

تأثیر فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم زمین در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های بتن‌آرمه

علیرضا مرتضایی* (دانشیار)

سیده‌محمد حسینی کوردخیلی (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، واحد سمنان، دانشگاه آزاد اسلامی

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (دوره‌ی ۲ - ۳۳، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۵۹-۴۷)

در نوشتار حاضر، تأثیر فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم زمین لرزه در رفتار لرزه‌ی ساختمان‌های بتن‌آرمه ارزیابی شده است. از این رو، ساختمان‌های منظم بتن‌آرمه با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ با سیستم قاب خمشی به کمک نرم‌افزار OpenSees تحت ۷ رکورد زلزله‌ی حوزه‌ی نزدیک، تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی شدند و تأثیر مشخصه‌ی مذکور در نیروی محوری ستون‌ها، تغییر مکان جانبی، برش پایه، زمان تناوب افقی، ترتیب و الگوی شکل‌گیری مفاصل خمیری بحث و بررسی شد. نتایج نشان دادند که فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در نیروی محوری ستون‌ها دارد و این تأثیر در ستون‌های داخلی بیشتر از بقیه‌ی ستون‌هاست و می‌توان بیان کرد که تأثیر فاصله‌ی زمانی در ساختمان‌های کوتاه مرتبه بیشتر از ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه است؛ به گونه‌ی که در ساختمان ۴ طبقه، مقدار افزایش ۴۳٪ به مقدار ۲۸٪ در ساختمان ۲۰ طبقه کاهش می‌یابد. تأثیر مؤلفه‌ی قائم زمین‌لرزه در تغییرات بارمحوری با افزایش فاصله‌ی زمانی میل به کاهش دارد، اما در تغییر مکان جانبی و برش طبقات ناچیز است.

واژگان کلیدی: مؤلفه‌ی قائم زمین‌لرزه، فاصله‌ی زمانی، نیروی محوری ستون، ساختمان بتن‌آرمه.

a.mortezaei@semnaniau.ac.ir
hosseini.kordkheyli@yahoo.com

۱. مقدمه

زلزله به‌عنوان پدیده‌ی مخرب در اغلب مناطق دنیا، ایمنی ساختمان‌ها و زندگی ساکنان آن را در معرض تهدید قرار می‌دهد. زمین‌لرزه‌های پارکفیلد^۱ (۱۹۶۶) و پاکویما سانفرانسیسکو^۲ (۱۹۷۱)، مبدأ انجام فعالیت‌های پژوهشی در زمینه‌ی شناسایی ماهیت حرکات و ارتعاشات نیرومند زمین در نزدیکی مرکز زمین‌لرزه بودند و بعد از آنها، عبارت «نزدیک گسل» در پژوهشی در سال ۱۹۷۵، مطرح و متداول شد.^۱ پژوهشگران فواصل متفاوتی بین ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر را به‌عنوان محدوده‌ی حوزه‌ی نزدیک پیشنهاد کردند.^۲ در سال ۲۰۰۳، فاصله‌ی مذکور به میزان ۲۰ کیلومتر معرفی شد.^۳ در پژوهش دیگری (۲۰۱۰)، رکوردهای ثبت شده تا فاصله‌ی ۱۰ کیلومتری از کانون زلزله به‌عنوان زلزله‌های میدان نزدیک در نظر گرفته شد و برخی دیگر، فاصله‌ی مذکور را ۵۰ کیلومتر پیشنهاد دادند.^۴ وقوع زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل، مانند: زلزله‌ی نورتریج آمریکا (۱۹۹۴)، کوبه‌ی ژاپن (۱۹۹۵)، چی‌چی تایوان (۱۹۹۹)، بم ایران (۲۰۰۳) و سیچوان چین (۲۰۰۸)

که خسارت‌های زیادی به وجود آوردند، باعث شناخته شدن مؤلفه‌ی قائم زلزله شدند و نظریه‌ی پژوهشگرانی که در گذشته معتقد بودند بیشینه‌ی شتاب مؤلفه‌ی افقی زلزله همواره از بیشینه‌ی شتاب مؤلفه‌ی قائم آن بسیار بزرگ‌تر است و بیشترین خسارت وارده به سازه‌ها در هنگام زلزله، مربوط به مؤلفه‌ی افقی زلزله است، را نقض کرد.^۵ مؤلفه‌ی قابل ملاحظه‌ی قائم زلزله از مشخصه‌های زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک است که با افزایش فاصله نسبت به مرکز زلزله، شتاب قائم زمین‌لرزه بسیار شدیدتر از شتاب افقی کاهش می‌یابد. لذا در حوزه‌ی نزدیک گسل، مؤلفه‌ی شتاب قائم زمین‌لرزه بسیار بیشتر از حوزه‌ی دور است و بررسی عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌ها و بررسی رفتار غیرکشسان آنها در حوزه‌ی نزدیک، امری ضروری است.^۶ درخصوص پل‌ها، مطالعات زیادی در ارتباط با اثرات مؤلفه‌ی قائم زلزله انجام شده است. در مطالعات مذکور بیان شده است که مؤلفه‌ی قائم زلزله، یکی از عوامل مهم در آسیب‌پذیری لرزه‌ی پل‌هاست، به‌گونه‌ی که در اثر آن، نیروهای کششی سبب تسلیم فولادهای اصلی و باعث گسیختگی برشی قطری در پایه‌ی پل می‌شود. در حالت نیروی محوری فشاری نیز اگرچه ظرفیت بار نهایی پایه‌ی پل افزایش می‌یابد، ولی شکل‌پذیری پایه‌ها به علت خرد شدن بتن در محل ترک‌های قطری

* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۷/۱۸، اصلاحیه ۱۳۹۵/۳/۳، پذیرش ۱۳۹۵/۳/۱۹.

