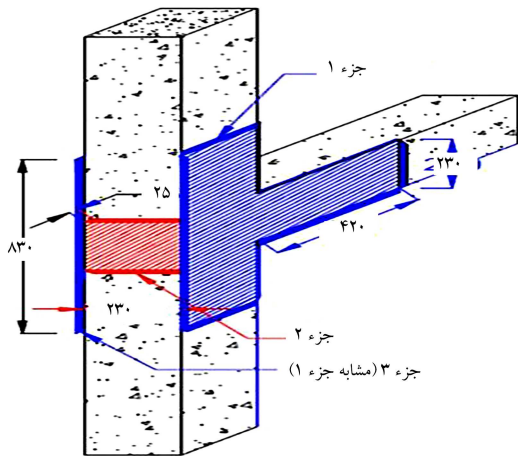
شکل ۲. نمونه‌یی از روند ساخت سیمکن.<sup>[۱۴]</sup>

سازه را به طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار می‌دهند و سبب انهدام سازه می‌شوند. اهمیت این موضوع، سبب انجام تحقیقات قابل توجهی برای مقاوم‌سازی اتصال‌های قاب‌های خمشی بتنی با جزئیات غیرلرزه‌یی در سال‌های اخیر شده است.<sup>[۱۳-۶]</sup> بتن الیافی نفوذپذیر با ملات (SIFCON)<sup>۱</sup>، یک کامپوزیت قوی است که در آن مقادیر زیادی الیاف فولادی با فناوری خاصی استفاده شده است. ابتدا الیاف در قالب قرار می‌گیرند و سپس مجموعه‌ی الیاف‌ها با ملات سیمانی دوغابی که بین آن‌ها نفوذ می‌کند، گرفته می‌شود. حجم الیاف مصرفی بین ۸٪ تا ۱۲٪ و حتی گاهی بالاتر است و طول آن‌ها نیز می‌تواند بین ۱۰۰ تا ۲۰۰ میلی‌متر باشد. ملات سیمانی از ماسه‌ی ریزدانه، سنگ‌دانه‌های بسیار کوچک و سایر مواد افزودنی، مثل: خاکستر بادی و سیلیکافوم تشکیل می‌شود. روانی زیاد ملات ذکر شده برای نفوذ مناسب در مجموعه‌ی متراکم الیاف در قالب ضروری است. مقاومت زیاد در برابر بارهای ضربه‌یی از ویژگی‌های ممتاز این مصالح است. هنگامی که الیاف ساده با شبکه‌های بافته شده جایگزین شود، از نام سیمکن (SIMCON)<sup>۲</sup> برای مصالح ذکر شده استفاده می‌شود (شکل ۲). برای ساخت مصالح سیمکن، شبکه‌های بافته شده‌ی الیاف در داخل قالب ریخته و قالب توسط دوغاب ماسه و سیمان پر می‌شود. جهت بهبود کارایی از فوق روان‌کننده‌ها نیز استفاده می‌شود، که در هنگام استفاده از فوق روان‌کننده‌ها، نسبت آب به سیمان در حدود ۰/۳، نسبت فوق روان‌کننده‌ها به سیمان در حدود ۰/۲۵ و نسبت ماسه به سیمان نیز در حدود ۰/۵ در نظر گرفته می‌شود. کاسکان<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۰۲)، در بررسی تأثیر ژاکت سیمکن در رفتار ستون‌های مربعی و دایره‌یی، با ارائه‌ی دیاگرام اندرکنش نیروی محوری - لنگر خمشی دریافتند که استفاده از ژاکت‌های سیمکن سبب افزایش ظرفیت باربری

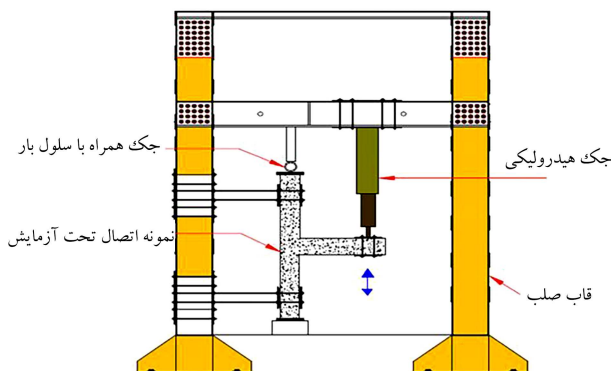
این نامه ۲۰۰۰ - ۴۵۶ IS است.<sup>[۲۰]</sup> آرماتورگذاری، شامل ۴ آرماتور به قطر ۱۲ میلی‌متر در ستون، دو آرماتور به قطر ۱۲ میلی‌متر در هر وجه از تیر و خاموت‌های به قطر ۸ میلی‌متر در فواصل ۱۵۰ میلی‌متر به صورت یکنواخت در ستون و تیر است. همچنین طول و عرض مقطع ستون و تیر ۲۳۰ میلی‌متر است.

اتصال دوم SC۲ همان اتصال فاقد جزئیات لرزه‌ی ویژه است، که توسط لایه‌های سیمکن مقاوم‌سازی شده است، لایه‌های سیمکن برای مقاوم‌سازی وجه خارجی اتصال تیر به ستون بتنی مطابق شکل ۴ استفاده شده است. لایه‌های سیمکن در اندازه‌ی ۱۲۵ × ۲۵ × ۵۰۰ میلی‌متر با نسبت حجمی ۵/۵٪ و نسبت ابعادی ۳۰۰ ساخته شده است. قطر الیاف برابر ۰/۵ میلی‌متر است. لایه‌های الیاف در قالب نگهداری و دوغاب‌ریزی شده است. به منظور بهبود کارایی، شیرهی سیمان با فوق روان‌کننده در یک میکسر مخلوط شده است. پس از آماده‌سازی سطح، به منظور چسباندن لایه‌ها از سیستم چسب اپوکسی با ضخامت ۲ میلی‌متر به صورت یکنواخت در تمامی نمونه‌های آزمایشی استفاده شده است.

نمای شماتیک چیدمان آزمایش در شکل ۵ مشاهده می‌شود. نمونه‌ی اتصال تحت بار محوری و بارگذاری چرخه‌ی برگشتی قرار گرفته است. به منظور شبیه‌سازی بار ثقلی محوری و روی ستون از یک جک هیدرولیکی ۵۰۰ کیلو نیوتن استفاده شده است، که به صورت قائم بر روی قاب بارگذاری نصب شده است. به منظور حفظ نمونه در موقعیت خود و نیز شبیه‌سازی بار محوری ستون، یک بار محوری ثابت برابر ۱۰۰ کیلو نیوتن که تقریباً ۲٪ ظرفیت محوری ستون است، به ستون اعمال شده است.



شکل ۴. جزئیات مقاوم‌سازی با سیمکن توسط جیاسهار و همکاران.<sup>[۱۷]</sup>

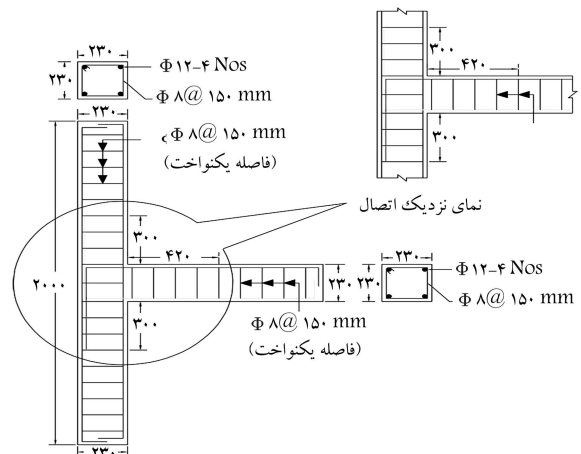


شکل ۵. دستگاه آزمایش و نحوه‌ی بارگذاری اتصال‌های آزمایش شده توسط جیاسهار و همکاران.<sup>[۱۷]</sup>

