



## مطالعه ضربه دو ساختمان قاب خمشی فولادی مجاور یکدیگر در اثر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل

نوید سیاه پلو<sup>۱\*</sup>، سیدعبدالنبی رضوی<sup>۲</sup>، جواد مسلم زاده<sup>۱</sup>

۱- دانشکده مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران  
۲- دانشکده مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۰۶/۲۲  
بازنگری: ۱۴۰۰/۱۲/۰۲  
پذیرش: ۱۴۰۰/۱۲/۲۴  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۱۲/۲۸

### کلمات کلیدی:

درز انقطاع  
المان گپ  
زلزله سکانسی  
حوزه دور از گسل  
حوزه نزدیک گسل

**خلاصه:** آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، پیش‌گام در ارائه ضوابط لرزه‌ای در رفتار غیرخطی سازه‌ها هستند لیکن معمولاً توجه کمتری به دو پدیده اصلی می‌شود. اول پدیده ضربه سازه‌های مجاور است که این پدیده می‌تواند عامل رفتارهای غیرخطی شدید باشد و آیین‌نامه‌ها معمولاً برای پیشگیری از اثرات آن بر سازه‌های مجاور، یک درز انقطاع بین دو سازه پیشنهاد می‌کنند اما در صورت نیاز به بررسی اثر ضربه ساختمان‌های مجاور با درز انقطاع پیشنهاد شده یا اجرا شده، پیشنهادی ارائه نشده است و دوم، اثرات توالی لرزه‌ای است. در این مقاله جهت بررسی ضربه ساختمان‌های خمشی فولادی مجاور یکدیگر در اثر زلزله‌های متوالی دور و نزدیک گسل از شش زوج قاب فولادی با ارتفاع‌های متفاوت، با و بدون اختلاف ارتفاع در طبقه همکف استفاده شده است. این قاب‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر ۲۴ رکورد زلزله متوالی حوزه دور و نزدیک گسل در قالب سه دسته ترکیب زلزله سکانسی که با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده‌اند مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از تحقیق نشان داد که درز آیین‌نامه مانع از برخورد قاب‌های مجاور به یکدیگر نگردیده و نیاز به بازنگری داشته ولی به نسبت قاب‌های در تماس که در اکثر موارد ضربه قاب‌ها به یکدیگر منجر به فروریزش سازه گردیده، حالت مناسب‌تری بوده و باعث کاهش خسارات می‌گردد. نیروی ضربه رفتار قاب‌های مجاور برخورد کننده را به نسبت رفتارهای مورد انتظار قاب‌ها در حالت بدون ضربه (قاب‌های جدا از هم) تغییر داده و پاسخ‌های متفاوتی را از خود نشان می‌دهند.

### ۱- مقدمه

و میزان انرژی مستهلک شده توسط محققین زیادی مورد بررسی قرار گرفته شده است [۲]. برای محاسبه این نیرو و میزان انرژی آن، مطالعه‌های عددی نیاز به داشتن یک المان مجازی دارد که شامل فنر و میراگر بوده و به صورت موازی با یکدیگر به محل اتصال دو جسم مورد مطالعه متصل می‌شوند [۳]. گرامی و همکاران با بررسی دینامیکی اثر برخورد دو سازه مجاور به هم، با در نظرگیری اثر تکیه‌گاهی پرداختند [۴]. آن‌ها نشان دادند که انتخاب تکیه‌گاه مفصلی به جای تکیه‌گاه گیردار در محل اتصال سازه به فونداسیون، مد سازه را از حالت برشی به حالت خمشی تغییر داده و این امر باعث کاهش نیروی ضربه وارده بین دو سازه می‌گردد همچنین لحظه وقوع حداکثر نیروی تنه‌ای تابع شرایط تکیه‌گاهی و ارتفاع دو سازه مجاور می‌گردد. ارزیابی تقاضای جابه‌جایی نسبی در قاب‌های فولادی موجود تحت توالی‌های لرزه‌ای نشان می‌دهد که محتوای فرکانس زلزله اصلی و پس‌لرزه اصلی از همبستگی ضعیفی برخوردارند [۵]. به علاوه پاسخ مدل‌های قاب بر اساس تقاضای جابه‌جایی نسبی حداکثر و ماندگار در پایان تحریک زلزله

در سال‌های اخیر، برخورد سازه‌های مجاور حین زلزله‌ها توجه زیادی را به خود جلب کرده است. برخورد (تنه زدگی) لرزه‌ای به علت تصادم دو ساختمان مجاور در طی زلزله رخ می‌دهد که دارای مشخصات دینامیکی متفاوتی هستند و ساختمان‌ها به طور ناهم‌فاز دچار ارتعاش می‌شوند و فاصله جداسازی در حالت استاتیکی برای تنظیم حرکات نسبی آن‌ها، ناکافی است. ساده‌ترین و مؤثرترین راه برای کاهش میزان آسیب ناشی از برخورد ایجاد حداقل فاصله جداسازی بین ساختمان هست. در حالی که می‌توان با فراهم‌سازی فاصله جداسازی کافی از برخورد بین ساختمان‌ها جلوگیری نمود، گاهی اوقات ایجاد جداسازی مناسب در مناطق شهری به دلیل هزینه بالای زمین، دسترسی محدود به زمین و نیاز به امکانات متمرکز امکان‌پذیر نیست و اغلب، احتمال برخورد لرزه‌ای بین ساختمان‌های مجاور در طول طراحی نادیده گرفته می‌شود [۱]. محاسبه نیروی ضربه دو ساختمان در هنگام زلزله

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: siahpolo@acecr.ac.ir



باشد. در ساختمان‌های با بیشتر از هشت طبقه و یا ساختمان‌های با اهمیت خیلی زیاد و زیاد با هر تعداد طبقه، (عرض درز انقطاع) تعیین می‌شود. به علاوه در ساختمان‌های با اهمیت زیاد و خیلی زیاد، عرض درز انقطاع بین ساختمان و ساختمان مجاور باید با استفاده از تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در طبقه تعیین می‌گردد. برای این منظور پس از محاسبه این تغییر مکان برای هر دو ساختمان می‌توان از جذر مجموع مربعات دو عدد برای تعیین درز انقطاع استفاده می‌شود. در صورتی که مشخصات ساختمان مجاور در دسترس نباشد، حداقل فاصله هر طبقه ساختمان از زمین مجاور باید برابر با ۷۰ درصد مقدار تغییر مکان جانبی غیرخطی طرح در آن طبقه ساختمان در نظر گرفته می‌شود [۱۲].

با وجود اهمیت موضوع مجاورت ساختمان‌ها و احتمال برخورد ساختمان‌های مجاور در اثر زلزله‌های متوالی و ایجاد آسیب در آن‌ها، در این زمینه تحقیقات اندکی انجام شده و وجوه مختلف آن مشخص نیست. در این مقاله تلاش شده است که با بررسی پارامترهایی همچون حداکثر جابه‌جایی‌های افقی طبقه، حداکثر زاویه رانش گذرا و ماندگار، خصوصیات این پدیده بیش از پیش آشکار شود. با توجه به بررسی‌های انجام شده در مراجع و آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای، در محاسبه درز انقطاع سازه‌های مجاور، صرفاً زلزله طرح مد نظر قرار گرفته است و اثرات توالی لرزه‌ای را که می‌تواند ناشی از پیش‌لرزه، پس‌لرزه و یا ترکیبی از آن‌ها به همراه لرزه اصلی باشد، در نظر گرفته نمی‌شود. یکی دیگر از وجوه تمایز این مقاله، در این است که زلزله‌های متوالی ترکیبی از رکوردهای دور و نزدیک گسل است که پیش از این کمتر مورد توجه بوده و اهمیت قابل توجه آن در این است که در توالی لرزه‌ای به دلیل فاصله زمانی کوتاه بین اعمال رکوردهای آن، سازه قابل مقاوم‌سازی نیست و با اعمال پس‌لرزه‌ها امکان تشدید خسارت و افزایش تغییر شکل‌های پسماند در سازه افزایش می‌یابد.

## ۲- زلزله‌های متوالی

گسل‌ها معمولاً تمام انرژی‌های انباشته خود را زمانی که اولین گسیختگی رخ می‌دهد، آزاد نمی‌کنند. بلکه این انرژی‌ها در موقعیت‌های مختلف گسل‌ها معمولاً تمام انرژی‌های انباشته خود را زمانی که اولین گسیختگی رخ می‌دهد، آزاد نمی‌کنند. بلکه این انرژی‌ها در موقعیت‌های مختلف به صورت گسیختگی‌های متوالی تا تثبیت گسل ادامه می‌یابند. این گسیختگی‌های متوالی در طول گسل باعث ایجاد زلزله‌های متعددی می‌شوند که عمدتاً آن‌ها را به صورت پیش‌لرزه، لرزه اصلی و پس‌لرزه تقسیم‌بندی می‌کنند. مشاهدات

اندازه‌گیری می‌گردد [۶]. همچنین پس‌لرزه‌های ثبت شده موجب افزایش قابل توجه تقاضای جابه‌جایی نسبی حداکثر و ماندگار نمی‌شوند چرا که دوره غالب پس‌لرزه‌ها (یعنی محتوای فرکانسی) بسیار متفاوت از دوره ارتعاش مدل‌های قاب است. علاوه بر این، توالی‌های لرزه‌ای مصنوعی می‌تواند به طور قابل توجهی تقاضاهای میانگین جابه‌جایی نسبی حداکثر و باقی‌مانده و همچنین تغییرات نداشت به نداشت را بیش از حد برآورد نماید [۷].

مطالعات پارامتریک فراوانی بر روی پاسخ‌های برخورد ساختمان‌ها و همچنین اقدامات متناسب برای کاهش خطر آسیب لرزه‌ای در ساختمان‌های مجاور انجام شده است. اثر ضربه با استفاده از مدل نیروی تماس خطی و غیرخطی به ازای فاصله‌های مختلف جداسازی مورد بررسی قرار می‌گیرد. شدت ضربه به ویژگی‌های دینامیکی ساختمان‌های مجاور در ترکیب با ویژگی‌های زلزله بستگی دارد [۸]. شتاب و نیروهای تنش‌های برشی ایجاد شده توسط برخورد در سطوح مختلف طبقه بیشتر از مواردی است که از حالت بدون برخورد به دست می‌آیند، در حالی که جابه‌جایی نسبی حداکثر به ویژگی‌های تحریک ورودی بستگی دارد. همچنین، افزایش عرض درز احتمالاً زمانی مؤثر خواهد بود که جداسازی به اندازه کافی برای حذف برخورد، منظور شده باشد [۹]. به علاوه، فراهم‌سازی یک سیستم دستگاه جاذب شوک برای کاهش اثرات ضربه بین ساختمان‌های مجاور با درزهای لرزه‌ای یک امر مؤثر به شمار رفته و نیروی برخورد اعمال شده به ساختمان‌های مجاور را به طور رضایت‌بخشی کاهش داد. بررسی برآورد خسارت در ساختمان‌های فولادی در توالی‌های زلزله اصلی - پس‌لرزه مورد توجه دیگر محققان قرار گرفته است [۱۰]. آن‌ها، چارچوبی برای برآورد خسارت سازه‌های فولادی تحت توالی زلزله اصلی - پس زلزله ارائه نموده، نشان دادند که حداکثر جابه‌جایی نسبی بین طبقات به دست آمده در تحلیل دینامیکی غیرخطی، به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی برای تعیین وضعیت آسیب به کار برده می‌شوند. حتی اگر پس‌لرزه‌ها نفوذ اندکی بر رفتار ساختاری داشته باشند، ممکن است هنوز هم تأثیر آن‌ها بر خسارت لرزه‌ای ناشی از عدم قطعیت در وضعیت آسیب و برآورد هزینه، قابل ملاحظه باشد [۱۱].

ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] اظهار می‌دارد که برای حذف یا کاهش خسارت و خرابی ناشی از ضربه ساختمان‌های مجاور به یکدیگر، ساختمان‌ها می‌بایست با پیش‌بینی درز انقطاع از یکدیگر جدا شده و یا با فاصله‌ای حداقل از مرز مشترک با زمین‌های مجاور ساخته شوند. برای تأمین این منظور، در ساختمان‌های با هشت طبقه و کمتر، فاصله هر طبقه از مرز زمین مجاور حداقل باید برابر پنج هزارم ارتفاع آن طبقه از روی تراز پایه

شده است. این رویکرد شامل تکرار زلزله‌های اصلی مقیاس شده و یا با دامنه برابر است. در این رویکرد با فرض یکسان بودن ویژگی‌های تحریک زمین مانند محتوای فرکانسی و مدت زمان حرکت قوی زمین زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌ها، زلزله‌های اصلی مقیاس شده فوق به صورت پس‌لرزه‌هایی با فاصله مشخص به صورت پشت سر هم تکرار می‌گردد. در بعضی مراجع برای در نظر گرفتن سطح خطر پس‌لرزه‌ها، با کاهش مقیاس دامنه زلزله دوم، بررسی‌هایی صورت گرفته است [۵]. پیش‌تر تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با رویکرد تصادفی توسط محققانی مورد استفاده قرار گرفته است [۱۶ و ۶]. این رویکرد شامل جمع‌آوری دسته‌ای از زلزله‌های اصلی و پس‌لرزه‌های نظیر یک رخداد مشخص و ایجاد شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی با انتخاب زلزله اصلی و شبیه‌سازی پس‌لرزه‌ها با کاهش و یا ثابت نگه داشتن دامنه است [۱۷]. در این رویکرد هیچ تغییری در محتوای فرکانسی یک پس‌لرزه داده نمی‌شود [۵].

در آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱۲] استفاده از شتاب‌نگاشت‌های واقعی و مصنوعی مجاز دانسته شده است ولی شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام زلزله باشند و در آن‌ها؛ بزرگا، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه‌زا در نظر گرفته شده باشد و همچنین به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکنیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد. جهت تهیه زلزله‌های متوالی در این مطالعه بر طبق جدول ترکیب زلزله‌ها از روش مصنوعی با رویکرد پشت به پشت (تکراری) و با در نظر گرفتن زمان اتمام ارتعاش آزاد پس از اثر کردن بخش اول زلزله در بین دو بخش از زلزله متوالی استفاده شده است.

### ۳- روش تحقیق

توالی لرزه‌ای که در بسیاری از زلزله‌ها و در یک زمان کوتاه رخ می‌دهد از یک طرف و عدم فراهم‌سازی فاصله کافی در بین ساختمان‌های مجاور هم، سبب گردیده که در طول زلزله متوالی پدیده برخورد بین سازه‌های مجاور به وقوع بپیوندد و در اثر این پدیده خسارات جانی و مالی فراوانی به جامعه تحمیل می‌گردد. جهت بررسی این پدیده از تعدادی قاب فولادی با ارتفاع متفاوت و با فاصله متفاوت از یکدیگر استفاده شده و مشخصات قاب‌های فولادی، و نحوه محاسبه و کنترل پارامترهای لرزه‌ای، نحوه محاسبه فاصله بین قاب‌ها، المان گپ بین دو سازه مجاور هم، انتخاب و تولید زلزله‌های متوالی و هم‌پایه‌سازی مورد بررسی قرار گرفته است.

میدانی نشان می‌دهند که سیستم‌های سازه‌ای تحت توالی زلزله‌ها، به ویژه سازه‌هایی که به دلیل زمان کم بین دو زلزله بهسازی نشده‌اند، دچار خرابی می‌شوند [۱۳].