از منبع زلزله، این زمان تقریباً صفر است. شکل ۱، توزیع فاصله‌ی زمانی بین دو بیشینه‌ی شتاب قائم و افقی را نشان می‌دهد که مطابق آن مشخص است که فاصله‌ی زمانی می‌تواند مقادیر متفاوتی را به ازاء میزان فاصله از منبع به خود اختصاص دهد، ولی در بیشتر موارد کمتر از ۵ ثانیه است. [۱۹]

معمولاً ساختمان‌ها در هنگام زلزله از خود رفتار غیرارتجاعی نشان می‌دهند، لذا با استفاده از روش‌های مرسوم آیین‌نامه‌ها که بر اساس تحلیل‌های خطی هستند، نمی‌توان کنترلی بر رفتار سازه‌ها پس از ورود به ناحیه‌ی غیرارتجاعی داشت. لذا در نوشتار حاضر، تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه‌ی زمانی) بر روی ساختمان‌هایی که بر مبنای تحلیل‌های خطی بیان شده در استاندارد ۲۸۰۰ ایران، [۲۰] طراحی شده‌اند، انجام و با بررسی تأثیر فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم زمین‌لرزه در هنگام وقوع زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در رفتار لرزه‌ی اعضا ساختمان‌های بتن‌آرمه نتایج تحلیل با یکدیگر مقایسه شده‌اند.

۲. مشخصات سازه‌های مدل شده

سازه‌های مورد استفاده در پژوهش حاضر، سازه‌های بتن مسلح با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ هستند. سازه‌ها به ۳ دسته‌ی کوتاه مرتبه (۴ و ۷ طبقه)، میان‌مرتبه (۱۰ و ۱۳ طبقه) و بلندمرتبه (۱۶ و ۲۰ طبقه) تقسیم‌بندی شده‌اند. مدل‌ها با قاب‌های ۴ دهانه به طول ۶ متر در راستای X و طول ۵ متر در راستای Y و ارتفاع طبقات ۳٫۲ متر هستند. پلان مدل‌ها در شکل ۲ مشاهده می‌شود. طراحی لرزه‌ی براساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران و ویرایش سوم، [۲۰] انجام شده است. سازه در منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد واقع شده و نوع خاک محل تپ II

کاهش می‌یابد. [۷] در پژوهشی در سال ۱۹۹۱ بیان شده است که ارتعاشات قائم باعث ناپایداری در پایه‌ی پل‌ها می‌شود. [۸] در بررسی اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله در پل‌ها (۱۹۹۶)، نیز مشاهده شد که نیروی برشی و لنگر خمشی تیرها و همچنین نیروی محوری ستون‌ها و پی‌ها در حدود ۳۰ الی ۶۰ درصد افزایش می‌یابد. [۹]

همچنین در برخی مطالعات این نتیجه به دست آمد که حرکات عمودی زمین به فاصله تا ساختگاه موردنظر و نسبت طیف پاسخ عمودی به افقی به فاصله و زمان تناوب سازه وابسته است. [۱۰، ۱۱] در پژوهش دیگری (۲۰۰۰) در مورد سازه‌ی قاب خمشی بتن مسلح ۵ طبقه بیان شده است که در اثر حرکات عمودی زمین به تنهایی، ستون‌های سازه به حد تسلیم نرسیده‌اند، در حالی که در اثر حرکات افقی با بیشینه‌ی شتاب کمتر نسبت به حرکات عمودی، ستون به تسلیم رسیده است. همچنین با بررسی نسبت شکل‌پذیری المان‌ها برای حرکت توأمان افقی و عمودی و حرکت افقی به تنهایی، مشخص شد که حرکات عمودی زمین، تأثیر قابل ملاحظه‌ی در خرابی سازه‌ها دارد. [۱۲]

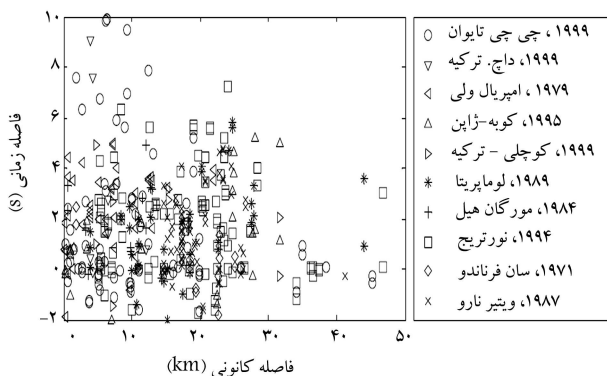
جهت ارزیابی تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله در پاسخ ساختمان نامتقارن با جداساز لرزه‌ی اصطکاکی، مطالعاتی (۲۰۰۳) انجام شده و نتایج نشان داده است که مؤلفه‌ی قائم یک زلزله‌ی شدید به طور قابل ملاحظه‌ی، پاسخ سازه‌ی نامتقارن دارای جداساز لرزه‌ی اصطکاکی را که از لحاظ پیچشی دارای سیستم هم‌بسته است، تحت تأثیر قرار می‌دهد. [۱۳] در صورت در نظر نگرفتن مؤلفه‌ی قائم زلزله، پاسخ بیشینه‌ی تغییر مکان پایه در سازه‌های با زمان تناوب کمتر از ۰٫۷ ثانیه دست پایین به دست خواهد آمد، در حالی که در زمان تناوب‌های متوسط و بزرگ چنین مشکلی به وجود نخواهد آمد. [۱۴]