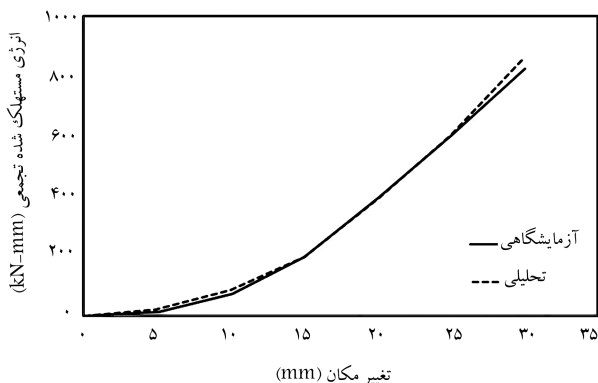
کششی بتن صفر در نظر گرفته می‌شود. همچنین رابطه‌ی تنش - کرنش تارهای مصالح توانمند با استفاده از مدل ۱<sup>۰</sup> ECC نرم‌افزار OpenSees اختصاص یافته است.<sup>[۱۸]</sup> این ماده بر اساس مطالعات هان و همکاران<sup>[۲۰۰۳]</sup> و بر مبنای رفتار کامپوزیت‌های سیمانی مهندسی شده (ECC)<sup>۱۱</sup> ارائه شده است. در مدل مذکور، بارگذاری مجدد در فشار و کشش به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود. رابطه‌ی تنش - کرنش آرماتورهای فولادی با استفاده از مدل ۲<sup>۰</sup> Steel در نرم‌افزار OpenSees اختصاص یافته است.<sup>[۱۸]</sup> مدل ۲<sup>۰</sup> Steel، بر اساس روابط منگوتو - پینتو<sup>[۱۲]</sup> (۱۹۷۳) ایجاد شده است.<sup>[۱۸]</sup> جهت مدل‌سازی اعضاء سازه از المان‌های غیرخطی disp Beam Column با مقاطع فایبر<sup>۱۳</sup> در نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است. در این حالت اعضا به رشته‌های طولی تقسیم می‌شوند. روابط محوری تنش - کرنش برای هر تار مشخص می‌شود و روابط نیرو - تغییر شکل کلی هر مقطع با انتگرال‌گیری از تنش - کرنش تارهای آن مقطع به دست می‌آید.<sup>[۱۸]</sup> برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های اتصال از یک فنر ZeroLength با مدل رفتاری ۴ Pinching استفاده می‌شود.<sup>[۱۹]</sup> مدل ۴ Pinching شامل: پوش پاسخ چندخطی، مسیر سه خطی بارگذاری - باربرداری مجدد<sup>۱۴</sup> و سه قانون خسارت<sup>۱۵</sup> است. قانون‌های خسارت مذکور، شامل: کاهش سختی باربرداری<sup>۱۶</sup>، کاهش سختی بارگذاری مجدد<sup>۱۷</sup> و کاهش مقاومت<sup>۱۸</sup> است.<sup>[۱۹]</sup> در نوشتار حاضر، پارامترهای پاسخ چرخه‌ی با نتایج آزمایشگاهی کالیبره شده است. مدل تحلیلی مورد استفاده برای مدل‌سازی اتصال‌های تیر - ستون بر اساس مطالعات سیفی و همکاران در نظر گرفته شده است.<sup>[۱۳]</sup>

### ۳. صحت‌سنجی مدل عددی در نرم‌افزار OpenSees

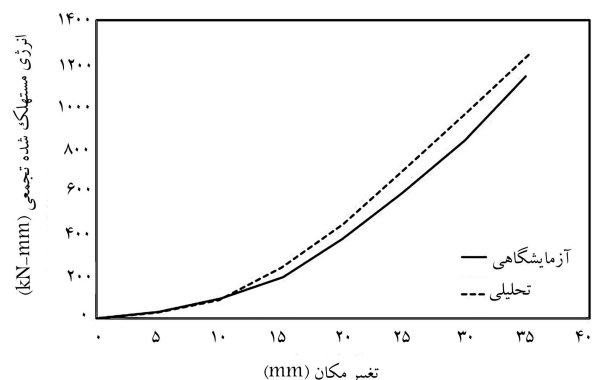
در نوشتار حاضر، به منظور بررسی صحت فرضیات مدل‌سازی، از مطالعه‌ی آزمایشگاهی رفتار چرخه‌ی اتصال تیر به ستون مقاوم‌سازی شده با لایه‌های سیمکن توسط جیاسهار و همکاران<sup>(۲۰۱۳)</sup>،<sup>[۱۷]</sup> استفاده شده است. در ادامه، به معرفی ویژگی‌های هندسی و مکانیکی نمونه‌های اشاره شده و صحت‌سنجی الگوی عددی ساخته شده از آن‌ها پرداخته شده است. دو نمونه‌ی اتصال تیر به ستون خارجی تحت بارگذاری چرخه‌ی افزایشی بررسی شده است. مطابق با شکل ۳، که یک نمونه از اتصال به‌عنوان نمونه‌ی کنترلی SC۱ بر اساس جزئیات غیرشکل‌پذیر، که نمایانگر اتصال خارجی فاقد جزئیات لرزه‌ی ویژه و بتنی مطابق با توصیه‌های



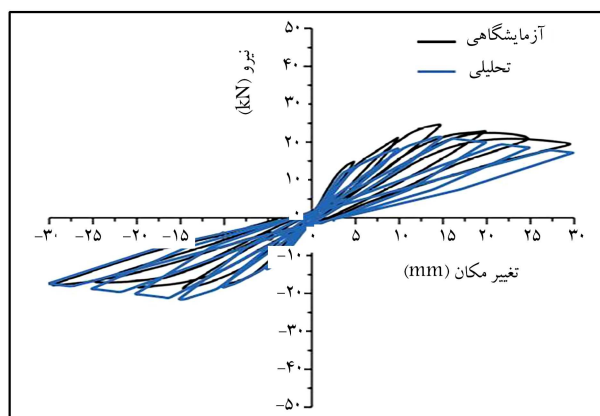
شکل ۳. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری اتصال SC۱ فاقد جزئیات لرزه‌ی ویژه مورد مطالعه توسط جیاسهار و همکاران.<sup>[۱۷]</sup>



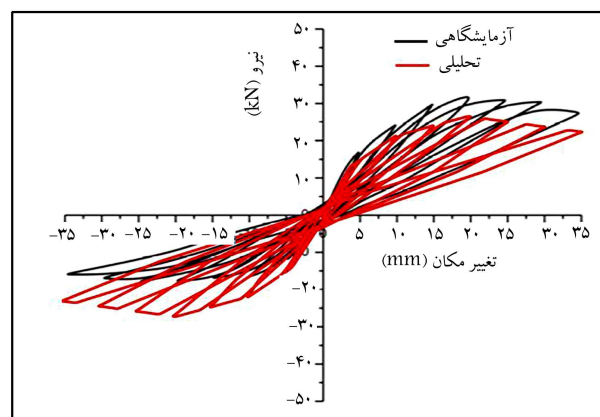
شکل ۸. مقایسه‌ی انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی آزمایشگاهی و تحلیلی در اتصال کنترلی فاقد شکل‌پذیری.



شکل ۹. مقایسه‌ی انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی آزمایشگاهی در اتصال مقاوم‌سازی شده با سیمک.



شکل ۶. مقایسه‌ی منحنی نیرو - تغییر مکان چرخه‌ی اتصال‌های آزمایشگاهی و تحلیلی در اتصال کنترلی فاقد شکل‌پذیری.

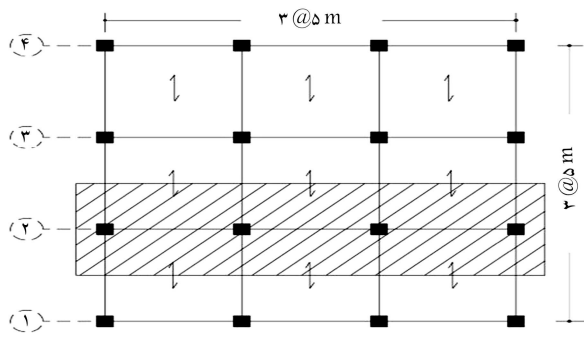


شکل ۷. مقایسه‌ی منحنی نیرو - تغییر مکان چرخه‌ی اتصال‌های آزمایشگاهی و تحلیلی در اتصال مقاوم‌سازی شده با سیمک.