پس‌لرزه پدیده‌ای است که از گذشته تا امروز در بسیاری از مناطق دنیا از جمله آمریکا، ایتالیا، یونان، ارمنستان، ترکیه، ژاپن، مکزیک و ایران رخ داده است. این پدیده عموماً در مناطقی رخ می‌دهد که مستعد لرزه‌خیزی زیاد است، حال آن که آیین‌نامه‌های لرزه‌ای دنیا توجه کمی به آن نشان داده‌اند و اثر آن را در محاسبات در نظر نگرفته و هیچ‌گونه ضوابط مدونی برای آن ارائه نکرده‌اند که از آن جمله می‌توان به آیین‌نامه لرزه‌ای ایران استاندارد ۲۸۰۰ اشاره نمود. زلزله‌ها معمولاً به صورت گروهی یا رشته‌ای رخ می‌دهند. از آنجایی که فاصله زمانی بین دو یا چند رشته لرزه‌ای، کوتاه است، امکان ترمیم و بازسازی خرابی‌های حاصل از زلزله اصلی در سازه وجود ندارد که گاهی موجب می‌شود میزان خرابی به صورت تجمعی افزایش یابد. در واقع پس‌لرزه‌ها می‌توانند بسیار خطرناک باشند، زیرا قابل پیش‌بینی نبوده و می‌توانند باعث تخریب سازه‌هایی شوند که در طی لرزه اصلی آسیب دیده‌اند. به عنوان نمونه، بعد از لرزه اصلی در ۲۲ فوریه سال ۲۰۱۰ که مناطق مرکزی و جنوبی شیلی را لرزاند، ۳۰۶ پس‌لرزه با بزرگای بیش از ۵، در دو ماه مارس و آوریل ثبت شد. در میان آن‌ها ۲۱ پس‌لرزه دارای بزرگای بیش از ۶ ریشتر بوده که خرابی‌های گسترده به بار آوردند. همچنین باید متذکر شد که، عموماً لرزه‌هایی با بزرگای بزرگ‌تر از ۴ ریشتر را به عنوان پس‌لرزه‌های مخرب مورد توجه قرار می‌دهند. چرا که برای لرزه‌های کوچک‌تر از این مقدار، میزان خرابی به دست آمده قابل چشم‌پوشی است و حتی وقوع چنین لرزش‌هایی با شدت پایین‌تر، می‌تواند برای تخلیه انرژی مناطق لرزه‌خیز مفید باشد [۱۴].

عمدتاً جهت تهیه یا تولید زلزله‌های متوالی دو روش کلی وجود دارد. روش اول استفاده از شتاب‌نگاشت‌های واقعی که طی زلزله‌های گذشته در مناطق مختلف جهان به وقوع پیوسته باشد. به عنوان روش دوم، در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شده (شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی) مناسب استفاده کرد. از رویکردهای مهم در تهیه زلزله متوالی مصنوعی می‌توان به رویکرد پشت به پشت (تکراری) و رویکرد تصادفی اشاره نمود. تولید شتاب‌نگاشت‌های مصنوعی زلزله‌های متوالی با رویکرد پشت به پشت توسط آمادیو<sup>۱</sup> و همکاران [۱۵] و هتزیجورجیو<sup>۲</sup> [۱۶] انجام

جدول ۱. مشخصات قاب‌های فولادی

Table 1. Specifications of steel frames

ردیف	تعداد طبقه	عرض دهانه قاب (m)	ارتفاع طبقه همکف (m)	تعداد دهانه	ارتفاع کل قاب (m)
۱	۳	۵	۳/۲	۴	۹/۶
۲	۵	۵	۳/۲	۴	۱۶
۳	۸	۵	۴	۴	۲۶/۴
۴	۱۲	۵	۴	۴	۳۹/۲
۵	۱۵	۵	۴	۴	۴۸/۸

۳-۱- مشخصات مصالح، مقاطع و بارگذاری

جنس فولاد مورد استفاده در مدل‌سازی، ST37 است که تنش تسلیم آن به صورت اسمی برابر  $2400 \text{ kgf/cm}^2$  و مقاومت کشش آن  $3700 \text{ kgf/cm}^2$  است. برای تیرها از مقطع IPE و تیرورق تک و برای ستون‌ها از BOX با رعایت ضوابط فشردگی لرزه‌ای شده است. برای محاسبه جرم لرزه‌ای از توصیه‌های موجود در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای استفاده شده به نحوی که جرم مرده لرزه‌ای مجموع کل جرم مرده به علاوه درصدی از جرم زنده طبقه در نظر گرفته شده است. درصد مشارکت بار زنده با فرض کاربری مسکونی برای کلیه مدل‌ها و به استناد مقادیر پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم برابر ۲۰ درصد فرض در نظر گرفته شده است. بار مرده کلیه طبقات (جهت بارگذاری تیرها)  $3250$  کیلوگرم بر متر و بار زنده  $1750$  کیلوگرم بر متر فرض شده است. فرض گردید که تمامی مدل‌های مقاله در منطقه با خطر لرزه‌خیزی متوسط مطابق طبقه‌بندی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] فرض شده‌اند. خاک محل احداث مطابق طبقه‌بندی ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲] از نوع خاک III در نظر گرفته شده است. برای بارگذاری قاب‌ها از مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [۱۸] استفاده شده است. طراحی قاب‌های فولادی بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای مندرج در مبحث ۱۰ مقررات ملی ساختمان [۱۹] و به روش LRFD (با رعایت کلیه جزئیات طراحی لرزه‌ای) انجام گردید. برای مدل‌سازی و طراحی قاب‌ها از نرم‌افزار ETABS2019 [۲۰] استفاده گردید. بدین منظور از تحلیل استاتیکی معادل و یا تحلیل دینامیکی طیفی حسب نیاز استفاده شده است. اتصال ستون به فونداسیون به صورت گیردار فرض شده و ستون در تمامی طبقات به شکل پیوسته مدل‌سازی گردید. اثرات  $P-\Delta$  (کلی) سازه (و

$P-\delta$  اعضا در نظر گرفته شده است و از اثرات اندرکنش بین خاک و سازه صرف‌نظر شده است. مشخصات قاب‌های مورد بررسی در جدول ۱ ارائه شده است. این قاب‌ها پس از باز تولید در نرم‌افزار Sap2000 [۲۱] مورد آنالیز غیرخطی قرار گرفته و در مواردی که سازه پایداری خود را از دست می‌دهد، تحلیل متوقف شده است.

پس از طراحی قاب‌های هدف در نرم‌افزار ETABS2019 [۲۰]، با کنترل معیارهای جابه‌جایی نسبی و مقاومت و فشردگی مقاطع ستون‌ها و همچنین لحاظ تغییرات مقطع از نظر اجرایی در ارتفاع قاب، نهایتاً مقاطع حاصل به تفکیک قاب‌ها به شرح جدول ۲ آورده شده است.

۳-۲- مدل‌سازی ضربه در قاب‌های مجاور

نیروی ضربه یک قاب به قاب مجاور در مدت زمان کوتاه وارد می‌گردد که بخشی از نیروی هر ضربه در بین دو قاب مستهلک گردیده و مقدار دیگر نیز بسته به وضعیت سازه‌ها موجب تخریب سازه یا تخریب عناصر غیرسازه‌ای می‌گردد. از این جهت مطالعات در خصوص نیروی ضربه در بین سازه‌های مجاور از اهمیت ویژه برخوردار گردیده است. در برخی مطالعات جهت تخمین نیروی ضربه از المان پیوند لینک<sup>۱</sup> در محل برخورد دو سازه استفاده شده است، در حالی که نتایج ضربه حاصل از این المان به دلیل ماهیت رفتاری کششی - فشاری که دارد همواره عاری از خطا نبوده است. این مسئله سبب گردید تا به جای المان پیوند لینک از المان گپ<sup>۲</sup> در بین سازه‌ها استفاده گردد. وجه تمایز این المان با المان پیوند لینک در این است

1 link

2 Gap

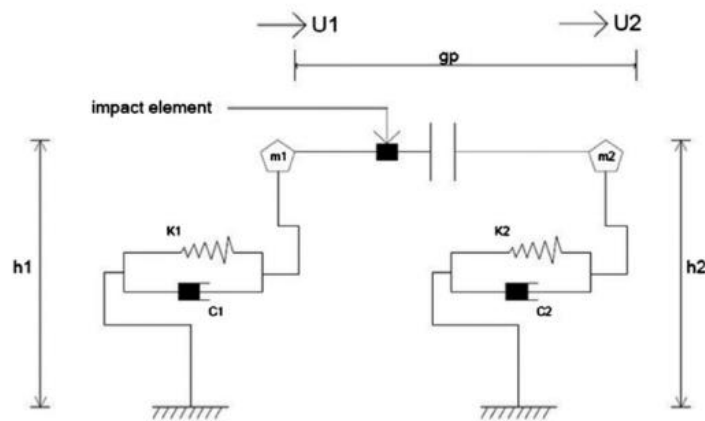
جدول ۲. نتایج طراحی قاب‌ها

Table 2. Frame design results

طبق	طبقه ۳		طبقه ۵		طبقه ۸		طبقه ۱۲		طبقه ۱۵	
۵	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون
۱	IPE33 0	BOX 280X280X2 0	IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 300X300X2 0	IPE45 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۲	IPE33 0	BOX 280X280X2 0	IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 300X300X2 0	IPE45 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۳	IPE33 0	BOX 200X200X2 0	IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 300X300X2 0	IPE45 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۴			IPE33 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 300X300X2 0	IPE45 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۵			IPE33 0	BOX 280X280X2 0	IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE45 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۶					IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۷					IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۸					IPE36 0	BOX 280X280X2 0	IPE40 0	BOX 320X320X2 5	IPE45 0	BOX 360X360X2 0
۹							IPE40 0	BOX 320X320X2 5	IPE40 0	BOX 360X360X2 0
۱۰							IPE36 0	BOX 320X320X2 5	IPE40 0	BOX 360X360X2 0
۱۱							IPE36 0	BOX 320X320X2 5	IPE40 0	BOX 360X360X2 0
۱۲							IPE36 0	BOX 320X320X2 5	IPE40 0	BOX 340X340X2 0
۱۳									IPE36 0	BOX 340X340X2 0
۱۴									IPE36 0	BOX 340X340X2 0
۱۵									IPE36 0	BOX 340X340X2 0

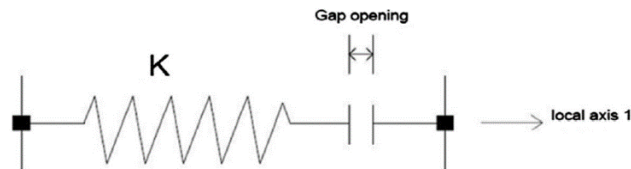
فاصله مانده بین دو سازه پس از جابه‌جایی افقی قاب‌ها،  $u_1$  جابه‌جایی افقی سازه اول،  $u_2$  جابه‌جایی افقی سازه دوم،  $K_I$  سختی فنر بوده و معادلات حاکم به صورت رابطه ۱ ارائه می‌گردد. همچنین مدل ساده شده المان گپ در حالت برخورد به صورت شکل ۲ و معادله حاکم به صورت رابطه ۲ ارائه شده است.

که المان گپ در بخش رفتار کششی المان پیوند لینک، نیرویی را ذخیره نکرده و عملاً رفتار کششی را نادیده می‌گیرد و در نتیجه المان گپ فقط رفتار فشاری داشته که این شاخصه با واقعیت برخورد بین دو سازه منطبق تر است. مدل ایده‌آل شده دو سازه مجاور دارای المان گپ در شکل ۱ نشان داده شده است [۲۲]. در این مدل،  $F_I$  نیروی ضربه واقع شده بین دو سازه،  $\sigma(t)$



شکل ۱. مدل ایده‌آل شده دو سازه مجاور دارای المان گپ [۲۲]

Fig. 1. Idealized model of two adjacent structures with a Gap



شکل ۲. مدل ساده شده المان گپ در حالت برخورد [۲۲]

Fig. 2. Simplified model of Gap element in collision mode

- شتاب‌نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و در آن‌ها اثر بزرگا، فاصله از گسل، سازوکار چشمه لرزه‌زا در نظر گرفته شده باشد.

- ساختگاه‌های شتاب‌نگاشت‌ها باید به لحاظ ویژگی‌های زمین‌شناسی، تکنیکی، لرزه‌شناسی و بخصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان، تا حد امکان مشابهت داشته باشند.

- مدت زمان حرکت شدید زمین در شتاب‌نگاشت‌ها حداقل برابر با ۱۰ ثانیه یا سه برابر زمان تناوب اصلی سازه، هر کدام بیشتر است، باشد. مدت زمان حرکت شدید شتاب‌نگاشت‌ها را می‌توان از روش‌های معتبر مانند روش توزیع جمع‌انرژی، تعیین کرد. در مواردی که تعداد مورد نیاز از زوج شتاب‌نگاشت‌های مناسب ثبت شده در دسترس نباشد می‌توان از زوج شتاب‌نگاشت‌های شبیه‌سازی شده مناسب برای تکمیل تعداد آن‌ها استفاده کرد.

مطالعات آناگنوستاپلوس<sup>۱</sup> در خصوص تخمین سختی المان گپ نشان داد که ۲۰ برابر سختی قاب در طبقه‌ی محل برخورد به جهت تخمین نیروی ضربه بین دو قاب عدد مناسبی است [۲۳].

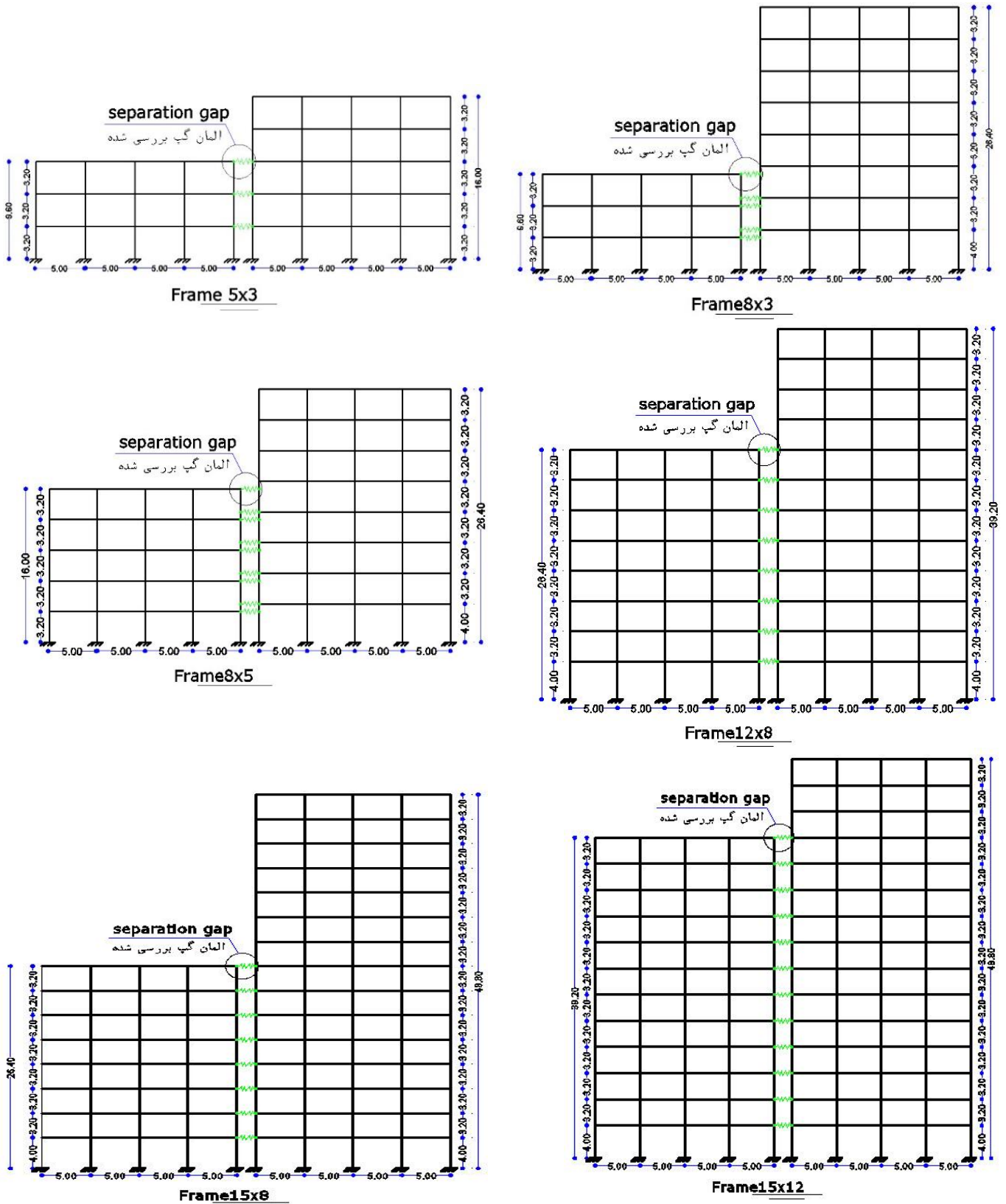
بدین ترتیب نمای کلی زوج قاب‌های مجاور یکدیگر در بررسی پدیده برخورد دو قاب به صورت شکل ۳ در نظر گرفته شده است.