در یک تحلیل سه بعدی ساختمان‌ها تحت مؤلفه‌ی قائم زمین‌لرزه‌ها (۲۰۰۰)، با انجام ۱۰۸۰ تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و ۱۸۰ تحلیل استاتیکی از ساختمان‌های بتن‌آرمه به بررسی روابط حد نهایی نیروی محوری ستون‌ها و لنگر خمشی تیرها با مؤلفه‌ی قائم زلزله پرداخته شد و نتایج نشان داد که روابط مذکور، خطی هستند و متناسب با شتاب بیشینه‌ی حاصل از طیف پاسخ شتاب است. [۱۵] در ارزیابی میزان کارایی نسبت مؤلفه‌ی افقی به قائم زمین‌لرزه‌ها به عنوان یک پارامتر جهت توصیف پاسخ ساختگاه (۲۰۱۴)، این نتیجه به دست آمد که جهت توصیف شرایط ساختگاه، نسبت مؤلفه‌ی افقی به قائم زلزله، پارامتر بهتری نسبت به سرعت موج برشی در بستر لرزه‌ی (Vs_{۳۰}) است. [۱۶]

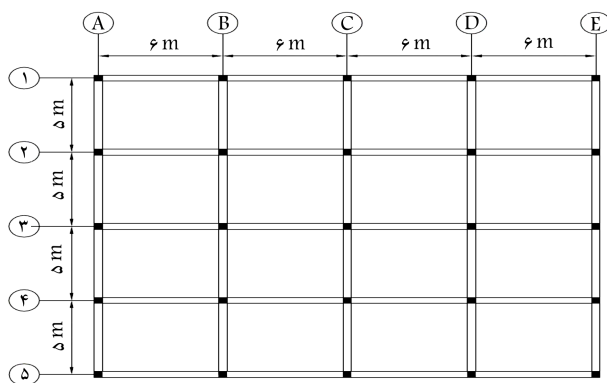
تاریخچه‌ی پژوهش‌ها نشان می‌دهد که مؤلفه‌ی قائم زلزله و اثرات آن در تحلیل ساختمان‌ها از مدت‌ها پیش مورد توجه پژوهشگران طراح قرار داشته است. [۱۷] اما آنچه که کمتر مورد توجه قرار گرفته است، فاصله‌ی زمانی وقوع مؤلفه‌های افقی و قائم بیشینه‌ی شتاب زمین است.

یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های زمین‌لرزه، رابطه‌ی بین فاصله‌ی زمانی است که بیشینه‌ی تکان عمودی با بیشینه‌ی تکان افقی دارد. عموماً بیشینه‌ی تکان عمودی زودتر از بیشینه‌ی تکان افقی رخ می‌دهد، بنابراین اثر قابل ملاحظه‌ی در پاسخ سازه‌ها دارد. هرگاه بیشینه‌ی تکان قائم خیلی زودتر از مؤلفه‌ی افقی رخ دهد، در طراحی سازه اثر هر کدام از دو مؤلفه را باید جداگانه در نظر گرفت، ولی هنگامی که بیشینه‌ی مقدار این دو مؤلفه نزدیک به یکدیگر اتفاق بیفتد، در طراحی باید اثر دو مؤلفه را هم‌زمان در نظر گرفت، زیرا در این حالت آسیب‌های زیادی به اعضا سازه‌ی وارد می‌شود. [۱۸]

در مطالعه‌ی ۳۲ رکورد با فاصله‌های متفاوتی از مرکز زلزله ولی با شرایط منطقه‌ی یکسان (۲۰۱۱)، این نتیجه به دست آمد که فاصله‌ی زمانی بین دو بیشینه‌ی شتاب قائم و افقی با افزایش فاصله از منبع زلزله افزایش می‌یابد و تا فاصله‌ی ۵ کیلومتری



شکل ۱. توزیع فاصله‌ی زمانی بین بیشینه‌ی شتاب قائم و افقی. [۱۹]



شکل ۲. پلان مدل‌های مورد بررسی.

۳. رکوردهای استفاده شده در تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

در نوشتار حاضر، از تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه‌ی زمانی) که به‌عنوان دقیق‌ترین روش در بررسی رفتار سازه‌ها در حین زلزله از آن یاد می‌شود، استفاده شده است. جهت انجام این تحلیل نیاز به شتاب‌نگاشت زمین‌لرزه‌های رخ داده است، از این رو با توجه به اهدافی که در نوشتار حاضر تعیین شده است، از رکوردهای حوزه‌ی نزدیک گسل استفاده شده است. همچنین بررسی رکوردهای موردنظر از نرم‌افزار سائزموسیگنال، استفاده شده است.^[۲۲] از نرم‌افزار مذکور می‌توان مشخصات رکوردها، از قبیل: تاریخچه‌ی زمانی پاسخ‌ها، طیف پاسخ، دوره‌ی تناوب اصلی، سرعت، جابه‌جایی، طیف فوری و طیف توان را به‌دست آورد. طی بررسی‌های صورت‌گرفته بر روی شتاب‌نگاشت‌های ثبت شده در حوزه‌ی نزدیک مشخص شد که وجود مقادیر بالای PGA، PGV، PGD، PGV/PGA باعث بروز خسارت‌های بالا در سازه‌ها می‌شود.^[۲۳] به همین دلیل انتخاب رکوردهای حوزه‌ی نزدیک بر مبنای PGA بالای آن‌ها بوده و سعی شده است تا مؤلفه‌ی قائم بزرگ‌تر از مؤلفه‌ی افقی باشد. رکوردهای در نظر گرفته شده از سایت اینترنتی PEER گرفته شده و مشخصات آن در جدول ۳ ارائه شده است.