#### ۴. مشخصات قاب‌های HPRCC<sup>۱۹</sup>

با توجه به این‌که در مطالعه‌ی حاضر، تأثیر مقاوم‌سازی اتصال‌های تیر-ستون با لایه‌های سیمک در رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مد نظر بوده است، ۳ قاب بتنی با تعداد طبقات ۴، ۷، و ۱۰، که قبل از دهه‌ی ۱۹۷۰ ساخته شده‌اند و فاقد جزئیات لرزه‌ای در ناحیه‌ی اتصال هستند، ارزیابی و مقاوم‌سازی شده‌اند. به این منظور، از نرم‌افزار OpenSees و تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است. در جدول ۱، مشخصات و نحوه‌ی نام‌گذاری قاب‌های مختلف ارائه شده است. برای اجتناب از پیچیدگی‌های رفتاری سازه ناشی از نام‌نظمی آن در پلان و ارتفاع، یک سازه‌ی منظم در پلان و ارتفاع با ابعاد نزدیک به سازه‌های متداول موجود در کشور انتخاب و در تعیین ابعاد و مشخصات اعضا از نسخه‌های قدیمی‌ترین نام‌های طراحی استفاده شده است، تا شباهت سازه‌های بتنی مورد مطالعه به سازه‌های قبل از دهه‌ی ۱۹۷۰ بیشتر باشد. به‌طور مثال، سازه‌های مورد استفاده بر اساس شکل‌پذیری معمولی طراحی شده‌اند و هیچ‌گونه ضابطه‌ی خاصی مربوط به شکل‌پذیری متوسط و ویژه در مورد آن‌ها اعمال نشده است. نرم‌افزار استفاده شده در طراحی نرم‌افزار ETABS است. ابعاد مقاطع استفاده شده در قاب‌ها در جدول‌های ۲ الی ۴ ارائه شده است. ارتفاع طبقات در تمامی نمونه‌ها برابر ۳/۵ متر در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه‌های قاب در تمامی نمونه‌ها برابر ۳ دهانه و طول هر دهانه ۵ متر است. همچنین کاربری سازه‌ها، مسکونی بوده و در تهران و بر روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ واقع شده است. سیستم سازه‌ای از نوع قاب خمشی بتنی معمولی و کف صلب از نوع دال

علاوه بر دو تکیه‌گاه مفصلی جانبی، که در بخش تحتانی و فوقانی ستون منظور شده است، یک تکیه‌گاه مفصلی محوری خارجی نیز در دو انتهای ستون در نظر گرفته شده است. به منظور اعمال بار چرخه‌ی برگشتی در بخش تیر اتصال تیر به ستون یک جک هیدرولیکی دیگر به ظرفیت ۵۰ کیلو نیوتن استفاده شده است. نقطه‌ی اعمال بار چرخه‌ی در فاصله‌ی ۵۰ میلی‌متری از انتهای آزاد تیر است. آزمایش به صورت تغییر مکان کنترل شده در نظر گرفته شده و نمونه تحت یک جابه‌جایی چرخه‌ی افزایشی تا مرحله‌ی گسیختگی قرار گرفته است. نمو افزایشی جابه‌جایی در حالت فشاری و کششی برابر ۵ میلی‌متر در نمونه‌ی آزمایشی است. به منظور اندازه‌گیری تغییر مکان در نقطه‌ی بارگذاری، نمونه‌ها به دستگاه LVDT مجهز شدند. منحنی نیرو - تغییر مکان اتصال کنترلی غیرشکل‌پذیر تحت بارگذاری چرخه‌ی افزایشی ناشی از کار آزمایشگاهی و عددی در شکل‌های ۶ و ۷ نشان داده شده است. میزان انرژی مستهلک شده (سطح داخل حلقه‌های چرخه‌ی) اتصال خارجی آزمایشگاهی و مدل تحلیلی در شکل‌های ۸ و ۹ مشاهده و با یکدیگر مقایسه شده‌اند، که مطابق آن‌ها، نتایج آزمایشگاهی و نتایج مدل‌سازی در OpenSees انطباق مناسبی با یکدیگر دارند و بیشینه‌ی مقاومت و انرژی مستهلک شده‌ی به دست آمده از نتایج به یکدیگر نزدیک هستند و کمتر از ۵٪ با یکدیگر اختلاف دارند. همچنین ملاحظه می‌شود که میزان جمع‌شدگی مرکزی حلقه‌های چرخه‌ی در دو حالت کاملاً به یکدیگر نزدیک است.



شکل ۱۰. پلان سازی انتخاب شده.

جدول ۵. پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری مصالح فولاد.

تنش تسلیم (مگاپاسکال)	مدول کشسانی (مگاپاسکال)
۴۰۰	۲۰۰۰۰

در پژوهش حاضر، مدل فیزیکی اتصال‌های کنترلی و نیز اتصال‌های مقاوم سازی شده‌ی اعتبارسنجی شده برای تحلیل و بررسی رفتار قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه استفاده شده است. بدین منظور، از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی استفاده شده است. پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری مصالح مختلف در جدول‌های ۵ الی ۸ ارائه شده است.

## ۵. بررسی نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای تحلیل استاتیکی غیرخطی تمامی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees، یک بار ثابت ثقلی برابر با بار مرده به علاوه‌ی بار زنده‌ی 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٪ جرم سازه در نظر گرفته شده است. آثار پی - دلتا نیز در تحلیل لحاظ شده است. قاب‌های استفاده شده در تحلیل، قاب دو بُعدی منطبق بر محور شماره‌ی ۲ از شکل ۱۰ بوده و تحلیل‌ها به صورت دو بُعدی بر روی قاب‌ها انجام شده است.

در شکل‌های ۱۱ الی ۱۳، منحنی برش پایه - تغییر مکان بام قاب‌های مطالعه شده نشان داده شده است. در جدول ۹، مقادیر تغییر مکان نهایی، تغییر مکان حد تسلیم، شکل پذیری و نسبت شکل پذیری قاب‌های مقاوم سازی شده نسبت به قاب‌های فاقد مقاوم سازی ارائه شده است. در جدول ۱۰، نیز مقادیر بیشینه‌ی مقاومت جانبی و نسبت مقاومت جانبی قاب‌های مقاوم سازی شده نسبت به قاب‌های فاقد مقاوم سازی با یکدیگر مقایسه و مشاهده شده است، که مطابق آن، سطح نیرو و تغییر مکان نهایی قاب‌های مقاوم سازی شده، افزایش قابل ملاحظه‌ی نسبت به قاب بتنی معمولی داشته است.

با توجه به این‌که رفتار سازه‌های بتن مسلح، کشسان خمیری کامل نیست؛ رفتار بار - تغییر مکان به صورت یک مدل دو خطی ایده‌آل شده و پارامتر شکل پذیری از نمودارهای ایده‌آل شده تعریف شده است. بر اساس روش پیشنهادی پاتولی منحنی ایده‌آل، شامل یک شاخه‌ی کاملاً کشسان و یک شاخه بعد از کشسان است. شاخه‌ی کشسان از مبدأ تا محلی که شاخه‌ی دوم منحنی را قطع می‌کند (به طور تقریب ۷۵٪ بیشینه‌ی بار) امتداد می‌یابد. شاخه‌ی بعد از کشسان نمودار به گونه‌ی تریسیم می‌شود تا برابری انرژی در دو طرف منحنی پوش از نقطه‌ی جاری شدن عضو تا نقطه‌ی که

جدول ۱. معرفی و نام‌گذاری قاب‌های خمشی مطالعه شده‌ی فاقد سیستم مقاوم سازی و قاب‌های خمشی مقاوم سازی شده با مصالح سیمکن.

تعداد طبقات	قاب‌های مقاوم سازی شده	قاب‌های کنترلی (فاقد مقاوم سازی)
۴	۴ - S	۴ - C
۷	۷ - S	۷ - C
۱۰	۱۰ - S	۱۰ - C

جدول ۲. ابعاد مقاطع تیر و ستون در قاب ۴ طبقه.

طبقه	ستون (سانتی متر)	تیر (سانتی متر)
۴	۳۵۰ × ۳۵۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۳	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۲	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۱	۴۵۰ × ۴۵۰	۳۵۰ × ۴۰۰

جدول ۳. ابعاد مقاطع تیر و ستون در قاب ۷ طبقه.