### ۳-۳- زلزله‌های متوالی استفاده شده در تحلیل

مطابق با ملاحظات استاندارد ۲۸۰۰ [۱۲]، شتاب‌نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می‌گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث بنا در هنگام زلزله باشند. برای نیل به این هدف لازم است حداقل سه زوج شتاب‌نگاشت متعلق به مؤلفه‌های افقی سه زلزله مختلف ثبت شده که دارای ویژگی زیر باشند، انتخاب گردند:

1 Agagnostopoulos





شکل ۳. نمای از قاب‌های مجاور

Fig. 3. View of adjacent frames

جدول ۳. ضرایب همپایه‌سازی زلزله‌های دور و نزدیک

Table 3. Classification of far-near and near-fault earthquakes to produce consecutive earthquakes

ردیف	نوع زلزله	نام زلزله	ضریب همپایه‌سازی
۱	NF1	RSN165_IMPVAL.L.H_H-CHI012	۵/۱۰۹
۲	NF2	RSN1048_NORTHR_STC090	۴/۳۷۵
۳	NF3	RSN1176_KOCAELI_YPT060	۲/۶۳۴
۴	FF1	RSN169_IMPVAL.L.H_H-DLT262	۳/۰۵۳
۵	FF2	RSN848_LANDERS_CLW-LN	۱/۹۹۵
۶	FF3	RSN1602_DUZCE_BOL000	۲/۰۵۶

جدول ۴. دسته‌بندی ترکیب زلزله‌های دور و نزدیک گسل جهت تولید زلزله‌های متوالی

Table 4. Classification of far-near and near-fault earthquakes to produce consecutive earthquakes

حالت مقایسه‌ای	شماره سناریو	رخداد لرزه‌ای	شماره سناریو	رخداد لرزه‌ای	شماره سناریو	رخداد لرزه‌ای
A1	۱	FF1+0.35FF1	۹	FF2+0.35FF2	۱۷	FF3+0.35FF3
A2	۳	NF1+0.35NF1	۱۱	NF2+0.35NF2	۱۹	NF3+0.35NF3
A3	۵	FF1+0.35NF1	۱۳	FF2+0.35NF2	۲۱	FF3+0.35NF3
A4	۷	NF1+0.35FF1	۱۵	NF2+0.35FF2	۲۳	NF3+0.35FF3
B1	۲	FF1+0.70FF1	۱۰	FF2+0.70FF2	۱۸	FF3+0.70FF3
B2	۴	NF1+0.70NF1	۱۲	NF2+0.70NF2	۲۰	NF3+0.70NF3
B3	۶	FF1+0.70NF1	۱۴	FF2+0.70NF2	۲۲	FF3+0.70NF3
B4	۸	NF1+0.7FF1	۱۶	NF2+0.70FF2	۲۴	NF3+0.70FF3
C1	۵	FF1+0.35NF1	۱۳	FF2+0.35NF2	۲۱	FF3+0.35NF3
C2	۷	NF1+0.35FF1	۱۵	NF2+0.35FF2	۲۳	NF3+0.35FF3
C3	۶	FF1+0.70NF1	۱۴	FF2+0.70NF2	۲۲	FF3+0.70NF3
C4	۸	NF1+0.7FF1	۱۶	NF2+0.70FF2	۲۴	NF3+0.70FF3

مدل‌های مورد بررسی دو مدل سه بعدی با نام‌های F-A و F-B، ۴ طبقه، دارای یک دهانه (ارتفاع طبقات ۰/۱۵ متر، عرض هر دهانه ۰/۲ متر و به عمق ۰/۱۵ متر) می‌باشند که در نرم‌افزار SAP2000 [۲۱] مدل‌سازی شدند. در مدل F-A جرم اضافه شده معادل ۶/۵ کیلوگرم در هر طبقه است. جهت مقاطع ستون از جنس فولاد (S400) با مدول الاستیسیته  $2.05 \times 10^{11} N/m^2$  و ضریب پواسون ۰/۳ استفاده شده است. مقطع عرضی ستون مستطیلی شکل و به ابعاد  $0.03m \times 0.16m$  می‌باشد. ستون‌ها حول محور خمشی ضعیف قرار دارند. مقاطع سقف طبقات از پلیت با جنس آلومینیوم با مدول الاستیسیته  $7.03 \times 10^{10} N/m^2$  و ضریب پواسون ۰/۳۳ است. مقطع سقف مستطیلی شکل و به ابعاد  $0.15m \times 0.2m \times 0.015m$  است. فواصل بین دو مدل (عرض درز انقطاع) به ترتیب ۲، ۵ و ۷ میلی‌متر لحاظ شده است. سختی المان برابر  $K=0.7GN/m$  می‌باشد. تحلیل تاریخیچه

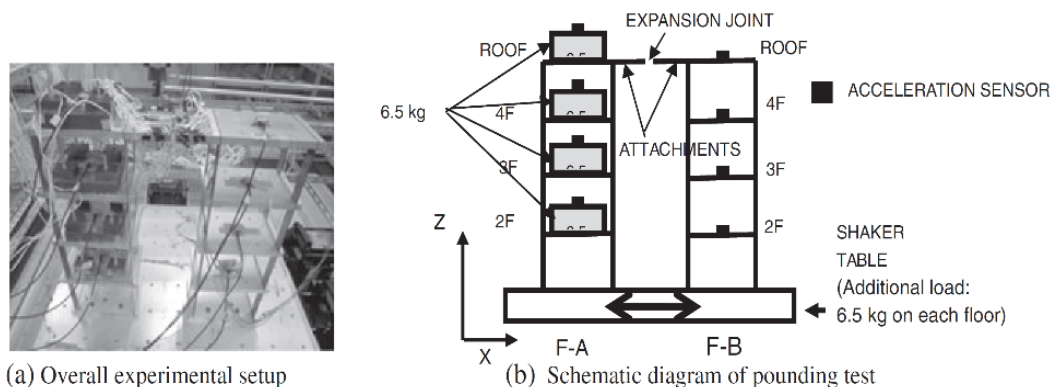
زلزله‌های پایه استفاده شده در تحلیل با توجه به اینکه همپایه شده است بنابراین شرایط زلزله طرح را برآورده کرده و همچنین از لحاظ شرایط زمین‌شناسی نیز متناسب با خاک فرض شده انتخاب گردید. همچنین خلاصه ضرایب همپایه‌سازی زلزله‌های نزدیک و دور جهت استفاده در تحلیل به شرح جدول ۳ و دسته‌بندی ترکیب زلزله‌های دور و نزدیک گسل جهت تولید زلزله‌های متوالی به شرح جدول ۴ ارائه می‌گردد.

۳-۴- صحت‌سنجی

به منظور صحت‌سنجی از تحقیق آزمایشگاهی تکاباتیک<sup>۱</sup> و همکاران [۲۴] استفاده شده است. مدل شماتیک ساخته شده در شکل ۴ نشان داده شده است.

1 Takabatake





شکل ۴. طرح کلی آزمایش (a) مدل آزمایشگاهی (b) شکل مدل مدل‌سازی شده در نرم‌افزار برای در نظر گرفتن اثر ضربه [۲۴]

Fig. 4. Experimental design (a) Laboratory model (b) Figure of the model modeled in the software to consider the impact effect

جدول ۵. مقادیر میرایی در نظر گرفته شده در مدل‌سازی مرجع [۲۴]

Table 5. Damping values considered in reference modeling

Specimen	Damping ratio Experiment	Natural period (s)	
		Experiment	NASTRAN
F-A	۰/۰۲۶	۰/۲۸۷	۰/۲۹۵
F-B	۰/۰۲۶	۰/۱۳۵	۰/۱۴۳

جدول ۶. مشخصات زلزله مرجع [۲۴]

Table 6. Reference earthquake characteristics

Earthquake wave	Maximum acceleration converted with 0.5 m/s (m/s <sup>2</sup> )	Abbreviation
EL-centro 1940 NS	۵/۱۱	ELCN
JMA kobe NS	۴/۵۰	KOBE
Tomakomai	۱/۱۵	TOMA

سازه به جای المان آلومینیومی استفاده شده است. مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی مقاله و مدل مرجع در جداول ۷ و ۸ ارائه شده است. در جدول ۷ درصد انطباق نتایج دوره تناوب مدل مرجع و مدل باز تولید شده در تحقیق حاضر و در جدول ۸ درصد انطباق بیشینه نیروی ضربه دو مدل مذکور مورد مقایسه قرار گرفته‌اند. با توجه به مدل مرجع مقدار بیشینه ضربه در زلزله ال‌سنترو در درز ۲ میلی‌متر برابر با ۶۱/۴۸ کیلونیوتن به دست آمده است که این مقدار در مدل‌سازی برابر ۶۲/۱۱ کیلونیوتن حاصل شده است.

زمانی غیرخطی به صورت direct integration است. تعداد گام زمانی (Time step data) برابر ۶۰۰۰ با گام یک به ده هزار منظور شده است. میرایی در نظر گرفته شده برای مدل‌ها به شرح جدول ۵ است. رکورد انتخابی با توجه به مقاله مرجع [۲۴] مؤلفه شمالی - جنوبی زلزله El-Centro 1940 می‌باشد که بر اساس بیشینه سرعت ۰/۵ متر بر مجذور ثانیه هم پایه شده و مشخصات آن در جدول ۶ آمده است. با توجه به موضوع مقاله مدلی که فقط اثرات ضربه بین دو سازه در آن لحاظ شده بود (ELCN 2-0-0) برای بررسی و مقایسه نتایج انتخاب شد. به علاوه از المان GAP بین دو

جدول ۷. درصد انطباق نتایج دوره تناوب مدل مرجع [۲۴] و مدل باز تولید شده در تحقیق حاضر

Table 7. Percentage of correspondence between the results of the periodicity of the reference model and the open model produced in the present study

F-B	F-A	نمونه
۰/۱۳۵	۰/۲۸۷	مدل مرجع [۲۴]
۰/۱۹۰	۰/۲۹۰	تحقیق حاضر
درصد ۷۱/۰۵		درصد ۹۸/۹۶
درصد انطباق نتایج		

جدول ۸. درصد انطباق بیشینه نیروی ضربه

Table 8. Percentage of maximum impact force adaptation

بیشینه نیروی ضربه (کیلو نیوتن)	نمونه
۶۱/۴۸	مدل مرجع [۲۴]
۶۲/۱۱	تحقیق حاضر
درصد ۹۸/۹۸	
درصد انطباق نتایج	

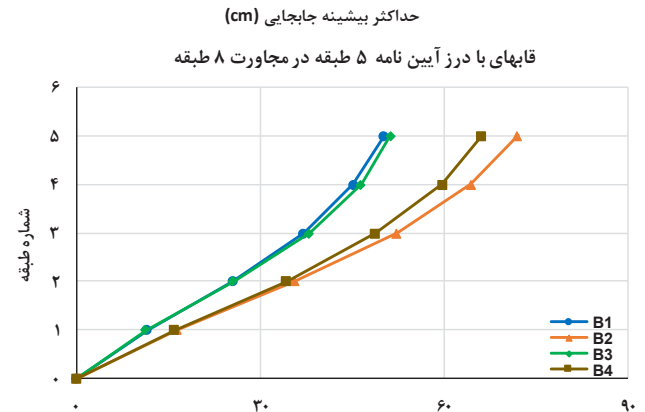
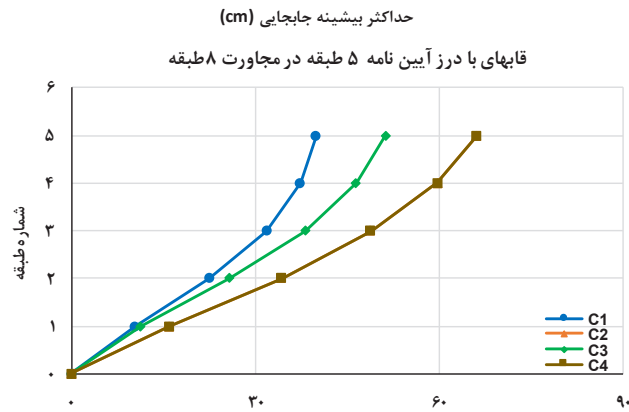
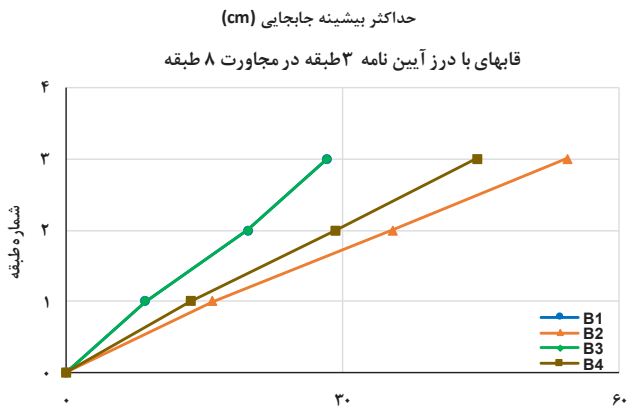
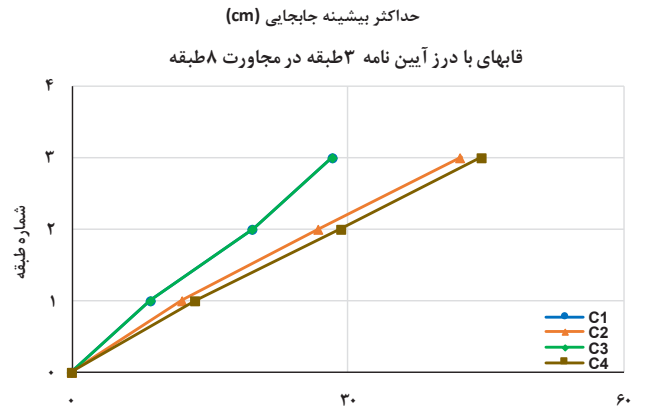
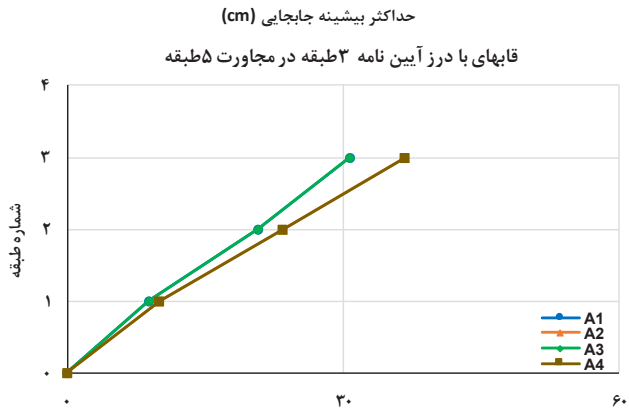
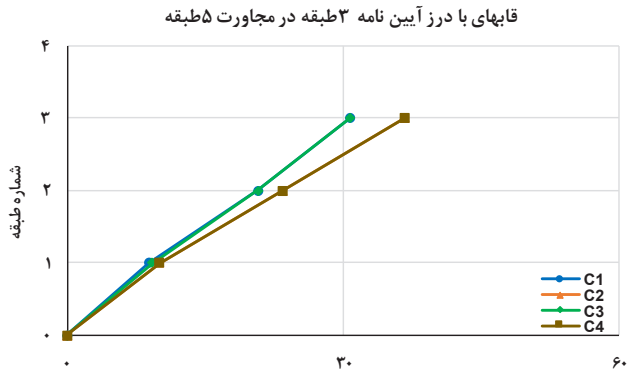
یکدیگر، حداکثر جابجایی برای دسته‌های مختلف ترکیب زلزله و به نوع درز در تماس، درز آیین‌نامه و درز جدا در جدول ۹ ارائه شده است. در این جدول منظور از ترکیب قاب تعداد طبقات قاب است. مثلاً منظور از ترکیب قاب ۸ و ۳ به این معناست که قاب ۸ طبقه در کنار ۳ طبقه قرار گرفته است. مقدار بیشینه جابجایی یک بار برای قاب بلندتر و بار دیگر برای قاب کوتاه‌تر محاسبه شده است. ضمناً در دو ردیف مجزا و متناظر با هر حالت، میزان اختلاف جابجایی محاسبه شده بین درز در تماس با درز آیین‌نامه و درز آیین‌نامه با درز جدا به صورت درصد محاسبه شده است. این درصد در دو حالت مثبت یا منفی به دست آمده است. ضمناً در بعضی حالات عبارت اختصاری CP است که نشان می‌دهد آن ساختمان در توالی لرزه‌ای مورد نظر دچار فروریزش شده و در نتیجه پاسخی برای آن قابل استحصال نیست. دقت شود مقدار بیشینه جابجایی برآورد شده، مربوط به محل برخورد (تماس) دو قاب با یکدیگر در بحرانی‌ترین طبقه (طبقه با بیشترین تغییر مکان) است. این جابجایی یک بار برای بحرانی‌ترین طبقه ساختمان کوتاه‌تر و بار دیگر برای بحرانی‌ترین طبقه ساختمان بلندتر محاسبه شده است. در مواردی که مقدار نمایش داده شده در جدول صفر است به این معناست جابجایی جانبی هر طبقه در بحرانی‌ترین محل در دو حالت مختلف درز با هم برابر به دست آمده است. به عبارتی نیاز درز لرزه‌ای دو حالت مختلف درز (مثلاً درز آیین‌نامه نسبت به درز جدا از هم) با هم از نظر قدر مطلق برابر است.