در جدول مذکور، علاوه بر بزرگای زلزله، مقادیر بیشینه‌ی شتاب افقی و بیشینه‌ی شتاب قائم به افقی ارائه شده است. این گروه از رکوردها، بزرگای بین ۶/۵ تا ۷/۴ داشته و در فواصل حدود نزدیک گسل قرار گرفته‌اند، به‌گونه‌ی که نسبت شتاب قائم به افقی بین ۰/۶۳ تا ۱/۷۶ بوده است. لازم به یادآوری است جهت مقیاس کردن شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده، از روند پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است.^[۲۰]

۴. تجزیه و تحلیل نتایج

۴.۱. منحنی ظرفیت سازه‌ها

هنگامی که قرار است سازه‌ی برای سطح عملکرد خاصی ارزیابی شود، از تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده می‌شود، تا منحنی ظرفیت سازه (تغییر مکان جانبی - نیروی برشی پایه) به‌دست آید. از این رو در نوشتار حاضر، تحلیل بارافزون سازه‌ها با هدف تخمین مقاومت جانبی و ظرفیت تغییر شکل و همچنین شناسایی مکانیزم‌های شکست ممکن بر پایه‌ی کنترل تغییر مکان^۳ انجام شده است.

در پژوهش حاضر، از روش حالت خمیری متمرکز^۴ جهت مدل‌سازی رفتار اعضا بستی استفاده شده است. حالت خمیری متمرکز روشی است که در آن مجموعه‌ی از اعضا کشسان و فنرهای غیرخطی برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی عضو به کار برده می‌شوند. در روش مذکور محل وقوع رفتار غیرخطی و تشکیل مفاصل خمیری از قبل پیش‌بینی و تعیین می‌شود و وقوع رفتار غیرخطی در نقاطی به جز نقاط در نظر گرفته شده ممکن نخواهد بود. در روش مذکور، امکان وقوع مفاصل خمیری توسط یک فنر دورانی که منعکس‌کننده‌ی رفتار لنگر - دوران مفصل است، در نظر گرفته می‌شود. فنرهای غیرخطی بسته به نوع مدل می‌توانند منعکس‌کننده‌ی رفتارهای محوری، برشی، خمشی، پیچشی و یا ترکیبی از آنها باشند. فنر غیرخطی برای مدل‌سازی هر یک از رفتارهای ذکر شده، از یک رابطه‌ی نیرو - تغییر مکان از پیش تعیین شده استفاده می‌کند.

مدل‌سازی چشمه‌ی اتصال نیز به کمک المان joint ۲d انجام شده است. در تعریف المان مذکور، ۴ گره تعریف مختصات آنها بر مبنای هندسه‌ی چشمه‌ی اتصال صورت گرفته است. رفتار برشی چشمه‌ی اتصال که در پژوهش حاضر به‌صورت

فرض شده است. مدل‌ها از نظر طبقه‌بندی ساختمان در گروه ۳ (با اهمیت متوسط) قرار گرفته‌اند. مدل ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰ و ۱۳ طبقه با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط $R = 7$ هستند و مدل ساختمان‌های ۱۶ و ۲۰ طبقه با سیستم مقاوم در برابر بار جانبی قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه $R = 10$ هستند. بارگذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شده است.^[۲۱]

بارهای وارده به سازه شامل: 500 kg/m^2 بار مرده، 200 kg/m^2 بار زنده‌ی طبقات، 150 kg/m^2 بار زنده‌ی بام و 200 kg/m^2 بار مرده‌ی ناشی از پارتنیشن‌بندی بوده است. مقاومت مشخصه‌ی بتن برابر 240 kg/cm^2 ، مقاومت تسلیم فولادهای طولی برابر 4000 kg/cm^2 و مقاومت تسلیم فولادهای عرضی برابر 3000 kg/cm^2 در نظر گرفته شده است. ضریب پواسون برابر ۰/۲ و مدول کشسانی برابر با 2145 kg/cm^2 هستند. سقف طبقات از نوع تیرچه بلوک و اتصالات صلب فرض شده‌اند. طراحی قاب‌ها با استفاده از نرم‌افزار ETABS ۲۰۰۰ v ۱۴ و براساس مقررات ملی ساختمان مبحث نهم و آیین‌نامه‌ی بتن کانادا (CSA A23.3-04) صورت گرفته و سعی شده است که سازه‌ها تأمین‌کننده‌ی محدوده‌ی تغییر مکانی بیان شده در استاندارد لرزه‌ی ۲۸۰۰ باشند. نمونه‌ی از مشخصات هندسی اجزاء سازه‌ی ساختمان ۱۰ طبقه و فولاد تیرهای ساختمان ۴ طبقه در جدول‌های ۱ و ۲ ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات هندسی اجزاء سازه‌ی ساختمان ۱۰ طبقه.