طبقه	ستون (سانتی متر)	تیر (سانتی متر)
۷	۳۵۰ × ۳۵۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۶	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۵	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۴	۴۵۰ × ۴۵۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۳	۴۵۰ × ۴۵۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۲	۴۵۰ × ۴۵۰	۴۰۰ × ۴۵۰
۱	۵۰۰ × ۵۰۰	۴۰۰ × ۴۵۰

جدول ۴. ابعاد مقاطع تیر و ستون در قاب ۱۰ طبقه.

طبقه	ستون (سانتی متر)	تیر (سانتی متر)
۱۰	۳۵۰ × ۳۵۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۹	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۰۰ × ۳۵۰
۸	۴۰۰ × ۴۰۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۷	۴۵۰ × ۴۵۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۶	۴۵۰ × ۴۵۰	۳۵۰ × ۴۰۰
۵	۴۵۰ × ۴۵۰	۴۰۰ × ۴۵۰
۴	۴۵۰ × ۴۵۰	۴۰۰ × ۴۵۰
۳	۵۰۰ × ۵۰۰	۴۰۰ × ۴۵۰
۲	۵۰۰ × ۵۰۰	۴۰۰ × ۴۵۰
۱	۵۵۰ × ۵۵۰	۴۰۰ × ۴۵۰

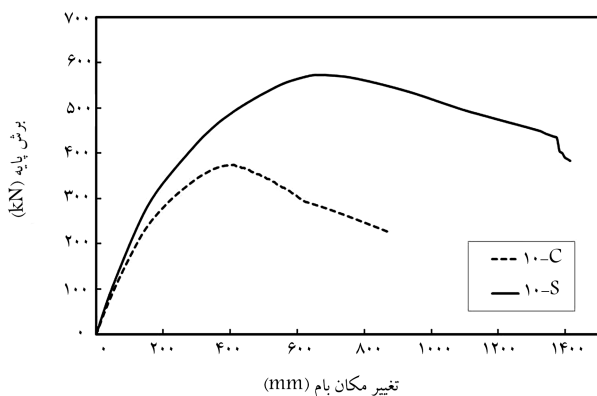
است. بار مرده و زنده‌ی طبقات به ترتیب برابر ۶ و ۲ کیلونیوتن بر مترمربع و نیز بار مرده و زنده‌ی بام به ترتیب برابر ۵/۵ و ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بار مؤثر لرزه‌یی برابر با بار مرده به علاوه‌ی ۲۰٪ بار زنده لحاظ شده است.<sup>[۲۱]</sup> مقاومت فشاری بتن برابر ۲۱ مگاپاسکال و تنش جاری شدن آرماتورها برابر ۴۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین مقاومت فشاری و کششی متوسط لایه‌های سیمکن به ترتیب برابر ۸۸ و ۱۷ مگاپاسکال و ضخامت لایه‌ها برابر ۲۵ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. در شکل ۱۰، پلان قاب‌های مطالعه شده مشاهده می‌شود.

جدول ۶. پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری مصالح بتن معمولی.

مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مقاومت فشاری باقی‌مانده (مگاپاسکال)	کرنش متنظر با مقاومت باقی‌مانده	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	کرنش متنظر با مقاومت فشاری
۲۱	۲٫۱	۰٫۰۰۰۴	۰٫۰۰۰۲	۲۱

جدول ۷. پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری کششی مصالح سیمکن.

مقاومت کششی ترک‌خوردگی (مگاپاسکال)	کرنش متنظر با مقاومت کششی ترک‌خوردگی	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	کرنش متنظر با مقاومت کششی
۱۳٫۶	۰٫۰۰۰۳۶	۱۷	۰٫۰۰۰۸



شکل ۱۳. مقایسه‌ی نتایج برش پایه - تغییر مکان بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب ۱۰ طبقه.

جدول ۹. مقایسه‌ی نتایج تغییر مکان و شکل پذیری قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده.

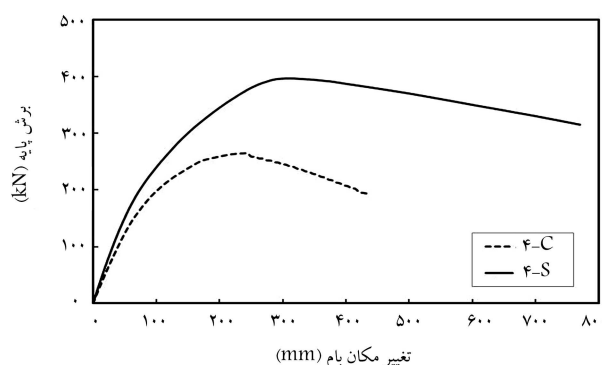
نام قاب	تغییر مکان تسلیم (میلی متر)	تغییر مکان نهایی (میلی متر)	شکل پذیری
۴ - C	۱۳۴	۳۸۳	۲٫۸۶
۴ - S	۱۹۲	۷۷۱	۴٫۰۲
۷ - C	۲۱۵	۵۲۵	۲٫۴۴
۷ - S	۳۱۱	۱۱۲۰	۳٫۶۰
۱۰ - C	۲۶۴	۶۲۱	۲٫۳۵
۱۰ - S	۴۰۵	۱۳۲۰	۳٫۲۶

جدول ۱۰. مقایسه‌ی نتایج مقاومت جانبی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده.

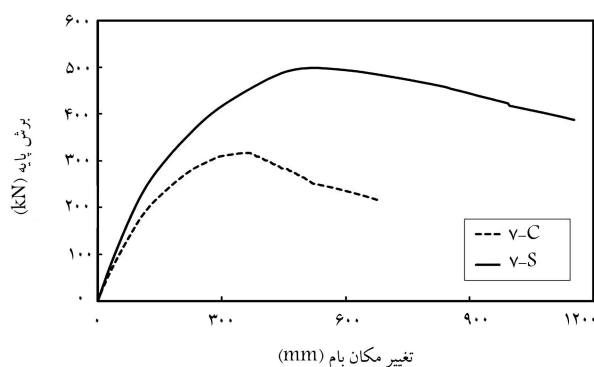
نام قاب	پیشینه‌ی مقاومت (کیلو نیوتن)
۴ - C	۲۶۴
۴ - S	۳۹۶
۷ - C	۳۱۷
۷ - S	۴۹۹
۱۰ - C	۳۷۴
۱۰ - S	۵۷۲

جدول ۸. پارامترهای استفاده شده در مدل رفتاری کششی مصالح سیمکن.

مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	کرنش متنظر با مقاومت فشاری	کرنش فشاری نهایی
۸۸	۰٫۰۰۰۳	۰٫۰۰۱۵



شکل ۱۱. مقایسه‌ی نتایج برش پایه - تغییر مکان بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب ۴ طبقه.



شکل ۱۲. مقایسه‌ی نتایج برش پایه - تغییر مکان بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده از تحلیل استاتیکی غیرخطی برای قاب ۷ طبقه.

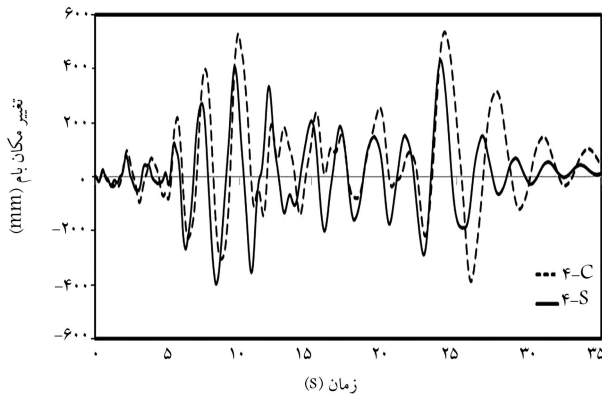
در آن بار جانبی به اندازه‌ی ۲۰٪ افت کرده است، برقرار شود. [۲۲]  
از آنجایی که در قاب‌های مقاوم‌سازی شده، تشکیل مفاصل خمیری به صورت تقریباً یکنواخت در تمام طبقات صورت گرفته و همچنین به علت بهبود خصوصیات رفتاری اتصال‌ها به علت افزایش مقاومت کششی مصالح نسبت به بتن معمولی، بهبود رفتار پوش و افزایش مقاومت و شکل‌پذیری قاب‌ها مشاهده شده است، بر

جدول ۱۱. شتاب نگاشت‌های انتخاب شده برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی.