با توجه به نتایج به دست آمده می‌توان گفت که نتایج مدل‌سازی تطابق خوبی با نتایج مدل آزمایشگاهی دارند.

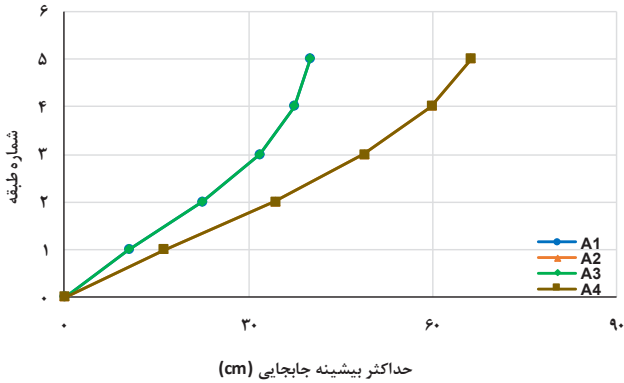
#### ۴-۴ نتایج

##### ۴-۱- بیشینه تغییر مکان مطلق

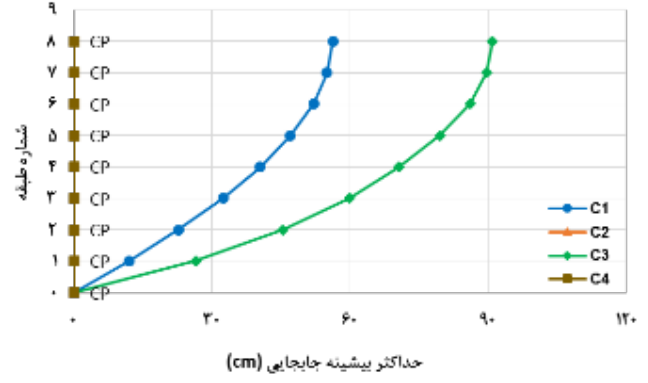
تعداد ۶ زوج قاب خمشی فولادی دو بعدی به صورت قاب ۵- طبقه در مجاورت ۳- طبقه، ۸ طبقه در مجاورت ۳ طبقه و دارای اختلاف ارتفاع در طبقه همکف، ۸ طبقه در مجاورت ۵ طبقه و دارای اختلاف ارتفاع در طبقه همکف، ۱۲ طبقه در مجاورت ۸ طبقه، ۱۵ طبقه در مجاورت ۸ طبقه و ۱۵ طبقه در مجاورت ۱۲ طبقه که تمامی زوج قاب‌ها با فاصله درز انقطاع متفاوت (درز انقطاع یک سانتی‌متر که شاخص قاب‌های در تماس، درز محاسبه شده طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش ۴، درز متغیر (قاب‌های جدا از هم))، تحت سه دسته ترکیب مختلف زلزله سکansı حاصل از ترکیب زلزله دور و زلزله نزدیک، به کمک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، تحلیل شد. پاسخ تغییر مکان مطلق زوج قاب‌ها در شکل ۵ نمایش داده شده است. در این تصاویر محور افقی تغییر مکان افقی برحسب سانتی‌متر و محور قائم، شماره طبقه است. یادآور می‌شد که بیشینه تغییر مکان هر طبقه در اثر هر حالت از توالی لرزه‌ای محاسبه و قدرمطلق آن در هر طبقه نمایش داده شده است. برای درک بهتر از بیشینه جابجایی ساختمان‌ها در محل برخورد با



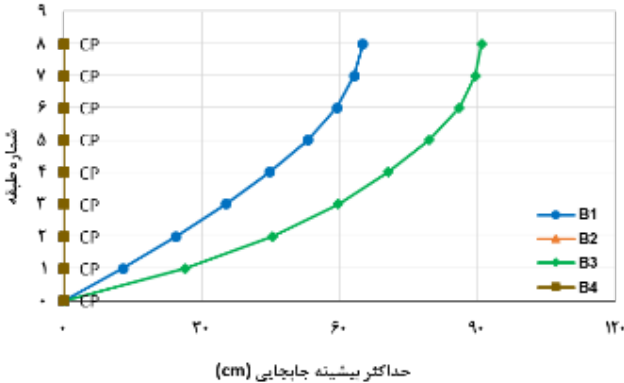
قابهای با درز آیین نامه ۵ طبقه در مجاورت ۸ طبقه



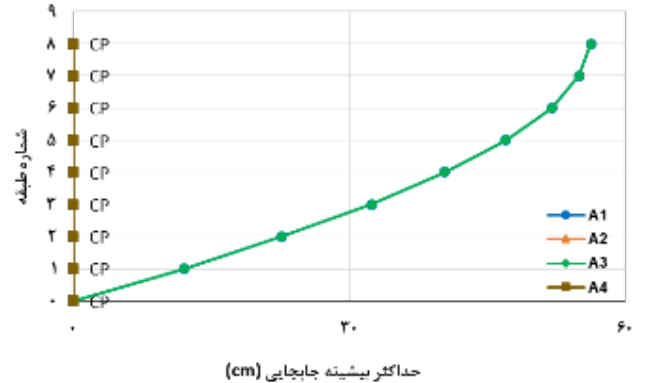
قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۲ طبقه



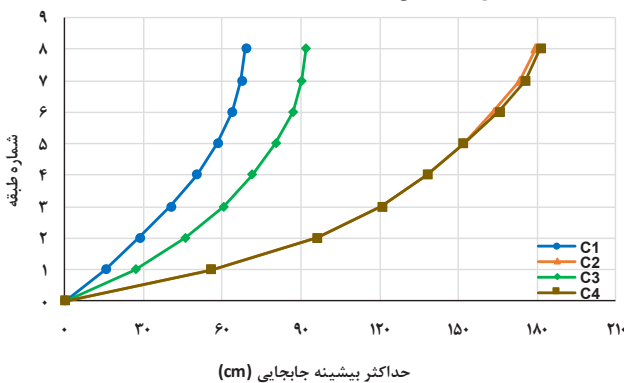
قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۲ طبقه



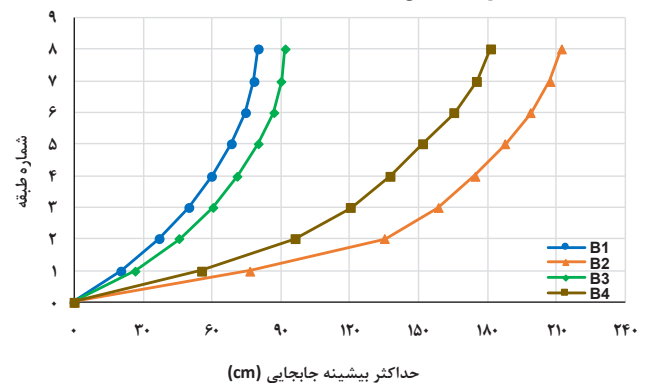
قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۲ طبقه



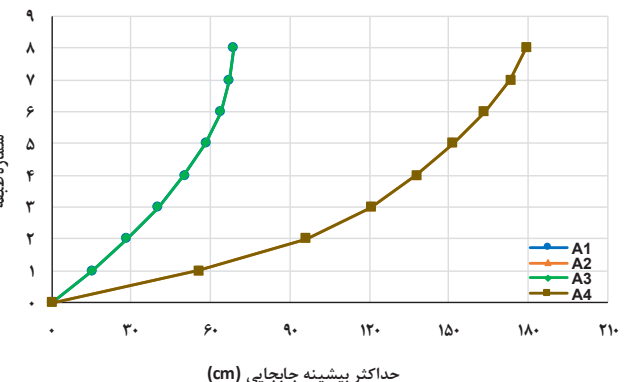
قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۵ طبقه



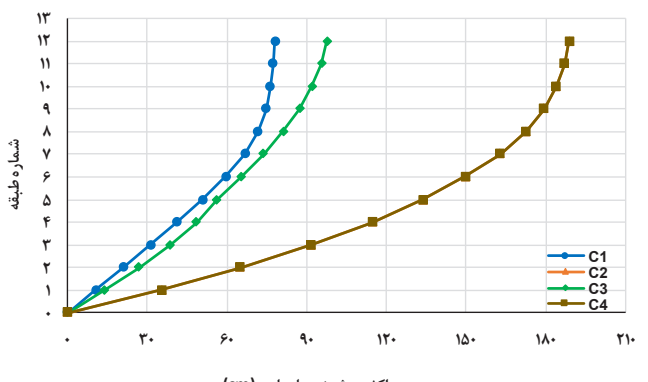
قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۵ طبقه

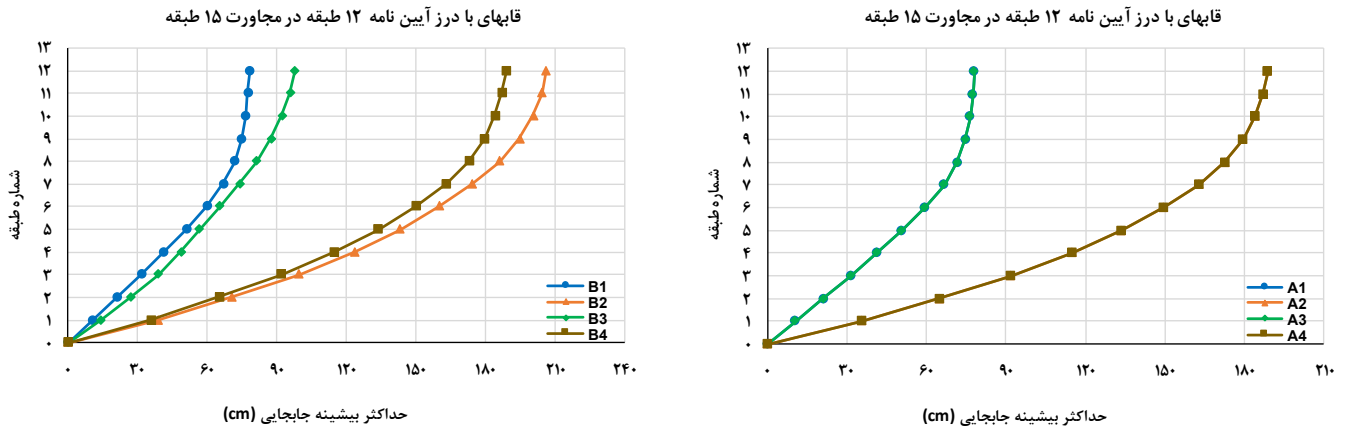


قابهای با درز آیین نامه ۸ طبقه در مجاورت ۱۵ طبقه



قابهای با درز آیین نامه ۱۲ طبقه در مجاورت ۱۵ طبقه





شکل ۵. پروفیل تغییر مکان مطلق قاب کوتاه‌تر دارای درز آیین‌نامه نسبت به قاب بلندتر در سه حالت توالی لرزه‌ای

Fig. 5. Absolute displacement profile of shorter frame with code seam than longer frame in three seismic sequence modes

آیین‌نامه بسته به حرکت هم‌فاز یا غیرهم‌فاز دو قاب در قاب کوتاه‌تر افزایش یا کاهش حداکثر جابه‌جایی قاب رخ داده است. در زوج قاب ۸ طبقه در مجاورت قاب ۵ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در حالت قاب با درز آیین‌نامه در زلزله‌های نزدیک باعث کاهش حداکثر جابه‌جایی قاب گردیده است و در قاب کوتاه‌تر در ترکیب زلزله‌های نزدیک باعث افزایش جابه‌جایی حداکثر گردیده است.

در زوج قاب ۱۲ طبقه در مجاورت قاب ۸ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در حالت قاب در تماس و قاب با رعایت درز آیین‌نامه حداکثر جابه‌جایی در ترکیب‌های زلزله دور و نزدیک کاهش پیدا کرده است و در قاب کوتاه‌تر در حالت در تماس کاهش و در حالت رعایت درز آیین‌نامه در ترکیب زلزله نزدیک افزایش و در ترکیب زلزله دور کاهش می‌یابد.

در زوج قاب ۱۵ طبقه در مجاورت قاب ۸ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در حالت رعایت درز آیین‌نامه باعث کاهش جابه‌جایی در ترکیب بارهای زلزله دور و نزدیک گردیده است و در قاب کوتاه‌تر در ترکیب زلزله‌های دور باعث کاهش حداکثر جابه‌جایی و در ترکیب زلزله‌های نزدیک باعث افزایش جابه‌جایی گردیده است. در زوج قاب ۱۵ طبقه در مجاورت قاب ۱۲ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در حالت رعایت درز آیین‌نامه باعث کاهش جابه‌جایی در ترکیب بارهای زلزله دور و نزدیک گردیده است و در قاب کوتاه‌تر در ترکیب زلزله‌های نزدیک باعث افزایش جابه‌جایی گردیده است.

بررسی و ارزیابی جدول‌های ۹ تا ۱۴ نشان از این دارد که در زوج قاب ۵ طبقه در مجاورت ۳ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر ترکیب بارهای زلزله شامل زلزله نزدیک در حالت تماس دو قاب باعث افزایش حداکثر جابه‌جایی قاب و در ترکیب بارهای زلزله دور باعث کاهش بیشینه جابه‌جایی قاب بلند گردیده است و با رعایت درز آیین‌نامه بین دو قاب برای قاب بلندتر به جز در ترکیب بار زلزله دور B3 و C3 تغییرات محسوسی مشاهده نگردید. در قاب کوتاه‌تر در دو حالت قاب در تماس و قاب با رعایت درز آیین‌نامه در تحلیل مشاهده گردید که حداکثر بیشینه جابه‌جایی قاب در ترکیب زلزله‌های دور باعث افزایش جابه‌جایی و در ترکیب زلزله‌های نزدیک باعث کاهش جابه‌جایی گردیده است.