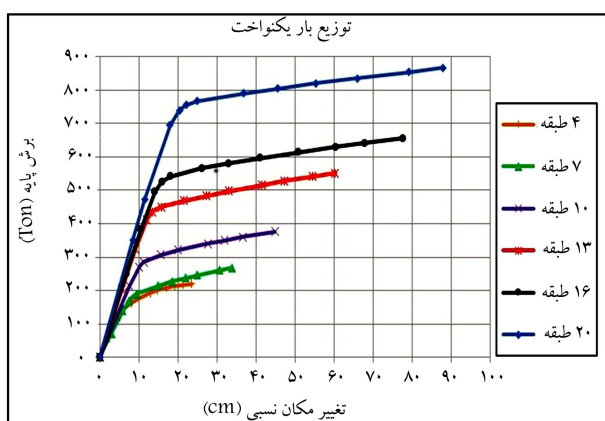
طبقات	ابعاد ستون (cm)	ابعاد تیر (cm)
اول	۵۵ × ۵۵	۵۵ × ۴۵
دوم	۵۵ × ۵۵	۵۵ × ۴۵
سوم	۵۵ × ۵۵	۵۵ × ۴۵
چهارم	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۴۵
پنجم	۵۰ × ۵۰	۵۰ × ۴۵
ششم	۴۵ × ۴۰	۴۵ × ۴۵
هفتم	۴۵ × ۴۰	۴۵ × ۴۵
هشتم	۴۵ × ۴۰	۴۰ × ۳۵
نهم	۴۰ × ۴۰	۴۰ × ۳۵
دهم	۳۵ × ۳۵	۳۵ × ۳۵

جدول ۲. مشخصات میلگرد تیرهای ساختمان ۴ طبقه.

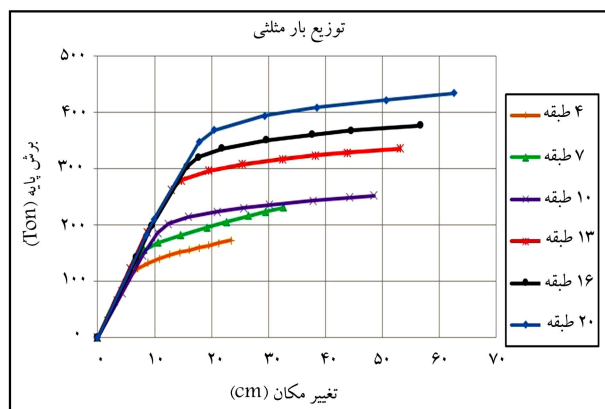
طبقه	ابعاد	ابتدا و انتهای تیر	
		طولی پایین	طولی بالا
۱	۴۰ × ۳۵	۶T۲۰	۸T۲۰ @ ۸/۷۵
۲	۴۰ × ۳۵	۶T۲۰	۸T۲۰ @ ۸/۷۵
۳	۳۵ × ۳۵	۴T۲۰	۶T۲۰ @ ۷/۵
۴	۳۵ × ۳۵	۴T۱۶	۷T۱۶ @ ۶/۲۵
وسط تیر			
		طولی پایین	طولی بالا
۱	۴۰ × ۳۵	۳T۲۰	۳T۲۰ @ ۱۷/۵
۲	۴۰ × ۳۵	۳T۲۰	۳T۲۰ @ ۱۷/۵
۳	۳۵ × ۳۵	۳T۲۰	۳T۲۰ @ ۱۵
۴	۳۵ × ۳۵	۳T۱۶	۳T۱۶ @ ۱۲/۵

جدول ۳. مشخصات زلزله‌های انتخابی.

فاصله‌ی زمانی مولفه‌های افقی و قائم (Sec)	V/H	PGA			بزرگای زلزله	ایستگاه	فاصله تا گسل (km)	نام زلزله
		مولفه‌ی قائم (V)	مولفه‌ی افقی (H ₂)	مولفه‌ی افقی (H ₁)				
۱٫۹۹۵	۱٫۴۷	۰٫۷۰۷	۰٫۴۸	۰٫۳۵۲	۶٫۵	الستترو	امپریال ولی (۱۹۷۹)	
۰٫۹۲۵	۱٫۷۶	۱٫۲۶۴	۰٫۷۱۸	۰٫۶۰۸	۶٫۸	کاراکایر	غزلی (۱۹۷۶)	
۰٫۲۴	۰٫۶۳	۰٫۴۳۳	۰٫۶۹۳	۰٫۶۹۳	۶٫۹	تاکارازوکا	کوبه (۱۹۹۵)	
۰٫۸۸	۱٫۰۴	۰٫۸۱۸	۰٫۷۸۵	۰٫۷۲۱	۷٫۳	لوسرن	لندرز (۱۹۹۲)	
۰٫۰۲	۰٫۸۳	۰٫۲۰۳	۰٫۱۳۷	۰٫۲۴۴	۷٫۴	گیز	کوچای (۱۹۹۹)	
۰٫۲۳	۱٫۰۲	۰٫۸۵۲	۰٫۴۷۲	۰٫۸۳۸	۶٫۷	رینالدی	نورث‌ریج (۱۹۹۴)	
۱٫۴۱	۱٫۰۱	۰٫۵۰۷	۰٫۵۰۱	۰٫۴۵۳	۶٫۹	بران	لوما پریتا (۱۹۸۹)	



شکل ۳. منحنی ظرفیت مدل‌ها با توزیع بار یکنواخت.