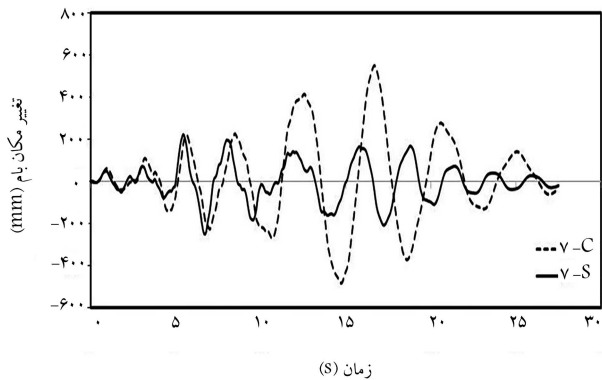
ایستگاه ثبت	بزرگا (امواج سطحی)	سال	زلزله
USGS ۱۰۹۵, Taft Lincoln School	۷,۳۶	۱۹۵۲	کرن کانتی
USGS ۲۶۲, Palmdale Fire Station	۶,۶۱	۱۹۷۱	سن فرناندو
۷۰, Boshrooyeh	۷,۳۵	۱۹۷۸	طیس
CDMG ۱۲۱۴۹, Desert Hot Springs	۷,۲۸	۱۹۹۲	لندرز
USC ۹۰۰۲۰, LA – W ۱۵th St	۶,۶۹	۱۹۹۴	نورث ریج
NEIC ۲۷۶۹ – ۲, Darsein	۶,۵	۲۰۰۲	آج
NEIC ۳۱۶۲ – ۱, Mohamad Abad	۶,۷	۲۰۰۳	بم

جدول ۱۲. زمان تناوب و ضریب مقیاس شتاب نگاشت‌های انتخابی.

تعداد طبقه	زمان تناوب مود ۱	زمان تناوب مود ۲	ضریب مقیاس
۴	۰,۸۵۳	۰,۲۹۷	۰,۵
۷	۱,۳۳۸	۰,۴۷۷	۰,۵۳
۱۰	۱,۷۴۷	۰,۶۵۱	۰,۵۹



شکل ۱۴. تاریخچه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۴ طبقه تحت زلزله‌ی نورث ریج.



شکل ۱۵. تاریخچه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه تحت زلزله‌ی آج.

با توجه به استفاده از ۷ رکورد زلزله، می‌توان برای تخمین پاسخ قاب‌ها از میانگین بیشینه‌ی پاسخ‌ها استفاده کرد. در شکل‌های ۱۴ الی ۱۶، تاریخچه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۷، ۴ و ۱۰ طبقه، تحت یکی از رکوردهای انتخابی نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، مقاوم‌سازی اتصال‌های با لایه‌های کامپوزیتی سیمکن موجب کاهش جابه‌جایی بام شده است.

در شکل‌های ۱۷ الی ۱۹، نمودار بیشینه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های ۷، ۴ و ۱۰ طبقه‌ی کنترلی و مقاوم‌سازی شده تحت زلزله‌های انتخابی نشان داده شده است. در قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۷، ۴ و ۱۰ طبقه، میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی بام تحت ۷ رکورد انتخابی به ترتیب ۱۴٪، ۱۸٪ و ۲۱٪ نسبت به قاب اولیه کاهش یافته است. بیشترین درصد کاهش جابه‌جایی بام، در قاب ۴ طبقه‌ی مقاوم‌سازی

اساس نتایج به دست آمده، در قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه، بیشینه‌ی مقاومت به ترتیب ۵۰٪، ۵۷٪، ۵۳٪ و نیز شکل‌پذیری در قاب‌های مذکور به ترتیب ۴۱٪، ۴۸٪ و ۳۹٪ نسبت به قاب‌های کنترلی ۷، ۴ و ۱۰ طبقه فاقد جزئیات لرزه‌ی افزایش یافته است. همچنین در قاب‌های مقاوم‌سازی شده، تغییر مکان نهایی افزایش قابل ملاحظه‌ی داشته است، که نشان‌دهنده‌ی افزایش جذب انرژی در قاب‌های مقاوم‌سازی شده است.

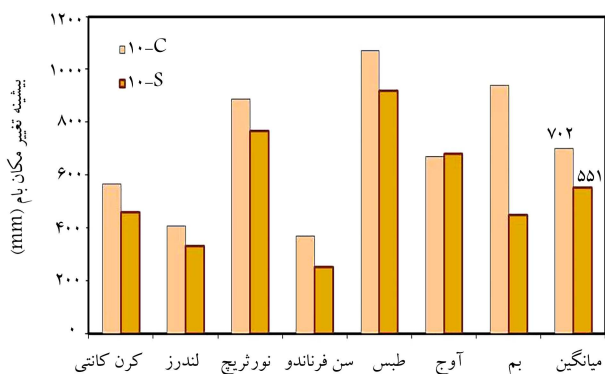
## ۶. بررسی نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی برای تخمین پاسخ سازه‌های مورد مطالعه، از ۷ رکورد، شامل رکوردهای دور از گسل: کرن کانتی، سن فرناندو، لندرز، نورث ریج، طیس، آج و بم استفاده شده است. [۲۳] تمامی شتاب نگاشت‌ها بر روی خاک نوع II استاندارد ۲۸۰۰ ثبت شده‌اند. در جدول ۱۱، مشخصات رکوردهای مورد مطالعه ارائه شده است.

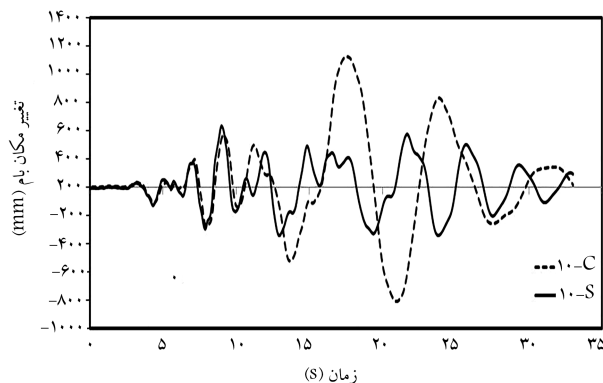
برای استفاده از شتاب نگاشت‌های ذکر شده و به منظور انجام تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی، رکوردهای زلزله برای شتاب زمین در زلزله‌ی طرح (دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال) مقیاس شده‌اند. مقیاس‌سازی شتاب نگاشت‌ها با توجه به طیف پاسخ شتاب و روش ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ انجام شده است. [۲۱] به کمک شتاب نگاشت‌های مقیاس شده، برای قاب‌های دو بعدی بتنی ۴، ۷ و ۱۰ طبقه، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی انجام شده است.

با توجه به آنالیز مودال انجام شده در نرم‌افزار، زمان تناوب مود اول قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۰,۸۵۳، ۱,۳۳۸ و ۱,۷۴۷ ثانیه به دست آمده است. بر اساس زمان تناوب محاسباتی و میانگین طیف پاسخ شتاب ۷ شتاب نگاشت انتخابی، ضریب مقیاس برای سطح خطر I برای قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه برابر ۰,۵۰، ۰,۵۳ و ۰,۵۹ انتخاب شده است. در جدول ۱۲، زمان تناوب و ضریب مقیاس برای هر یک از قاب‌های مورد مطالعه ارائه شده است.

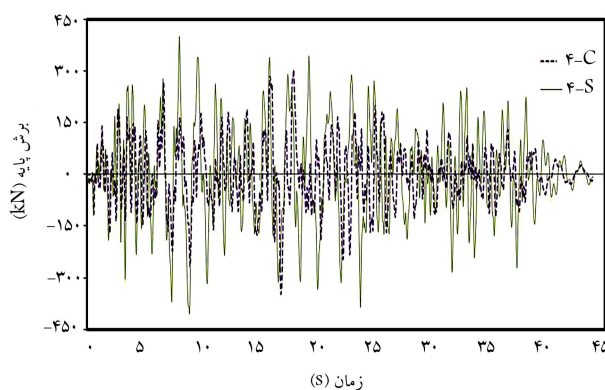
در بخش حاضر، خروجی‌های مؤثر در ارزیابی لرزه‌ی قاب‌های مورد مطالعه در حالت‌های مختلف مدل‌سازی تحت زلزله‌های سطح خطر I ارائه شده است.