در زوج قاب ۸ طبقه در مجاورت قاب ۳ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در دو حالت قاب در تماس و قاب با رعایت درز آیین‌نامه در ترکیب بارهای زلزله دور و نزدیک باعث کاهش جابه‌جایی گردیده است. لازم به ذکر است که کاهش جابه‌جایی حداکثر یک قاب نشان از عدم کفایت درز آیین‌نامه و ایجاد برخورد مکرر ناهم‌فاز صورت به صورت در حرکت رو به روی هم و یا صورت یک قاب به پشت قاب دیگر در حرکت به سمت یک جهت اتفاق می‌افتد. افزایش جابه‌جایی حداکثر قاب ناشی از ضربه قاب مجاور به پشت قاب در حرکت به یک جهت ناشی می‌شود. در قاب کوتاه‌تر و در حالت تماس ضربه بین دو قاب باعث افزایش جابه‌جایی حداکثر در تمامی ترکیب بارهای زلزله اعم از دور و نزدیک گردیده است. با رعایت درز

جدول ۹. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۸ کنار ۳ طبقه)

Table 9. Maximum displacement at the collision of frames (8st frame next to 3st)

حداکثر بیشینه جابجایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
C۴	C۳	C۲	C۱	B۴	B۳	B۲	B۱	A۴	A۳	A۲	A۱	نوع درز	ترکیب قاب
۵۹.۰۱	۵۴.۱۰	۵۹.۰۱	۵۴.۱۰	۵۹.۰۱	۵۴.۱۰	۶۵.۸۲	۵۸.۲۰	۵۹.۰۱	۵۴.۱۰	۵۹.۰۱	۵۴.۱۰	در تماس	۸
۶۴.۶۳	۵۶.۰۶	۶۴.۶۳	۵۶.۰۶	۶۴.۶۳	۵۶.۰۶	۷۷.۵۹	۵۸.۹۰	۶۴.۶۳	۵۶.۰۶	۶۴.۶۳	۵۶.۰۶	درز آیین نامه	
۷۵.۲۲	۵۹.۱۱	۷۵.۲۲	۵۶.۰۶	۷۵.۲۲	۵۹.۱۱	۱۰۸.۰۸	۵۸.۹۰	۷۵.۲۲	۵۶.۰۶	۷۵.۲۲	۵۶.۰۶	درز متغیر(جدا)	
-۲۷.۴۷	-۹.۲۶	-۲۷.۴۷	-۳.۶۲	-۲۷.۴۷	-۹.۲۶	-۶۴.۲۱	-۱.۲۰	-۲۷.۴۷	-۳.۶۲	-۲۷.۴۷	-۳.۶۲	مقایسه درز قاب در تماس با درز	۳
												متغیر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
-۱۶.۳۹	-۵.۴۴	-۱۶.۳۹	۰.۰۰	-۱۶.۳۹	-۵.۴۴	-۳۹.۳۰	۰.۰۰	-۱۶.۳۹	۰.۰۰	-۱۶.۳۹	۰.۰۰	مقایسه درز آیین نامه با درز	
												متغیر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
۵۳.۱۵	۳۶.۱۳	۵۲.۵۳	۳۰.۵۳	۵۳.۱۵	۳۶.۱۳	۵۸.۴۵	۳۰.۸۲	۵۲.۵۳	۳۰.۵۳	۵۲.۵۳	۳۰.۵۳	در تماس	۳
۴۴.۵۸	۲۸.۳۵	۴۲.۲۸	۲۸.۳۵	۴۴.۵۸	۲۸.۳۵	۵۴.۴۵	۲۸.۳۵	۴۲.۲۸	۲۸.۳۵	۴۲.۲۸	۲۸.۳۵	درز آیین نامه	
۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	۴۴.۹۵	۲۸.۳۵	درز متغیر(جدا)	
۱۵.۴۳	۲۱.۵۳	۱۴.۴۳	۷.۱۴	۱۵.۴۳	۲۱.۵۳	۲۳.۱۰	۸.۰۱	۱۴.۴۳	۷.۱۴	۱۴.۴۳	۷.۱۴	مقایسه درز قاب در تماس با درز	۳
												متغیر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
-۰.۸۳	۰.۰۰	-۶.۳۲	۰.۰۰	-۰.۸۳	۰.۰۰	۱۷.۴۵	۰.۰۰	-۶.۳۲	۰.۰۰	-۶.۳۲	۰.۰۰	مقایسه درز آیین نامه با درز	
												متغیر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	

جدول ۱۰. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۵ کنار ۳ طبقه)

Table 10. Maximum displacement at the collision of frames (5st frame next to 3st)

حداکثر بیشینه جابجایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
C۴	C۳	C۲	C۱	B۴	B۳	B۲	B۱	A۴	A۳	A۲	A۱	نوع درز	ترکیب قاب
۵۲.۸۱	۳۱.۵۴	۵۲.۸۱	۲۷.۲۰	۵۲.۸۱	۳۱.۵۴	۵۲.۸۱	۲۷.۲۰	۵۲.۸۱	۲۷.۲۰	۵۲.۸۱	۲۷.۲۰	در تماس	۵
۴۲.۱۶	۳۱.۶۹	۴۲.۱۶	۳۱.۶۹	۴۲.۱۶	۳۱.۶۹	۴۲.۱۶	۳۴.۷۰	۴۲.۱۶	۳۱.۶۹	۴۲.۱۶	۳۱.۶۹	درز آیین نامه	
۴۲.۴۱	۳۶.۷۴	۴۲.۴۱	۳۱.۶۹	۴۲.۴۱	۳۶.۷۴	۴۲.۴۱	۳۷.۵۱	۴۲.۴۱	۳۱.۶۹	۴۲.۴۱	۳۱.۶۹	درز متغیر(جدا)	
۱۹.۶۹	-۱۶.۴۹	۱۹.۶۹	-۱۶.۵۱	۱۹.۶۹	-۱۶.۴۹	۱۹.۶۹	-۳۷.۹۰	۱۹.۶۹	-۱۶.۵۱	۱۹.۶۹	-۱۶.۵۱	مقایسه درز قاب در تماس با درز	۳
												متغیر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
-۰.۵۹	-۱۵.۹۴	-۰.۵۹	۰.۰۰	-۰.۵۹	-۱۵.۹۴	-۰.۵۹	-۸.۱۰	-۰.۵۹	۰.۰۰	-۰.۵۹	۰.۰۰	مقایسه درز آیین نامه با درز	
												متغیر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
۴۳.۵۷	۳۶.۳۱	۴۳.۵۷	۲۹.۹۱	۴۳.۵۷	۳۶.۳۱	۴۳.۵۷	۳۴.۶۸	۴۳.۵۷	۲۹.۹۱	۴۳.۵۷	۲۹.۹۱	در تماس	۳
۳۶.۷۲	۳۰.۷۲	۳۶.۷۲	۳۰.۷۲	۳۶.۷۲	۳۰.۷۲	۳۷.۶۲	۳۱.۲۷	۳۶.۷۲	۳۰.۷۲	۳۶.۷۲	۳۰.۷۲	درز آیین نامه	
۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	۴۷.۱۱	۲۹.۱۶	درز متغیر(جدا)	
-۸.۱۲	۱۹.۶۹	-۸.۱۲	۲.۵۱	-۸.۱۲	۱۹.۶۹	-۸.۱۲	۱۵.۹۲	-۸.۱۲	۲.۵۱	-۸.۱۲	۲.۵۱	مقایسه درز قاب در تماس با درز	۳
												متغیر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	
-۲۸.۳۰	۵.۰۸	-۲۸.۳۰	۵.۰۸	-۲۸.۳۰	۵.۰۸	-۲۵.۲۳	۶.۷۵	-۲۸.۳۰	۵.۰۸	-۲۸.۳۰	۵.۰۸	مقایسه درز آیین نامه با درز	
												متغیر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	



جدول ۱۱. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۱۲ کنار ۸ طبقه)

Table 11. Maximum displacement at the collision of frames (12st frame next to 8st)

حداکثر بیشینه جابجایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
ترکیب قاب	نوع درز	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4
۱۲	در تماس	۶۷.۹۶	۱۴۲.۹۱	۶۷.۹۶	۱۴۲.۹۱	CP	۱۴۲.۹۱	CP	CP	۶۷.۹۶	۱۴۲.۹۱	CP	CP
	درز آیین نامه	۷۰.۲۵	۱۶۶.۱۱	۷۰.۲۵	۱۶۶.۱۱	۱۶۶.۱۱	۷۰.۲۵	۱۶۶.۱۱	۸۶.۸۵	۱۶۶.۱۱	۷۰.۲۵	۸۶.۸۵	۱۶۶.۱۱
	درز متغییر(جدا)	۸۲.۵۴	۱۷۹.۱۵	۸۲.۵۴	۱۷۹.۱۵	۱۷۹.۱۵	۸۲.۵۴	۱۷۹.۱۵	۸۶.۸۵	۱۷۹.۱۵	۸۲.۵۴	۸۶.۸۵	۱۷۹.۱۵
۸	مقایسه درز قاب در تماس با درز	-۲۱.۴۵	-۲۵.۳۶	-۲۱.۴۵	-۲۵.۳۶	CP	-۲۵.۳۶	CP	CP	-۲۱.۴۵	-۲۵.۳۶	CP	CP
	متغییر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
	مقایسه درز آیین نامه با درز	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
۸	در تماس	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	CP	۶۹.۷۴	CP	CP	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	CP	CP
	درز آیین نامه	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۱۳۰.۱۸	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۹۰.۹۳	۱۳۰.۱۸
	درز متغییر(جدا)	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۱۱۱.۷۸	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۹۰.۹۳	۱۱۱.۷۸
۸	مقایسه درز قاب در تماس با درز	-۲۰.۵۹	-۵۰.۱۶	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	-۴۷.۶۹	CP	CP	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	CP
	متغییر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
	مقایسه درز آیین نامه با درز	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
۸	در تماس	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	CP	۶۹.۷۴	CP	CP	۲۹.۳۲	۶۹.۷۴	CP	CP
	درز آیین نامه	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۱۲۳.۵۷	۱۳۰.۱۸	۱۲۳.۵۷	۵۶.۲۸	۹۰.۹۳	۱۳۰.۱۸
	درز متغییر(جدا)	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۱۰۴.۷۲	۱۱۱.۷۸	۱۰۴.۷۲	۸۹.۷۰	۹۰.۹۳	۱۱۱.۷۸
۸	مقایسه درز قاب در تماس با درز	-۲۰.۵۹	-۵۰.۱۶	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	-۴۷.۶۹	CP	CP	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	CP
	متغییر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
	مقایسه درز آیین نامه با درز	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵

جدول ۱۲. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۸ کنار ۵ طبقه)

Table 12. Maximum displacement at the point of collision of frames (8st frame next to 5st)

حداکثر بیشینه جابجایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
ترکیب قاب	نوع درز	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4
۸	در تماس	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	CP	۱۱۱.۷۸	CP	CP	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	CP	CP
	درز آیین نامه	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	۱۱۱.۷۸	۷۶.۱۸	۱۱۱.۷۸	۸۱.۸۱	۱۱۱.۷۸	۷۶.۱۸	۷۶.۱۸	۸۱.۸۱
	درز متغییر(جدا)	۹۴.۸۰	۱۲۶.۳۱	۹۴.۸۰	۱۲۶.۳۱	۱۲۶.۳۱	۹۴.۸۰	۱۲۶.۳۱	۹۴.۸۰	۱۲۶.۳۱	۹۴.۸۰	۷۸.۳۲	۹۴.۸۰
۸	مقایسه درز قاب در تماس با درز	-۲۰.۵۹	-۵۰.۱۶	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	-۴۷.۶۹	CP	CP	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	CP
	متغییر در قاب بلند( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
	مقایسه درز آیین نامه با درز	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
۵	در تماس	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	CP	۶۶.۲۱	CP	CP	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	CP	CP
	درز آیین نامه	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	۶۶.۲۱	۳۹.۹۸	۶۶.۲۱	۵۱.۲۸	۶۶.۲۱	۳۹.۹۸	۵۱.۲۸	۶۶.۲۱
	درز متغییر(جدا)	۵۲.۳۰	۸۹.۷۰	۵۲.۳۰	۸۹.۷۰	۸۹.۷۰	۵۲.۳۰	۸۹.۷۰	۵۲.۳۰	۸۹.۷۰	۵۲.۳۰	۴۹.۲۹	۵۲.۳۰
۵	مقایسه درز قاب در تماس با درز	-۲۰.۵۹	-۵۰.۱۶	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	-۴۷.۶۹	CP	CP	-۲۰.۵۹	-۴۷.۶۹	CP	CP
	متغییر در قاب کوتاه( درصد افزایش یا کاهش جابجایی)	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵
	مقایسه درز آیین نامه با درز	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	-۷.۸۵	-۱۷.۴۹	-۷.۸۵	۰.۰۰	-۷.۸۵

جدول ۱۳. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۱۵ کنار ۱۲ طبقه)

Table 13. Maximum displacement at the point of collision of frames (15st frame next to 12st)

حداکثر بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
ترکیب قاب	نوع درز	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4
۱۵	در تماس	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	درز آیین نامه	۷۱.۲۰	۲۸۱.۲۷	۷۱.۲۰	۲۸۱.۲۷	۷۱.۲۰	۲۸۱.۲۷	۷۱.۲۰	۲۸۱.۲۷	۷۱.۲۰	۲۸۱.۲۷	۱۲۴.۷۹	۲۸۱.۲۷
	درز متغییر (جدا)	۷۱.۲۰	۳۱۳.۵۶	۷۱.۲۰	۳۱۳.۵۶	۷۱.۲۰	۳۱۳.۵۶	۷۱.۲۰	۳۱۳.۵۶	۷۱.۲۰	۳۱۳.۵۶	۱۲۴.۷۹	۳۱۳.۵۶
مقایسه درز قاب در تماس با درز متغییر در قاب بلند (درصد افزایش یا کاهش جابه‌جایی)	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب بلند (درصد)	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب بلند (درصد)	۰.۰۰	-۱۱.۴۸	۰.۰۰	-۱۱.۴۸	۰.۰۰	-۱۶.۰۹	۰.۰۰	-۱۱.۴۸	۰.۰۰	-۱۱.۴۸	۰.۰۰	-۱۱.۴۸
	افزایش یا کاهش جابه‌جایی)												
۱۲	در تماس	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	درز آیین نامه	۷۸.۱۴	۱۸۸.۸۲	۷۸.۱۴	۱۸۸.۸۲	۷۸.۱۴	۱۸۸.۸۲	۷۸.۱۴	۱۸۸.۸۲	۷۸.۱۴	۱۸۸.۸۲	۹۷.۷۷	۱۸۸.۸۲
	درز متغییر (جدا)	۷۸.۱۴	۱۵۲.۹۶	۷۸.۱۴	۱۵۲.۹۶	۷۸.۱۴	۱۷۸.۷۲	۷۸.۱۴	۱۵۲.۹۶	۷۸.۱۴	۱۵۲.۹۶	۹۷.۷۷	۱۵۲.۹۶
مقایسه درز قاب در تماس با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد افزایش یا کاهش جابه‌جایی)	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد)	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد)	۰.۰۰	۱۸.۹۹	۰.۰۰	۱۸.۹۹	۰.۰۰	۱۳.۲۸	۰.۰۰	۱۸.۹۹	۰.۰۰	۱۸.۹۹	۰.۰۰	۱۸.۹۹
	افزایش یا کاهش جابه‌جایی)												

جدول ۱۴. بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قاب‌ها (قاب طبقه ۱۵ کنار ۸ طبقه)

Table 14. Maximum displacement at the point of collision of frames (15st frame next to 8st)