شکل ۴. منحنی ظرفیت مدل‌ها با توزیع بار مثلثی.

بهبازی نشده‌اند، بنابراین از این روش جهت تعیین رفتار کلی سازه می‌توان استفاده کرد.

طبق جدول مذکور برای ساختمان با سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی، این محدودیت بین ۱ تا ۲ درصد است. اگر تغییر مکان در این محدوده قرار بگیرد، سازه در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار می‌گیرد (۱٪ ارتفاع طبقه برابر ۳٫۲ سانتی‌متر و ۲٪ ارتفاع طبقه برابر ۶٫۴ سانتی‌متر است).

شکل‌های ۵ الی ۱۰، تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلثی ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه را نشان می‌دهند. همان‌گونه که

کشسان فرض شده است، توسط یک مصالح از پیش تعریف شده به آن اختصاص می‌یابد. جهت مدل‌سازی رفتار لنگر- دوران نقاط انتهایی تیرها و ستون‌ها، از فنرهای دورانی ارائه شده توسط المان Joint2d استفاده شده است. این فنرها در نقاط گره‌ی المان مذکور قرار گرفته و مصالح اختصاص یافته به فنرهای مذکور، نماینده‌ی رفتار لنگر- دوران آنهاست.

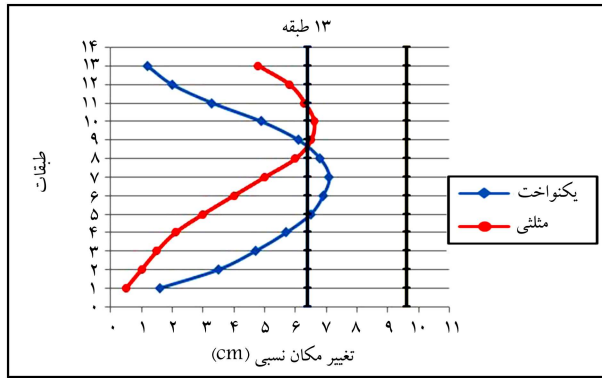
رفتار لنگر- دوران فنرهای ذکر شده توسط مصالح موجود در کتابخانه‌ی OpenSees تعریف می‌شود. شکل‌های ۳ و ۴، به ترتیب منحنی ظرفیت براساس توزیع بار جانبی یکنواخت و مثلثی را در ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه نشان می‌دهند. مشاهده می‌شود که تغییر مکان هدف و برش پایه در بارگذاری یکنواخت بیشتر از بارگذاری مثلثی است و همچنین با افزایش طبقات، تفاوت تغییر مکان هدف و برش پایه بین دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلثی افزایش یافته است. از بررسی دو نوع توزیع بار یکنواخت و مثلثی می‌توان نتیجه گرفت که منحنی ظرفیت با توزیع بار جانبی یکنواخت سختی اولیه و ظرفیت برشی و تغییر مکان جانبی بیشتری نسبت به منحنی ظرفیت با توزیع بار جانبی مثلثی دارد.

۲.۴. بررسی عملکرد سازه‌ها از نظر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات

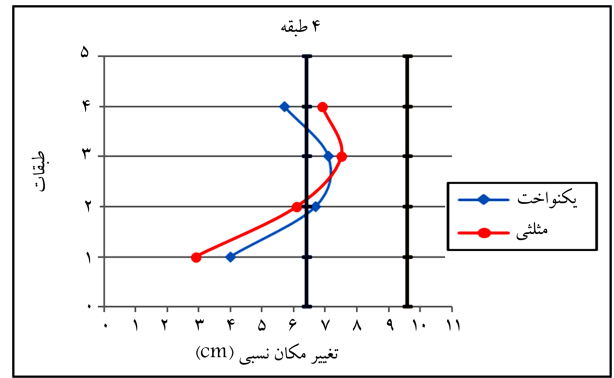
در تحلیل استاتیکی غیرخطی

در بخش کنونی، تغییر مکان نسبی طبقات براساس آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶، صورت می‌گیرد.^[۲۴] در جدول ۳-۱ از آیین‌نامه‌ی (FEMA-۳۵۶)، محدودیت‌هایی برای کنترل تغییر مکان جانبی نسبی حاصل از تحلیل بارافزون به ازاء سطوح عملکرد مختلف برای انواع سازه‌ها ارائه شده است.

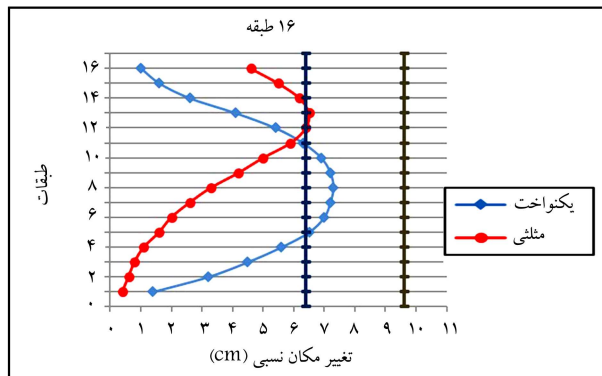
در جدول مذکور منظور از Transient Drift تغییر مکان جانبی گذراست، که بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات است که پیش‌بینی می‌شود در طول وقوع زلزله‌ی طرح در ساختمان ایجاد شود (به‌عنوان مثال تغییر مکان هدف) و منظور از Permanent Drift تغییر مکان جانبی ماندگار است که بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات است که پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می‌ماند. در تحلیل بارافزون، تغییر مکان جانبی گذرا به ازاء تشکیل اولین مفصل خمیری محاسبه می‌شود و تغییر مکان جانبی ماندگار به ازاء تغییر مکان هدف محاسبه می‌شود.^[۲۵] مقادیر جدول مذکور فقط برای ارزیابی کیفی رفتار سازه‌ها در سطح عملکرد موردنظر است و از محدودیت تغییر مکان نسبی جانبی ارائه شده در جدول مذکور نباید به‌عنوان معیار پذیرش و قابل قبول بودن سازه‌ی بهسازی شده استفاده کرد. با توجه به اینکه سازه‌های مورد بررسی در پژوهش حاضر