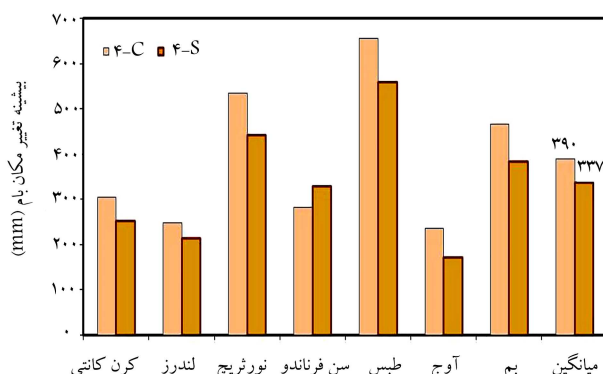
شکل ۱۹. بیشینه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه.



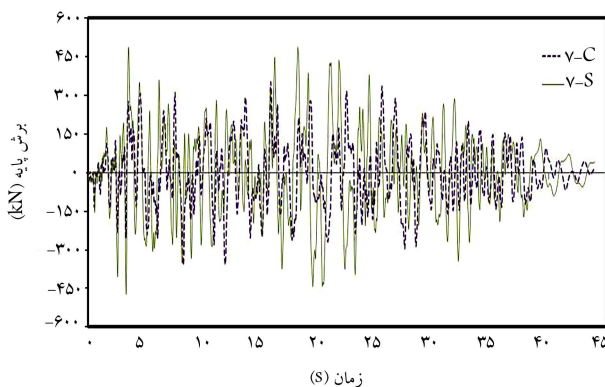
شکل ۱۶. تاریخچه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه تحت زلزله‌ی بم.



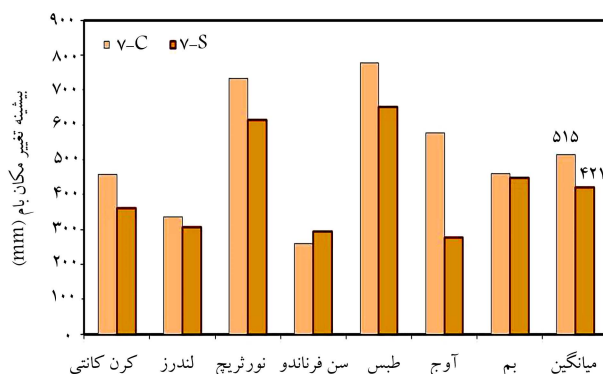
شکل ۲۰. تاریخچه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۴ طبقه تحت زلزله‌ی لندرز.



شکل ۱۷. بیشینه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۴ طبقه.



شکل ۲۱. تاریخچه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه تحت زلزله‌ی لندرز.

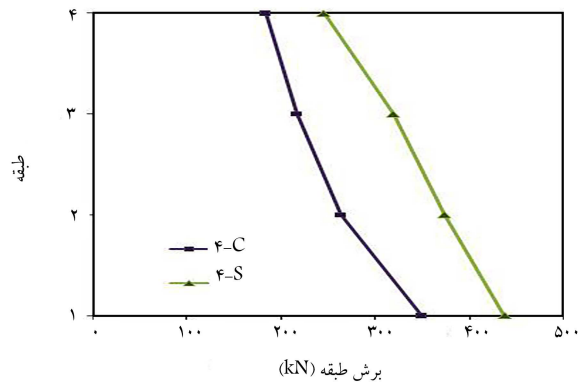


شکل ۱۸. بیشینه‌ی جابه‌جایی بام قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه.

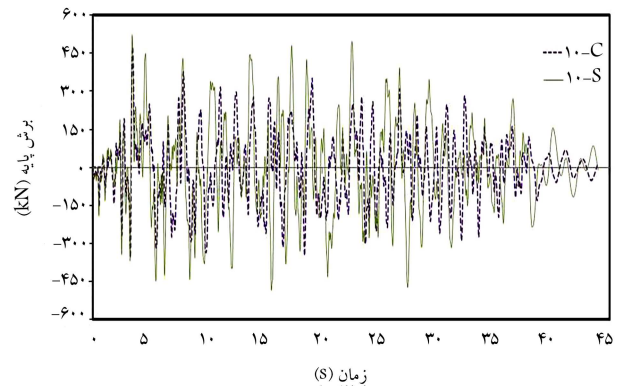
در قاب مقاوم‌سازی شده‌ی ۴ طبقه، میانگین بیشینه‌ی برش پایه، ۲۵٪ نسبت به قاب کنترلی افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه مربوط به زمین لرزه‌ی سن فرناندو با ۳۷٪ افزایش و کمترین درصد افزایش برش پایه مربوط به زمین لرزه‌ی آوج با ۱۷٪ افزایش بوده است. در قاب مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه، میانگین بیشینه‌ی برش پایه، حدود ۳۵٪ نسبت به قاب کنترلی افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه نیز مربوط به زمین لرزه‌های بم با ۵۵٪ افزایش و کمترین درصد افزایش برش پایه مربوط به زمین لرزه‌ی سن فرناندو با ۱۴٪ افزایش بوده است. در قاب مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه، میانگین بیشینه‌ی برش پایه، حدود ۲۷٪ نسبت به قاب

شده مربوط به زمین لرزه‌ی آوج با ۲۷٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین لرزه‌ی لندرز با ۱۴٪ کاهش بوده است. در قاب مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه، بیشترین درصد کاهش جابه‌جایی بام، مربوط به زمین لرزه‌ی آوج با ۵۱٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین لرزه‌ی بم با ۳٪ کاهش بوده است. در قاب مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه، بیشترین درصد کاهش جابه‌جایی بام، مربوط به زمین لرزه‌ی بم با ۵۲٪ کاهش و کمترین آن مربوط به زمین لرزه‌ی لندرز با ۱۹٪ کاهش بوده است. در شکل‌های ۲۰ الی ۲۲، به‌عنوان نمونه، تاریخچه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه‌ی کنترلی و مقاوم‌سازی شده تحت زمین لرزه‌ی لندرز ارائه شده است. همچنین در شکل‌های ۲۳ الی ۲۵، بیشینه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های ۴، ۷ و ۱۰ طبقه‌ی کنترلی و مقاوم‌سازی شده تحت زلزله‌های انتخابی نشان داده شده است.

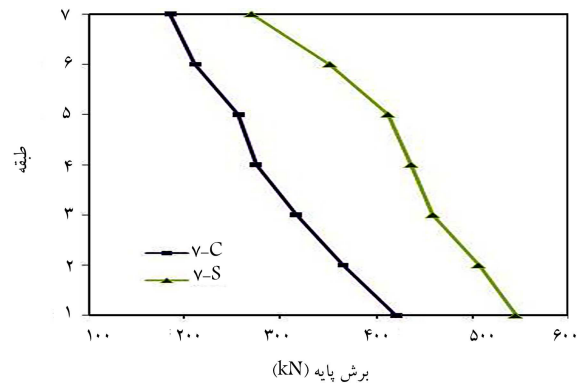




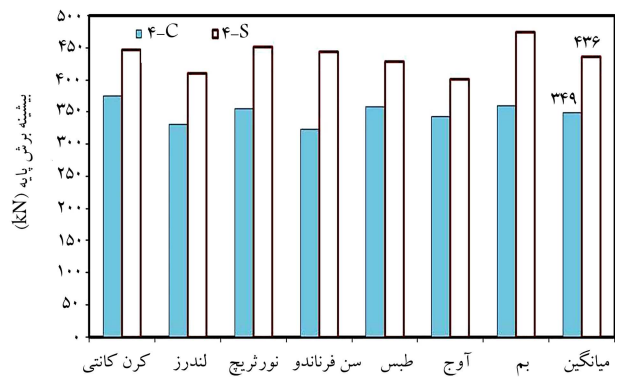
شکل ۲۶. میانگین بیشینه‌ی برش طبقات قاب‌های ۴ طبقه‌ی کنترلی (۴ - C) و مقاوم‌سازی شده (۴ - S).