حداکثر بیشینه جابه‌جایی در محل برخورد قابهای مجاور در اثر دسته‌های ترکیب زلزله برحسب سانتی متر													
ترکیب قاب	نوع درز	A1	A2	A3	A4	B1	B2	B3	B4	C1	C2	C3	C4
۱۵	در تماس	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	درز آیین نامه	۵۷.۹۵	۲۴۵.۰۳	۵۷.۹۵	۲۴۵.۰۳	۵۷.۹۵	۲۴۵.۰۳	۵۷.۹۵	۲۴۵.۰۳	۵۷.۹۵	۲۴۵.۰۳	۱۰۸.۱۳	۲۴۵.۰۳
	درز متغییر (جدا)	۵۷.۹۵	۳۰۰.۷۰	۵۷.۹۵	۳۰۰.۷۰	۵۷.۹۵	۳۲۸.۰۱	۵۷.۹۵	۳۰۰.۷۰	۵۷.۹۵	۳۰۰.۷۰	۱۰۸.۱۳	۳۰۰.۷۰
مقایسه درز قاب در تماس با درز متغییر در قاب بلند (درصد افزایش یا کاهش جابه‌جایی)	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب بلند (درصد)	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب بلند (درصد)	۰.۰۰	-۲۲.۷۲	۰.۰۰	-۲۲.۷۲	۰.۰۰	-۳۳.۸۷	-۸۶.۵۹	-۲۲.۷۲	۰.۰۰	-۲۲.۷۲	۰.۰۰	-۲۲.۷۲
	افزایش یا کاهش جابه‌جایی)												
۸	در تماس	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	درز آیین نامه	۶۸.۷۵	۱۷۹.۲۰	۶۸.۷۵	۱۷۹.۲۰	۶۸.۷۵	۱۷۹.۲۰	۶۸.۷۵	۱۷۹.۲۰	۶۸.۷۵	۱۷۹.۲۰	۹۱.۶۹	۱۷۹.۲۰
	درز متغییر (جدا)	۸۹.۶۹	۱۰۴.۴۸	۸۹.۶۹	۱۰۴.۴۸	۸۹.۶۹	۱۰۴.۴۸	۸۹.۶۹	۱۰۴.۴۸	۸۹.۶۹	۱۰۴.۴۸	۹۱.۶۹	۱۱۱.۵۴
مقایسه درز قاب در تماس با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد افزایش یا کاهش جابه‌جایی)	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد)	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP	CP
	مقایسه درز آیین نامه با درز متغییر در قاب کوتاه (درصد)	-۳۰.۴۶	۴۱.۷۰	-۳۰.۴۶	۴۱.۷۰	-۳۰.۴۶	۴۱.۷۰	-۳۰.۴۶	۴۱.۷۰	-۳۰.۴۶	۴۱.۷۰	۰.۰۰	۳۸.۴۰
	افزایش یا کاهش جابه‌جایی)												

و با تغییر در فاصله درز انقطاع، دریفت طبقات افزایش یا کاهش می‌یابد. دریفت قاب‌های مجاور در اثر ترکیب زلزله‌های نزدیک بیشتر از مقدار دریفت تحت اثر ترکیب زلزله‌های دور ثبت گردیده و این نشان از بحرانی‌تر بودن پاسخ سازه در ترکیب زلزله نزدیک است. همچنین مقادیر دریفت قاب‌های بلند تا ارتفاع قاب کوتاه‌تر مجاور بحرانی‌تر بوده و شدت تغییرات بیشتری را تجربه کرده است. اضافه می‌گردد در اکثر موارد با رعایت درز آیین‌نامه بین قاب‌های مجاور مقادیر دریفت قاب‌ها با رعایت درز آیین‌نامه به نسبت قاب‌های در تماس کاهش پیدا کرده است.

نتایج حاصل از نمودارهای شکل ۶ نشان می‌دهد که در اثر ترکیبات زلزله سکانسی مقدار دریفت قاب‌ها از دریفت مجاز حدود LS گذر کرده اتصالات قاب‌ها متحمل آسیب گردیده‌اند. قاب‌های در تماس نسبت به موارد جداگانه تحت بررسی، دارای تخریب کلی اتصالات و تیر و ستون بوده و قاب‌ها به فروریزش رسیدند. اثر ترکیب زلزله‌های نزدیک در آسیب دیدن قاب‌ها و اتصالات بیشتر از زلزله‌های دور بوده و این آسیب دیدگی و تخریب در طبقات پایین‌تر بیشتر از طبقات فوقانی است. از بررسی کلی نمودارهای دریفت می‌توان نتیجه گرفت که دریفت به نوع زلزله و درز انقطاع بین قاب‌ها حساس می‌باشد.

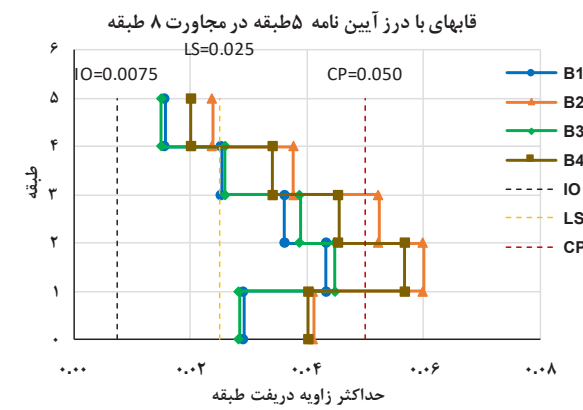
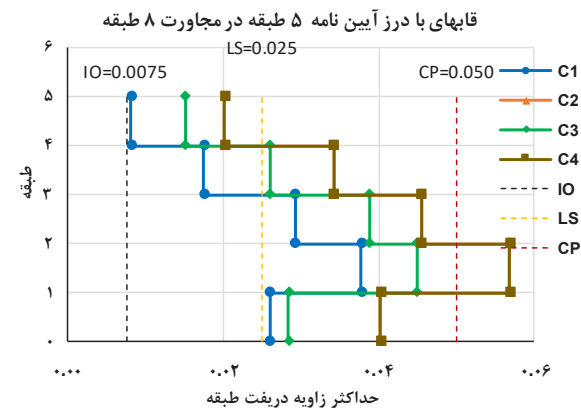
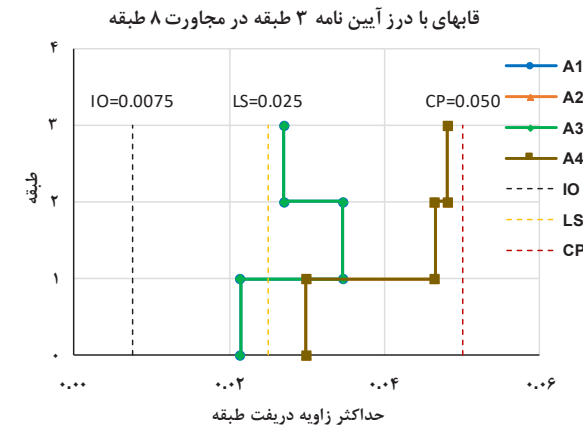
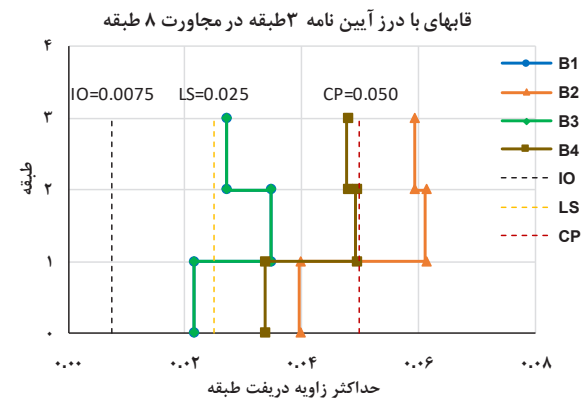
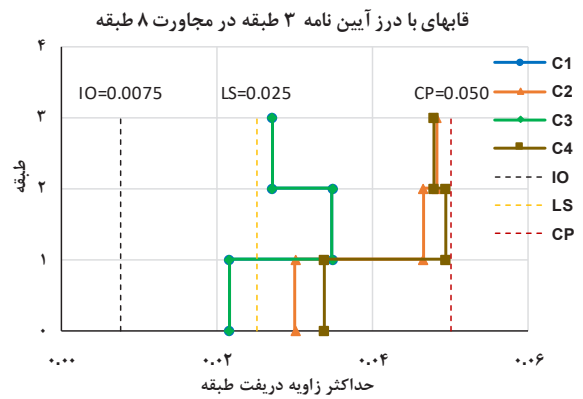
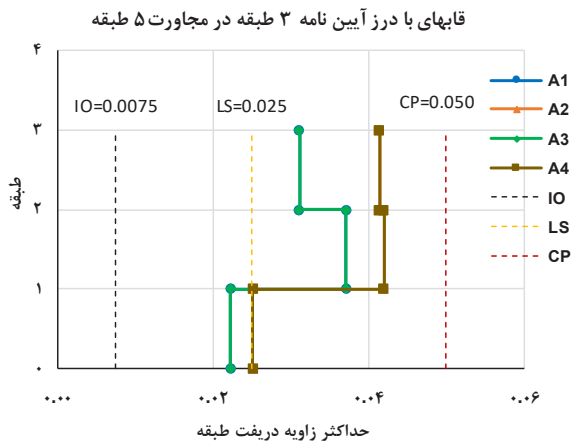
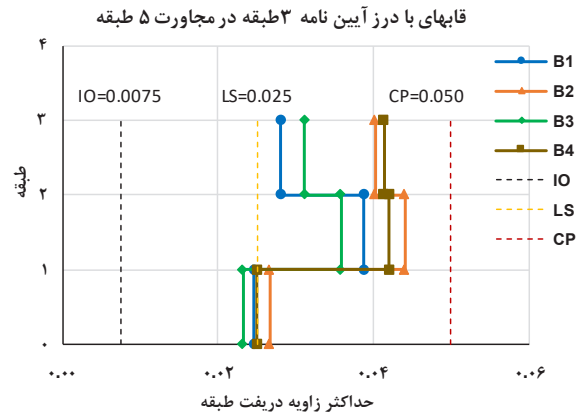
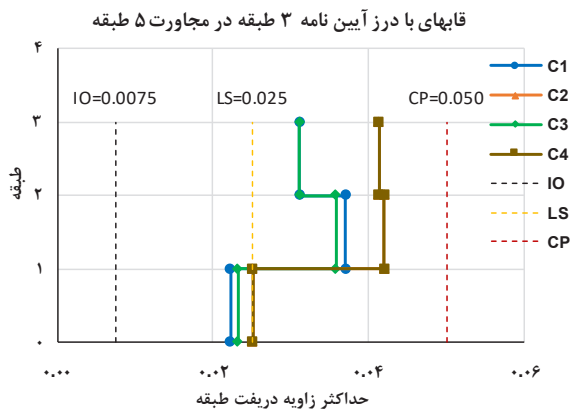
#### ۴-۳- تاریخچه تغییر مکان بام قاب‌های بلندتر در ۲ حالت توالی لرزه‌ای B۳ و B۴

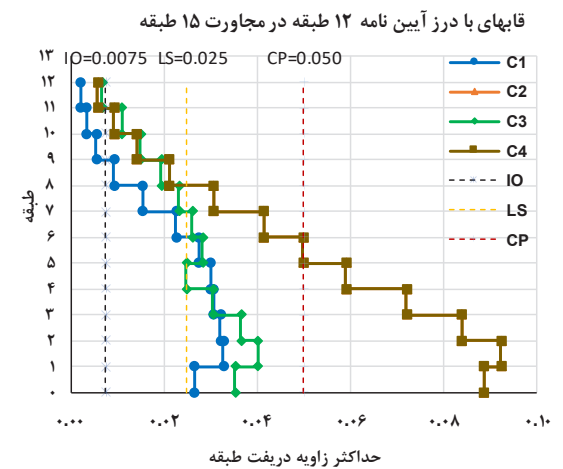
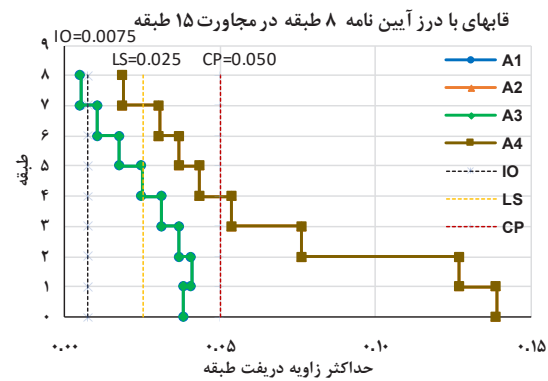
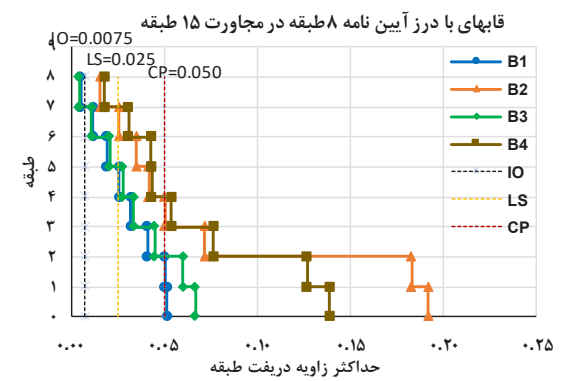
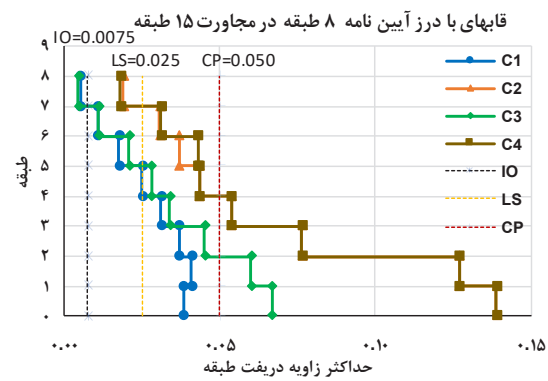
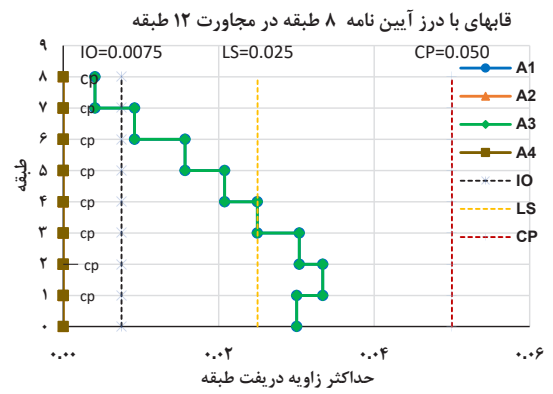
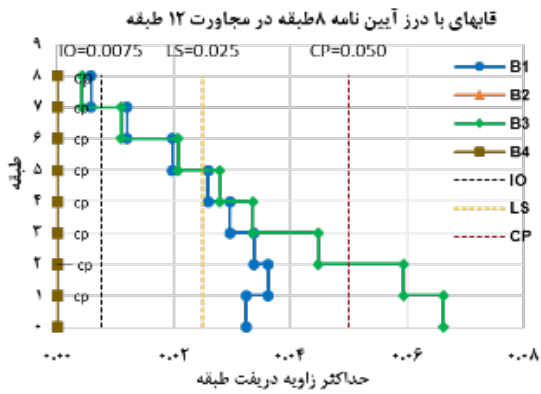
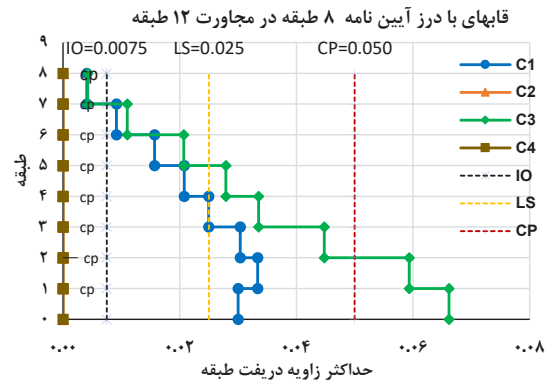
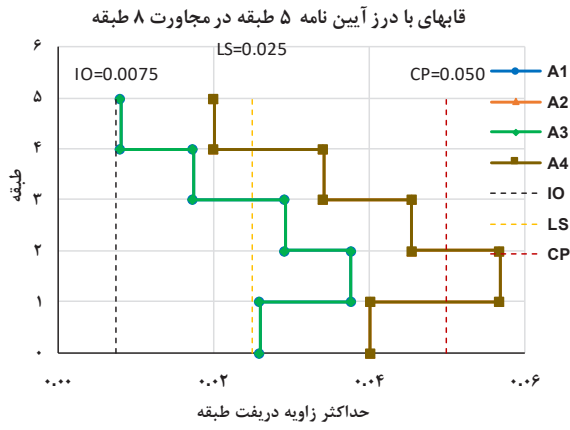
هدف از این بررسی این است که مشخص شود مقادیر مختلف درز تعریف شده و نوع توالی لرزه‌ای چه تاثیری بر بیشینه تغییر مکان بام ساختمان بلندتر می‌گذارد. با توجه به تنوع مختلف مدل‌ها چه از نظر هندسه قاب، سناریوهای مختلف توالی لرزه‌ای و البته اندازه درز بین دو ساختمان، در این قسمت برای اختصار فقط تاریخچه تغییر مکان قاب بلندتر در زوج قاب مجاور تحت ترکیب زلزله سکانسی (FF2+0.7NF2) (B3) و (NF2+0.7FF2) (B4) جهت بررسی آثار زلزله سکانسی شروع شده با زلزله دور یا نزدیک و اثرات آن بر قاب کوتاه ۵ طبقه و قاب بلند ۱۵ طبقه با نگاه به اثرات برخورد و حالت‌های متفاوت مجاورت دو قاب به همراه نتایج بیان گردیده است. بررسی نمودارها ارائه شده در شکل ۷ نشان می‌دهد که قاب ۵ طبقه در تماس با قاب ۳ طبقه تحت زلزله سکانسی ترکیب (NF2+0.7FF2) (B4) سازه به فروریزش رسیده ولی در ترکیب زلزله سکانسی (FF2+0.7NF2) (B3) سازه سیکل تاریخچه زمانی جابه‌جایی را طی نموده که در مقایسه با حالت قاب‌های بدون ضربه تغییر