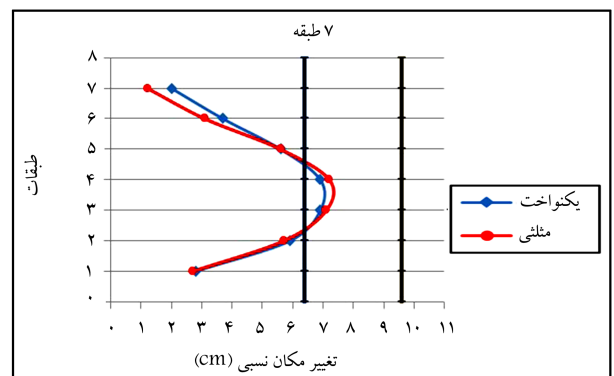
شکل ۸. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۱۳ طبقه.



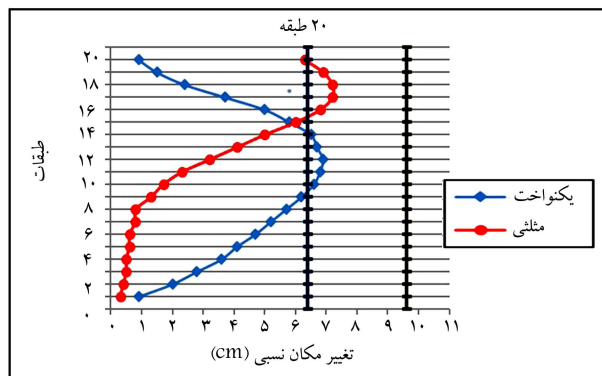
شکل ۵. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۴ طبقه.



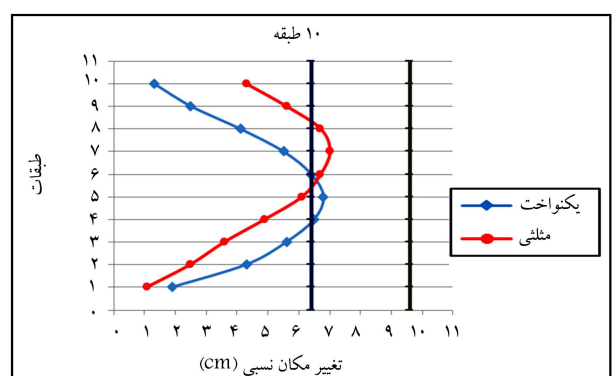
شکل ۹. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۱۶ طبقه.



شکل ۶. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۷ طبقه.



شکل ۱۰. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۲۰ طبقه.



شکل ۷. تغییر مکان نسبی برای دو حالت بارگذاری یکنواخت و مثلی در مدل ۱۰ طبقه.

تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه‌ی زمانی) انجام شده است. تحلیل تاریخچه‌ی زمانی با ارتدادن زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک شامل دو حالت مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به همراه مؤلفه‌ی قائم توسط نرم‌افزار OpenSees انجام شده است.

نرم‌افزار OpenSees برای شبیه‌سازی پاسخ غیرکشسان سیستم‌های سازه‌یی و ژئوتکنیکی تحت اثر بارهای استاتیکی و دینامیکی به کار می‌رود. در مطالعه‌ی حاضر، همان‌طور که پیش‌تر گفته شد، جهت مدل‌سازی و فرمول‌بندی المان‌ها از مدل حالت خمیری متمرکز استفاده شده است که تخمین دقیقی از نیازهای بار و تغییر شکل اجزاء سازه‌یی و همچنین پاسخ کلی سازه را ارائه می‌دهد. مدل حالت خمیری متمرکز

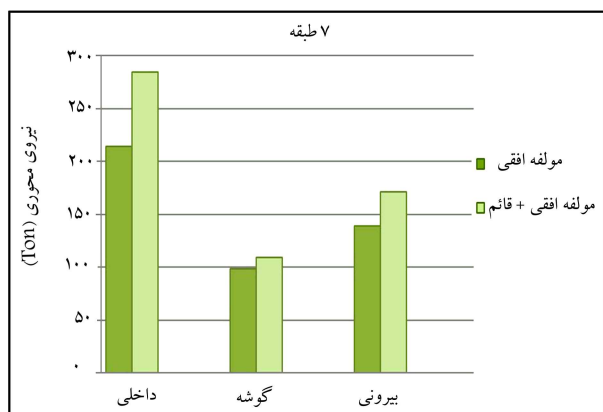
مشاهده می‌شود، تمامی ساختمان‌ها با وجود مفاصلی که از حد ایمنی جانی گذشته وارد آستانه‌ی فروریزش شده‌اند، در بررسی تغییر مکان نسبی در محدوده‌ی ایمنی جانی قرار گرفته‌اند. بنابراین مفاصل فراتر از ایمنی جانی پیش رفته‌اند، اما در سطح طبقات مدل‌ها در اجزاء سازه‌یی در محدوده‌ی ایمنی جانی قرار گرفته‌اند.