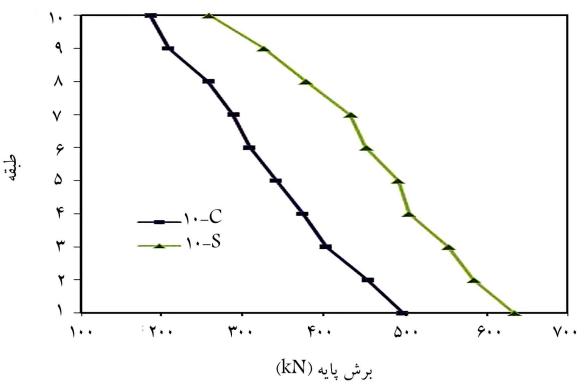
شکل ۲۲. تاریخچه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه تحت زلزله‌ی لندرز.



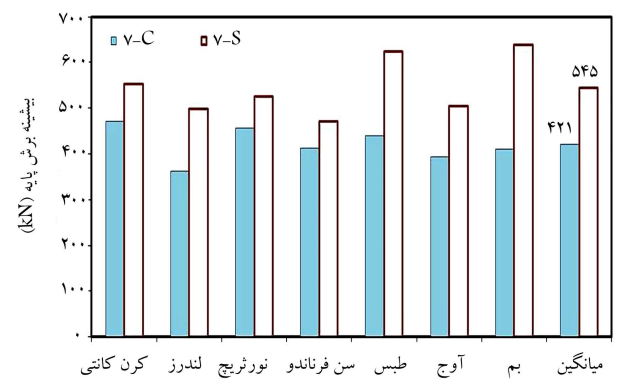
شکل ۲۷. میانگین بیشینه‌ی برش طبقات قاب‌های ۷ طبقه‌ی کنترلی (۷ - C) و مقاوم‌سازی شده (۷ - S).



شکل ۲۳. بیشینه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۴ طبقه.

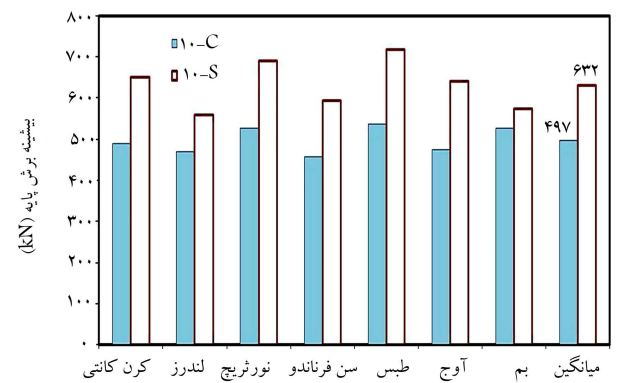


شکل ۲۸. میانگین بیشینه‌ی برش طبقات قاب‌های ۱۰ طبقه‌ی کنترلی (۱۰ - C) و مقاوم‌سازی شده (۱۰ - S).



شکل ۲۴. بیشینه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۷ طبقه.

کنترلی افزایش یافته است. بیشترین درصد افزایش برش پایه مربوط به زمین‌لرزه‌ی طبس با ۳۵٪ افزایش و کمترین درصد افزایش برش پایه مربوط به زمین‌لرزه‌ی لندرز با ۱۹٪ افزایش بوده است. در شکل‌های ۲۶ الی ۲۸، میانگین بیشینه‌ی برش طبقات و در شکل‌های ۲۹ الی ۳۱، میانگین بیشینه‌ی دررفت طبقات قاب‌های مقاوم‌سازی شده و قاب‌های کنترلی تحت ۷ رکورد انتخابی مقایسه شده است. یکی از علت‌های بررسی دررفت‌های بین طبقه‌ی در سازه‌ها، ارتباط آن با میزان خسارت در طبقه است. از طرف دیگر، ارزیابی چگونگی توزیع دررفت‌های بین طبقه‌ی در یک سازه، امکان شناسایی طبقه‌ی نرم در آن را فراهم می‌کند. توزیع



شکل ۲۵. بیشینه‌ی برش پایه‌ی قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده‌ی ۱۰ طبقه.

شده‌ی ۷،۴ و ۱۰ طبقه، میانگین بیشینه‌ی دررفت در طبقات مختلف یکنواخت شده است، که نشان می‌دهد خسارت در طبقات مختلف کاهش یافته و توزیع خسارت در سازه یکنواخت شده و مقدار آن به ترتیب به کمتر از ۲٫۶٪، ۲٫۴٪ و ۲٫۷٪ کاهش یافته است. همچنین بیشینه‌ی دررفت قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۴۲٪، ۴۴٪ و ۴۷٪ نسبت به قاب‌های اولیه کاهش یافته است.

### ۷. نتیجه‌گیری

با توجه به آسیب هسته‌ی اتصال‌ها در قاب‌های خمشی بتنی و نواحی مفاصل خمیری در انتهای تیرها و ستون‌ها، در پژوهش حاضر، اثر استفاده از نوعی مصالح کامپوزیتی جدید، که سیمکن نام دارد، در محل هسته‌ی اتصال و مفاصل خمیری برای بهبود رفتار ساختمان‌های خمشی بتنی ارزیابی شده است. به همین منظور، ابتدا نمونه‌هایی از اتصال بدون مقاوم‌سازی و اتصال مقاوم‌سازی شده با استفاده از نرم‌افزار OpenSees صحت‌سنجی و سپس اثر استفاده از روش مقاوم‌سازی مذکور در رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتنی ۷،۴ و ۱۰ طبقه ارزیابی شده است. نتایج به دست آمده نشان داد:

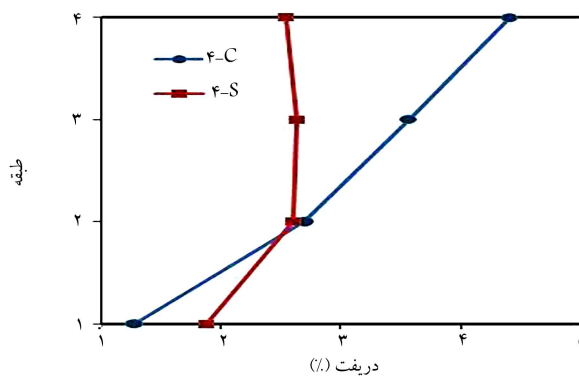
- در تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقدار مقاومت جانبی قاب‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به قاب‌های کنترلی مشابه بدون مقاوم‌سازی بین ۵۰٪ تا ۵۷٪ افزایش یافته و میزان شکل‌پذیری آن‌ها نیز بین ۳۹٪ تا ۴۱٪ نسبت به قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی افزایش یافته است. در این خصوص، بیشترین افزایش مقاومت و شکل‌پذیری مربوط به قاب ۷ طبقه بوده است. در تغییر مکان‌های جانبی کوچک، سختی قاب‌های مقاوم‌سازی شده و قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی به یکدیگر نزدیک است، که نشان‌دهنده‌ی نزدیک بودن زمان تناوب در قاب‌های کنترلی و مقاوم‌سازی شده در حالت کشسان اولیه است و با افزایش تغییر مکان‌های جانبی، سختی قاب‌های بدون مقاوم‌سازی نسبت به قاب‌های مقاوم‌سازی شده کمتر می‌شود. همچنین در قاب‌های مقاوم‌سازی شده، پس از نقطه‌ی مقاومت بیشینه، کاهش مقاومت نسبت به قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی با روند کمتری صورت می‌گیرد.

- نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی نشان داد که میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی بام در قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۷،۴ و ۱۰ طبقه نسبت به قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی، به ترتیب ۱۴٪، ۱۸٪ و ۲۱٪ کاهش یافته است. همچنین بررسی مقادیر برش پایه‌ی قاب‌ها نشان می‌دهد که میانگین بیشینه‌ی برش پایه در قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب به میزان ۲۵٪، ۳۰٪ و ۲۷٪ افزایش نسبت به قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی مشاهده شده است. بررسی میانگین بیشینه‌ی برش طبقات نیز نشان‌دهنده‌ی افزایش پارامتر ذکر شده در قاب‌های مقاوم‌سازی شده است. میانگین بیشینه‌ی دررفت طبقات نشان می‌دهد در قاب‌های مقاوم‌سازی شده، دررفت طبقات نسبت به قاب‌های مشابه بدون مقاوم‌سازی، به یکدیگر نزدیک و توزیع خسارت در سازه، یکنواخت‌تر شده است. در همین زمینه میانگین بیشینه‌ی نسبت دررفت طبقات در قاب‌های مقاوم‌سازی شده‌ی ۷،۴ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۲٫۶٪، ۲٫۴٪ و ۲٫۷٪ است، که نسبت به قاب‌های مشابه مقاوم‌سازی نشده، ۴۲٪، ۴۴٪ و ۴۷٪ کاهش نشان می‌دهد.

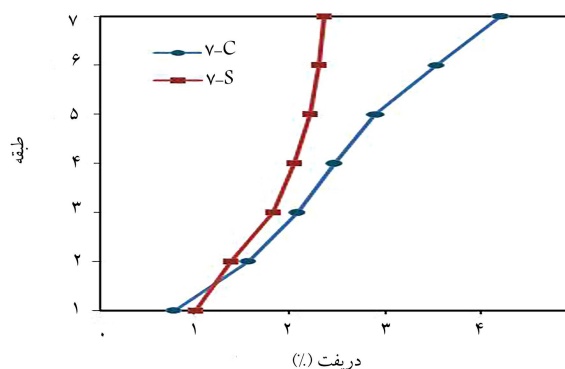
### پانویس‌ها

1. slurry infiltrated fiber concrete

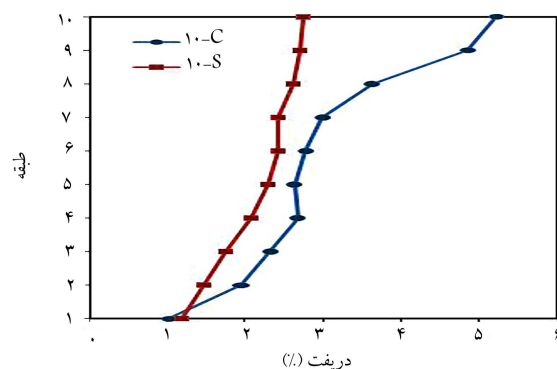
2. slurry infiltrated mat concrete
3. Coskun
4. Krstulovic
5. Jeyasehar



شکل ۲۹. میانگین بیشینه‌ی برش طبقات قاب‌های ۷ طبقه‌ی کنترلی (C - ۴) و مقاوم‌سازی شده (S - ۴).



شکل ۳۰. میانگین بیشینه‌ی دررفت طبقات قاب‌های ۷ طبقه‌ی کنترلی (C - ۷) و مقاوم‌سازی شده (S - ۷).



شکل ۳۱. میانگین بیشینه‌ی دررفت طبقات قاب‌های ۱۰ طبقه‌ی کنترلی (C - ۱۰) و مقاوم‌سازی شده (S - ۱۰).

نشدن یکنواخت دررفت‌های بین طبقه‌ی در ارتفاع و وجود طبقه‌ی نرم در یک سازه می‌تواند زمینه‌ساز خرابی‌های گسترده و ویرانی کل سازه شود و از این رو، شناسایی و جلوگیری از چنین حالتی، اهمیت ویژه‌ی دارد. مطابق شکل ۲۴، در قاب مقاوم‌سازی

6. Open System for Earthquake Engineering Simulation
7. Berkeley University
8. finite element
9. kent - park
10. Han et al.
11. engineered cementitious composites
12. menegotto-pinto
13. fiber section
14. trilinear unload-reload path
15. three damage rules
16. unloading stiffness degradation
17. Reloading Stiffness Degradation
18. Strength Degradation
19. high performance fiber reinforced cementitious composites

## منابع (References)

1. Kotsovou, G. and Mouzakis, H. "Seismic design of RC external beam-column joints", *Bulletin of Earthquake Engineering*, **10**(2), pp. 645-677 (2012).
2. Chidambaram, R.S. and Agarwal, P. "The confining effect of geo-grid on the mechanical properties of concrete specimens with steel fiber under compression and flexure", *Construction and Building Materials*, **71**, pp. 628-637 (2014).
3. Metelli, G., Messali, F., Beschi, C. and et al. "A model for beam-column corner joints of existing RC frame subjected to cyclic loading", *Engineering Structures*, **89**, pp. 79-92 (2015).
4. Committee, A. "Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05)", American Concrete Institute (2005).
5. Parra-Montesinos, G.J., Peterfreund, S.W. and Chao, S.-H. "Highly damage-tolerant beam-column joints through use of high-performance fiber-reinforced cement composites", *ACI Structural Journal*, **102**(3), pp. 487-495 (2005).
6. Mirtaheri, M., Amini, M. and Khorshidi, H. "Incremental dynamic analyses of concrete buildings reinforced with shape memory alloy", *Steel and Composite Structures*, **23**(1), pp. 95-105 (2017).
7. Saghafi, M. and Shariatmadar, H. "Enhancement of seismic performance of beam-column joint connections using high performance fiber reinforced cementitious composites", *Construction and Building Materials*, **180**, pp. 665-680 (2018).
8. Mostofinejad, D. and Akhlaghi, A. "Shear strengthening of exterior RC beam-column joints with CFRP sheets", *Concrete Research*, **10**(1), pp. 109-124 (2017).
9. Sattari, A., Sharbatdar, M. and Dalvand, A. "Experimental Study on Strengthening of RC Connections with FRP Sheets by Embedding Surface Grooves", *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31.2**(1.2), pp. 41-50 (2015).
10. Hemmati, A., Kheyroddin, A., Sharbatdar, M. and et al. "Ductile behavior of high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC) frames", *Construction and Building Materials*, **115**, pp. 681-689 (2016).
11. Saghafi, M., Shariatmadar, H. and Kheyroddin, A. "Experimental study and application of high performance fiber reinforced cementitious composites for retrofitting beam-column joints in rigid-framed railway bridges", *Journal of Transportation Infrastructure Engineering*, **2**(1), pp. 33-51 (2016).
12. Saghafi, M. and Shariatmadar, H. "Structural behavior of RC High performance fiber reinforced cement composites (HPFRCC) exterior beam-column joints under reversed cyclic loading", *Concrete Research*, **11**(1), pp. 21-30 (2018).
13. Seifi, A., Hosseini, A., Marefat, M.S. and et al. "Improving seismic performance of old-type RC frames using NSM technique and FRP jackets", *Engineering Structures*, **147**, pp. 705-723 (2017).
14. Coskun, H. "Construction of SIMCON retrofitted reinforced concrete columns", PhD student, North Carolina State University (2002).
15. Krstulovic-Opara, N. and Malak, S. "Tensile behavior of slurry infiltrated mat concrete (SIMCON)", *Materials Journal*, **94**(1), pp. 39-46 (1997).
16. Krstulovic-Opara, N. and Al-Shannag, M.J. "Slurry infiltrated mat concrete (SIMCON)-based shear retrofit of reinforced concrete members", *Structural Journal*, **96**(1), pp. 105-114 (1999).
17. Antony, J.C. and Ravichandran, K. "Cyclic behaviour of beam column joint retrofitted with SIMCON laminates", *Asian Journal of Civil Engineering*, **14**(2), pp. 269-288 (2013).
18. McKenna, F. and Fenves, G.L. "The OpenSees command language manual", University of California, Berkeley (opensees. ce. berkeley. edu) (2007).
19. Shafaei, J., Zareian, M.S., Hosseini, A. and et al. "Effects of joint flexibility on lateral response of reinforced concrete frames", *Engineering Structures*, **81**, pp. 412-431 (2014).
20. Plain and Reinforced Concrete-Code of Practice, "Bureau of Indian Standards, Standard", I, IS-456, Manak Bhawan, 9 (2000).
21. Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, "Standard No. 2800, 3<sup>ed</sup> Revision, Building and Housing Research Center", Tehran. Iran (2005).
22. Paulay, T. and Priestley, M.N., *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, New York, Wiley (1992).
23. Pacific Earthquake engineering Research Center (PEER), <http://www.peer.berkeley.edu/ngawest2/databases/>.