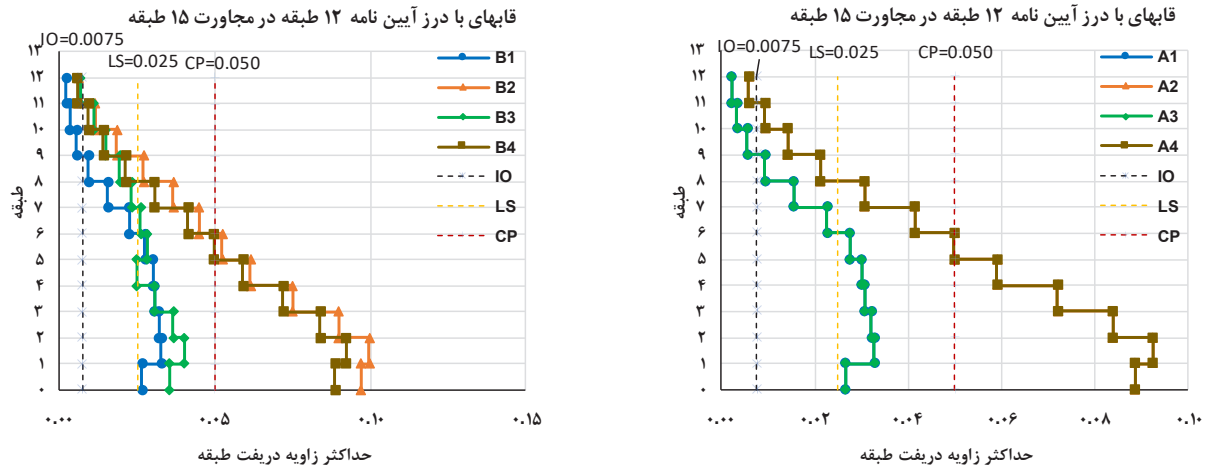
در هنگام وقوع ضربه قاب‌های مجاور در حالت تماس تحت زلزله سکانسی در برخی از سناریوها، سازه به فروریزش می‌رسد. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که پاسخ سازه‌های مجاور به اندازه درز انقطاع بسیار حساس می‌باشند و با تغییر درز انقطاع در محدوده وقوع ضربه، تغییر مکان جانبی سازه تغییر می‌کند. تغییر مکان جانبی هر یک از قاب‌های مجاور به سناریوی زلزله حساس می‌باشد برای مثال سناریویی که بیشینه تغییر مکان قاب بلندتر را ایجاد می‌کند با سناریویی که بیشینه تغییر مکان قاب کوتاه را ایجاد کرده ممکن است یکی نباشد.

#### ۴-۲- بیشینه زاویه رانش نسبی (دریفت) گذرا

یکی از پارامترهای بسیار که در کنترل سطح عملکرد سازه در مقیاس کلی توسط همه آیین‌نامه لرزه‌ای مورد توجه می‌باشد، زاویه رانش نسبی طبقه (زاویه دریفت) است. این پارامتر که در واقع نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه می‌باشد، به این جهت کنترل و محدود می‌شود که سازه در اثر نیروی زلزله در بخش میانقاب‌ها و عناصر غیرسازه‌ای آسیب جدی را تجربه نکند. به طور نمونه در دستورالعمل فیما ۳۵۶ [۲۵]، برای بررسی وضعیت کلی سازه در حالت دریفت گذرا حدود زیر را مشخص نموده است که این حدود در نمودارهای دریفت مشخص شده است. متناظر با سطوح عملکرد IO، LS و CP به ترتیب مقادیر زاویه رانش نسبی گذرا به ۰/۰۵، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۵ تعریف شده است. در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش نیز که برای ساختمان‌های با اهمیت متوسط سطح عملکرد LS سطح عملکرد مورد انتظار در برابر زلزله طرح است این مقدار به اعداد ۰/۰۲۵ (برای ساختمان‌ها تا ۵ طبقه) و ۰/۰۲ برای ساختمان بلندتر از ۵ طبقه تعریف شده است. بیشینه زاویه دریفت هر طبقه متناظر با هر زوج قاب کنار هم (با ۳ حالت درز در تماس، آیین‌نامه و جدا از هم) در ۳ حالت توالی لرزه‌ای برآورد و در ارتفاع قاب در شکل ۶ نمایش داده شده است. با عنایت به شکل ۶ در اکثر موارد ضربه قاب‌های مجاور هم تحت سناریوهای بحرانی زلزله سکانسی به یکدیگر سبب افزایش دریفت طبقات در حالت قاب‌های در تماس به نسبت قاب‌های جدا از هم گردیده است و این افزایش در طبقات پایین‌تر قاب‌ها به اشدت بیشتری رخ داده است. نتایج حاصل از نمودارهای دریفت نشان داد که با گذر دریفت مجاز از حدود مشخص شده در اثر ترکیب‌های زلزله سکانسی المان و اتصالات قاب‌ها آسیب دیده و نیاز به مقاوم‌سازی و بررسی بعد از زلزله دارند. به علاوه نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که دریفت قاب‌های مجاور تحت اثر زلزله سکانسی به فاصله درز انقطاع حساس بوده







شکل ۶. پروفیل زاویه دررفت قاب کوتاه‌تر دارای درز آیین‌نامه نسبت به قاب بلندتر در سه حالت توالی لرزه‌ای

Fig. 6. Drift angle profile of shorter frame with code seam than longer frame in three seismic sequence modes

هم (با درز انقطاع کافی).

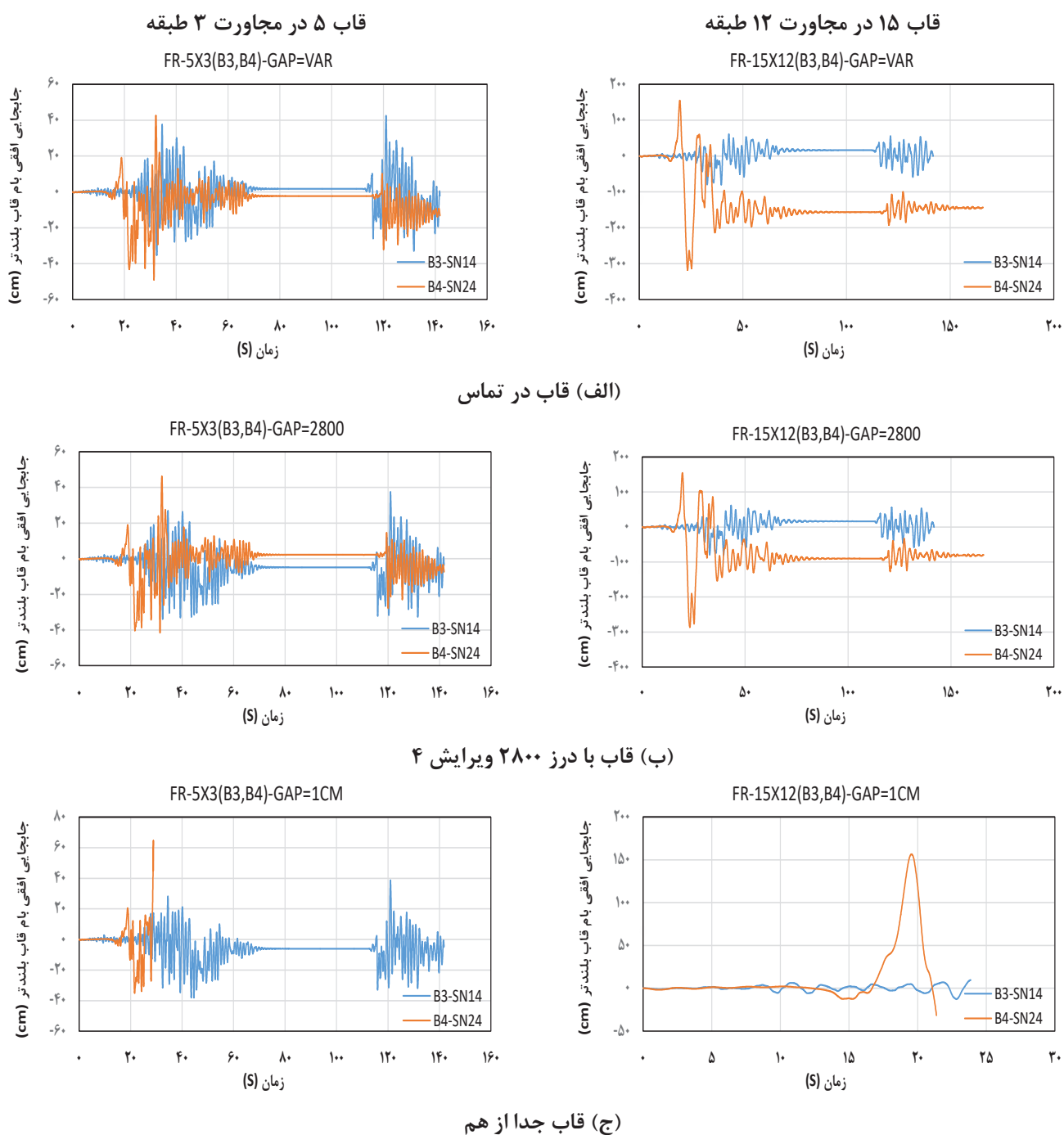
از تاریخچه زمانی قاب کوتاه ۵ طبقه می‌توان برداشت نمود که به دلیل عدم کیفیت درز انقطاع و وقوع ضربه بین قاب‌های مجاور در حالت رعایت درز آیین‌نامه، جابه‌جایی بزرگ‌تری به نسبت حالت قاب‌های جدا تحت اثر زلزله‌های دور با پس‌لرزه نزدیک ( $B3: (FF2+0.7NF2)$ ) اتفاق افتاده است و در زلزله‌های دور با پس‌لرزه دور ( $B4: (NF2+0.7FF2)$ ) در حالت تماس سازه به فروریزش رسیده است.

در قاب بلند ۱۵ طبقه نتایج نشان داد که در اثر زلزله‌های دور با پس‌لرزه نزدیک ( $B3: (FF2+0.7NF2)$ ) به جز در حالت قاب‌های در تماس که منجر به فروریزش سازه گردیده در دو حالت قاب‌های جدا و درز آیین‌نامه تفاوتی در تاریخچه زمانی ثبت نگردید که نشان از تشابه حرکت موده‌های قاب و عدم برخورد بین دو قاب است. در قاب ۱۵ طبقه نتایج نشان داد که در اثر زلزله‌های نزدیک با پس‌لرزه دور ( $B4: (NF2+0.7FF2)$ ) به جز در حالت قاب‌های در تماس که منجر به فروریزش سازه گردیده نتایج حاصل از گراف تاریخچه زمانی داد که به علت کافی نبودن درز انقطاع بین قاب‌های مجاور، قاب بلند ۱۵ طبقه از آزادی عمل برای جابه‌جایی بیشتر برخوردار نبوده و در اثر برخورد به قاب مجاور جابه‌جایی کمتری به نسبت حالت قاب‌های جدا داشته است. همان‌گونه که در گراف تاریخچه زمانی مشخص است توالی لرزه‌ای باعث تجمع تغییر شکل‌ها گردیده و در قاب بلند ۱۵ طبقه نتایج نشان داد که پس‌لرزه‌های دور بعد از زلزله نزدیک و آسیب‌دیدن سازه نتایج مخرب‌تری از خود نشان داده است.

جهت جابه‌جایی در بام و افزایش مقدار جابه‌جایی را داشته است. با مقایسه تاریخچه زمانی بام قاب ۵ طبقه در حالت رعایت درز آیین‌نامه با حالت بدون برخورد تحت ترکیب زلزله سکانشی ( $B3: (FF2+0.7NF2)$ ) نتایج نشان داد که جابه‌جایی بام همراه با تغییر جهت جابه‌جایی در حالت درز انقطاع آیین‌نامه بیشتر از حالت جدا بوده که نشان از تأثیر ضربه قاب مجاور است. قاب ۱۵ طبقه تحت زلزله سکانشی ترکیب ( $B3: (FF2+0.7NF2)$ ) و ( $B4: (NF2+0.7FF2)$ ) در حالت تماس با قاب ۱۲ طبقه به فروریزش سازه منجر گردیده است. قاب ۱۵ طبقه تحت زلزله سکانشی ترکیب ( $B3: (FF2+0.7NF2)$ ) در حالت رعایت درز انقطاع آیین‌نامه در مقایسه با حالت بدون ضربه تغییرات محسوسی در تاریخچه زمانی اتفاق نیفتاده و نشان از عدم تصادم بین قاب‌ها در این ترکیب زلزله است. مقدار جابه‌جایی بام قاب ۱۵ طبقه تحت زلزله سکانشی ترکیب ( $B4: (NF2+0.7FF2)$ ) بدون تغییر در جهت جابه‌جایی در حالت رعایت درز انقطاع آیین‌نامه در مقایسه با حالت بدون ضربه کاهش یافته که ناشی از اثر برخورد بین دو قاب و حساس بودن موده‌های ارتعاشی دو قاب مجاور به پدیده برخورد و زلزله سکانشی است.

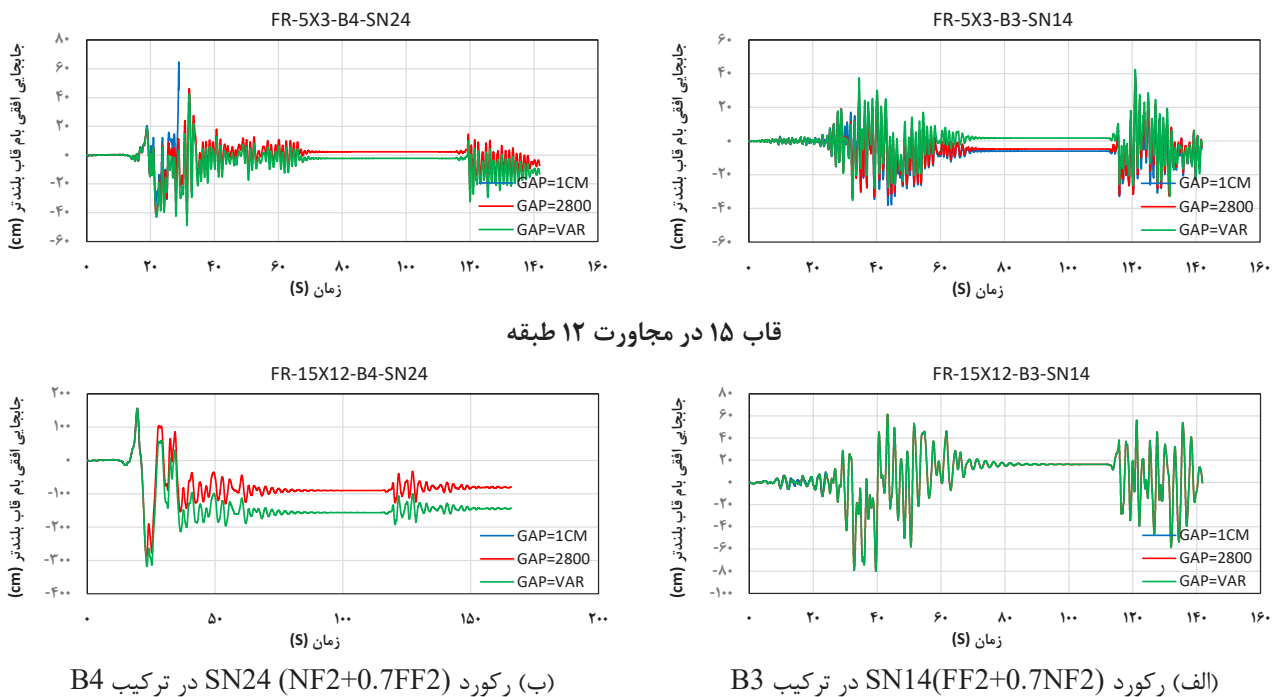
به طور مشابه و در ادامه تاریخچه تغییر مکان بام ساختمان بلندتر متناظر با هر یک از حالت‌های درز انقطاع برای دو سناریوی  $B3$  و  $B4$  محاسبه و در شکل ۸ نمایش داده شده است. یادآور می‌شود که منظور از Gap با مقادیر ۱cm، ۲۸۰۰ و VAR همان حالت‌های دو سازه بهم چسبیده، دارای درزی برابر آنچه ۲۸۰۰ و ویرایش ۴ پیشنهاد داده است و دو ساختمان جدا از





شکل ۷. تاریخچه تغییر مکان بام قاب‌های بلندتر در ۲ حالت ترکیب بارگذاری B4: SN24 (0.7FF2+NF2) و B3:SN14 (0.7NF2+FF2)

Fig. 7. History of relocation of taller frames in 2 load combinations SN14 (FF2 + 0.7NF2): B3 and (NF2 + 0.7FF2) SN24 B4



شکل ۸. تأثیر اندازه درز انقطاع بر تاریخچه تغییر مکان بام قاب‌های بلندتر

Fig. 8. The effect of discontinuous joint size on the history of displacement of taller frame roofs

## ۵- نتیجه گیری

۱- در اکثر زلزله‌های سکansı که زلزله اصلی آن از نوع زلزله نزدیک باشد بیشترین مقدار ضربه اتفاق افتاده است.

۲- در حالت کلی نبود درز انقطاع بین قاب‌های در تماس که خصوصیات دینامیکی متفاوتی دارند وضعیت ضربه قاب‌ها به یکدیگر را بحرانی‌تر کرده و در برخی از حالات ترکیب زلزله سکansı باعث فروریزش سازه گردید.

۳- رعایت درز آیین‌نامه در قاب‌های مجاور در تمامی حالات موجب جلوگیری از ضربه قاب‌های مجاور به یکدیگر نگردیده است و نیاز به بازنگری دارد ولی باعث کاهش تعداد ضربات قاب‌ها در طول زمان اثر زلزله گردیده و سازه‌ها به فروریزش نمی‌رسند.

۴- تفاوت بین ترکیب‌های بحرانی زلزله سکansı که حداکثر نیروی ضربه قاب‌های مجاور به یکدیگر را تولید کرده‌اند، بیانگر حساسیت پدیده ضربه به ترکیب قاب‌های مجاور و رکوردهای زلزله سکansı و همچنین محل برخورد قاب‌ها به یکدیگر است.

۵- در زوج قاب ۸ طبقه در مجاورت قاب ۳ طبقه نتایج نشان داد که در قاب بلندتر در دو حالت قاب در تماس و قاب با رعایت درز آیین‌نامه در

در این مقاله جهت بررسی موضوع در ابتدا قاب‌های هدف با نرم‌افزار ETABS 2019 [۲۱] با لحاظ تمامی کنترل‌های لازم، طراحی گردید و تمامی قاب‌ها با مقاطع مشخص شده به نرم‌افزار SAP2000 [۲۱] منتقل شدند. جهت بررسی موارد مورد نظر این مقاله تعداد شش زوج قاب فلزی به صورت قاب پنج طبقه در مجاورت سه طبقه، قاب هشت طبقه در مجاورت سه طبقه و دارای اختلاف ارتفاع در طبقه همکف، قاب هشت طبقه در مجاورت پنج طبقه و دارای اختلاف ارتفاع در طبقه همکف، قاب دوازده طبقه در مجاورت هشت طبقه، قاب پانزده طبقه در مجاورت هشت طبقه، قاب پانزده طبقه در مجاورت دوازده طبقه که تمامی زوج قاب‌ها با فاصله درز انقطاع متفاوت (درز انقطاع یک سانتی‌متر که شاخص قاب‌های بدون درز، درز محاسبه شده طبق آیین‌نامه، درز زیاد که شاخص قاب‌های منفرد)، تحت ترکیب مختلف زلزله سکansı مصنوعی در قالب سه دسته مقایسه‌ای حاصل از ترکیب زلزله دور و زلزله نزدیک، تحلیل غیرخطی گردیده است که اهم نتایج در زیر به طور خلاصه حاصل گردید:

است که این برخورد باعث تحمیل نیروهای پیش‌بینی نشده به ستون گردیده است. تبدیل این ستون‌ها به نقطه ضعف در این قاب‌ها و ایجاد مفاصل بحرانی احتمال خرابی سازه را بالا برده و نیاز به بررسی بیشتر دارد.

۱۴- در زوج قاب ۵ طبقه در مجاورت ۳ طبقه نتایج حاصل از نمودارهای بیشینه تغییر مکان بام قاب کوتاه‌تر نشان داد که به علت عدم کفایت درز آیین‌نامه و وقوع برخورد بین دو قاب مجاور ناشی از حرکت ناهم‌فاز قاب‌ها، مقدار جابه‌جایی بیشینه بام کوتاه‌تر کمتر از حالت قاب‌های جدا از هم است. ۱۵- مقدار جابه‌جایی بام قاب ۱۵ طبقه تحت زلزله سکansı ترکیب (B4: (NF2+0.7FF2 بدون تغییر در جهت جابه‌جایی در حالت رعایت درز انقطاع آیین‌نامه در مقایسه با حالت بدون ضربه کاهش یافته که ناشی از اثر برخورد بین دو قاب و حساس بودن مودهای ارتعاشی دو قاب مجاور به پدیده برخورد و زلزله سکansı است.

### منابع

- [1] A.B. Karamadi, R. Togarsi, Analysis of seismic pounding between adjacent buildings, *Int Res J Eng Technol*, 4(5) (2017) 2801-2807.
- [2] F.N. Kudu, Ş. Uçak, G. Osmancikli, T. Türker, A. Bayraktar, Estimation of damping ratios of steel structures by Operational Modal Analysis method, *Journal of Constructional Steel Research*, 112 (2015) 61-68.
- [3] F. Kazemi, M. Miari, R. Jankowski, Investigating the effects of structural pounding on the seismic performance of adjacent RC and steel MRFs, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(1) (2021) 317-343.
- [4] M. Gerami, A. Kheyrodin, The Effect of the Irregularity of Lateral Stiffness on the Demand of Separation Gap Angle in Steel Moment Frames Under Near-Field Earthquakes, *Modares Civil Engineering journal*, 19(1) (2019) 131-140. (In Persian)
- [5] J. Ruiz-García, J.C. Negrete-Manriquez, Evaluation of drift demands in existing steel frames under as-recorded far-field and near-fault mainshock-aftershock seismic sequences, *Engineering Structures*, 33(2) (2011) 621-634.
- [6] J. Ruiz-García, Discussion on "Effects of multiple

ترکیب بارهای زلزله دور و نزدیک باعث کاهش جابه‌جایی گردیده است. لازم به ذکر است که کاهش جابه‌جایی حداکثر یک قاب نشان از عدم کفایت درز آیین‌نامه و ایجاد برخورد مکرر ناهم‌فاز صورت به صورت در حرکت رو به روی هم و یا صورت یک قاب به پشت قاب دیگر در حرکت به سمت یک جهت اتفاق می‌افتد. افزایش جابه‌جایی حداکثر قاب ناشی از ضربه قاب مجاور به پشت قاب در حرکت به یک جهت ناشی می‌شود. در قاب کوتاه‌تر و در حالت تماس ضربه بین دو قاب باعث افزایش جابه‌جایی حداکثر در تمامی ترکیب بارهای زلزله اعم از دور و نزدیک گردیده است. با رعایت درز آیین‌نامه بسته به حرکت هم‌فاز یا غیر هم‌فاز دو قاب در قاب کوتاه‌تر افزایش یا کاهش حداکثر جابه‌جایی قاب رخ داده است.

۶- نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که پاسخ سازه‌های مجاور به اندازه درز انقطاع بسیار حساس می‌باشند و با تغییر درز انقطاع در محدوده وقوع ضربه، تغییر مکان جانبی سازه تغییر می‌کند.

۷- در اکثر موارد ضربه قاب‌های مجاور هم تحت سناریوهای بحرانی زلزله سکansı به یکدیگر سبب افزایش دررفت طبقات در حالت قاب‌های در تماس به نسبت قاب‌های جدا از هم گردیده است و این افزایش در طبقات پایین‌تر قاب‌ها به شدت بیشتری رخ داده است.

۸- نتایج حاصل از نمودارهای دررفت نشان داد که با گذر دررفت مجاز از حدود مشخص شده در اثر ترکیب‌های زلزله سکansı المان و اتصالات قاب‌ها آسیب دیده و نیاز به مقاوم‌سازی و بررسی بعد از زلزله دارند.

۹- دررفت قاب‌های مجاور در اثر ترکیب زلزله‌های نزدیک بیشتر از مقدار دررفت تحت اثر ترکیب زلزله‌های دور ثبت گردیده و این نشان از بحرانی‌تر بودن پاسخ سازه در ترکیب زلزله نزدیک است.

۱۰- مقادیر دررفت قاب‌های بلند تا ارتفاع قاب کوتاه‌تر مجاور بحرانی‌تر بوده و شدت تغییرات بیشتری را تجربه کرده است.

۱۱- در اکثر موارد با رعایت درز آیین‌نامه بین قاب‌های مجاور مقادیر دررفت قاب‌ها با رعایت درز آیین‌نامه به نسبت قاب‌های در تماس کاهش پیدا کرده است.

۱۲- زلزله‌های سکansı، آسیب در اعضای سازه (آسیب موضعی) و در کل سازه (آسیب کلی) را به دلیل اثر دادن مجدد زلزله به سازه را بیش از زلزله منفرد افزایش می‌دهد.

۱۳- یکی از مدل‌های مورد بررسی قاب هشتم طبقه در مجاورت قاب پنج طبقه است که این زوج قاب‌ها در تراز سقف با یکدیگر اختلاف ارتفاع دارند و این اختلاف ارتفاع سبب برخورد تیر قاب‌ها به ستون قاب مجاور شده

- repeated earthquake ground motions on the non-linear response of SDOF systems, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 32(2) (2003) 291-308.
- [16] G.D. Hatzigeorgiou, N.G. Pnevmatikos, On the seismic response of collided structures, *Int. J. Civ. Archit. Struct. Constr. Eng.*, 8 (2014) 750-755.
- [17] M.C. Basim, F. Pourreza, M. Mousazadeh, A.A. Hamed, The effects of modeling uncertainties on the residual drift of steel structures under mainshock-aftershock sequences, in: *Structures*, Elsevier, 2022, pp. 912-926.
- [18] H.a.U.D. Committe, National Building Regulations of Iran, 6th Chapter: loadings on structures, 2015 (in Persian).
- [19] H.a.U.D. Committe, National Building Regulations of Iran, 10th Chapter: Specification for steel structures design, 2015 (in Persian).
- [20] E.U.s. Manual, Integrated Building Design Software, Computer and Structure Inc. Berkeley, USA, (2002).
- [21] B. REF, E.E. MANUAL, SAP2000®, (1978).
- [22] M. Noman, B. Alam, M. Fahad, K. Shahzada, M. Kamal, Effects of pounding on adjacent buildings of varying heights during earthquake in Pakistan, *Cogent Engineering*, 3(1) (2016) 1225878.
- [23] A. Agagnostopoulos, Pounding of building in series during earthquake, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16(3) (1988) 443-456.
- [24] H. Takabatake, M. Yasui, Y. Nakagawa, A. Kishida, Relaxation method for pounding action between adjacent buildings at expansion joint, *Earthquake engineering & structural dynamics*, 43(9) (2014) 1381-1400.
- [25] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7(2) (2000).
- earthquakes on inelastic structural response”, *Engineering structures*, 58 (2014) 110-111.
- [7] F. Mazza, R. Labernarda, Magnetic damped links to reduce internal seismic pounding in base-isolated buildings, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(15) (2020) 6795-6824.
- [8] S.E.A. Raheem, Mitigation measures for earthquake induced pounding effects on seismic performance of adjacent buildings, *Bulletin of earthquake engineering*, 12(4) (2014) 1705-1724.
- [9] B. Mohebi, O. Yazdanpanah, F. Kazemi, A. Formisano, Seismic damage diagnosis in adjacent steel and RC MRFs considering pounding effects through improved wavelet-based damage-sensitive feature, *Journal of Building Engineering*, 33 (2021) 101847.
- [10] R. Song, Y. Li, J.W. Van de Lindt, Loss estimation of steel buildings to earthquake mainshock-aftershock sequences, *Structural safety*, 61 (2016) 1-11.
- [11] F. Kazemi, B. Mohebi, R. Jankowski, Predicting the seismic collapse capacity of adjacent SMRFs retrofitted with fluid viscous dampers in pounding condition, *Mechanical Systems and Signal Processing*, 161 (2021) 107939.
- [12] S. No, 2800 “Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings”, Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran, (2005).
- [13] S.A. Razavi, N. Siahpolo, M. Mahdavi Adeli, A New Empirical Correlation for Estimation of EBF Steel Frame Behavior Factor under Near-Fault Earthquakes Using the Genetic Algorithm, *Journal of Engineering*, 2020 (2020).
- [14] G.L. Yeo, Stochastic characterization and decision bases under time-dependent aftershock risk in performance-based earthquake engineering, Stanford University, 2005.
- [15] C. Amadio, M. Fragiaco, S. Rajgelj, The effects of

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*N. Siahpolo, S. Abdonnabi Razavi, J. Moslemzade , Study of the Impact of Pounding of Steel Moment Frames due to Sequential near- and far-fault Earthquakes, Amirkabir J. Civil Eng., 54(9) (2022) 3471-3496.*

DOI: [10.22060/ceej.2022.20553.7459](https://doi.org/10.22060/ceej.2022.20553.7459)