۳.۴. نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی

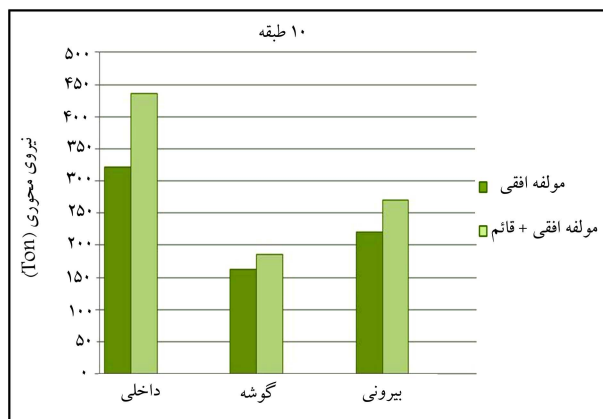
جهت بررسی عملکرد واقعی سازه در حین زلزله، ارزیابی پاسخ لرزه‌یی مدل‌ها تحت



شکل ۱۱. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه اول در مدل ۴ طبقه.



شکل ۱۲. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه اول در مدل ۷ طبقه.



شکل ۱۳. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه اول در مدل ۱۰ طبقه.

هر چه تعداد طبقات بیشتر شود، اختلاف نیروی محوری میان اثر مؤلفه‌های افقی و قائم به همراه مؤلفه افقی کاهش می‌یابد. زیرا با افزایش تعداد طبقات، بارهای نقلی افزایش می‌یابند و باعث کاهش حساسیت نیروی محوری ستون‌ها به اثرات قائم لریه‌ی می‌شوند. در نتیجه، تأثیر مؤلفه افقی قائم زلزله در ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه بیشتر از ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه است.

مستلزم یک مدل مقطعی جهت تعریف پاسخ لنگر - انحنا در نقاطی در راستای طول عضو است که در مطالعه‌ی حاضر از مدل مش‌بندی الیافی^۵ به دلیل مرابای آن استفاده شده است.^[۲۶]

برای مدل‌سازی خصوصیات مواد، اعم از بتن و فولاد از مدل استاندارد بتن و منحنی تنش - کرنش فولاد جهت تعریف پاسخ مقطع استفاده شده است. در این راستا، مدل concrete^۱ برای مدل‌سازی بتن استفاده شد که تحت بارگذاری فشاری، پاسخ تنش - کرنش سهمی شکل تا نقطه‌ی مقاومت فشاری بیشینه داشت، آنگاه تا مقاومت فشاری ماندگار، رفتار خطی کاهشده داشت. پاسخ بتن تحت بارگذاری فشاری توسط این مؤلفه‌ها تعریف می‌شود: ۱. مقاومت فشاری بتن، ۲. کرنش فشاری معادل مقاومت فشاری بیشینه، ۳. سختی بعد از نقطه‌ی بیشینه و ۴. مقاومت ماندگار بتن. کرنش متناظر مقاومت فشاری برابر ۰/۰۰۲ فرض شد و سختی بعد از نقطه‌ی بیشینه به گونه‌ی تعریف شد که مقاومت ماندگاری برابر ۸۰٪ مقاومت فشاری در سطح کرنش ۰/۰۰۴ باقی بماند. این مقادیر کرنش‌ها با نتایج ماندرو همکاران سازگار بوده است.^[۲۷]

در شبیه‌سازی منحنی تنش - کرنش فولاد، از مدل steel^۲ استفاده شد. این مدل فرمول‌بندی حالت خمیری یک بعدی با سخت‌شوندگی ایزوتروپیک خطی دارد و منحنی‌های Menegotto-Pinto را جهت توصیف پاسخ باربرداری - بارگذاری استفاده می‌کند.^[۲۸] این مدل توصیف بهتری از اثر بوشینگ‌گر دارد. رابطه‌ی تنش - کرنش برای مدل Menegotto-Pinto به صورت رابطه‌ی ۱ است:

$$\frac{f}{f_0} = b \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} + \frac{(1-b) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0}}{\left[1 + \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^R \right]^{1/R}} \quad (1)$$

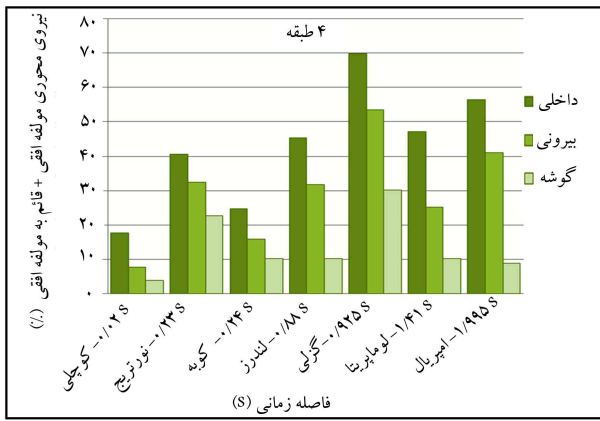
که در آن، b نسبت کرنش سخت‌شدگی و f_0 و ε_0 تنش و کرنش تسلیم فولاد هستند. R متغیری است که حالت منحنی‌الخط پاسخ تنش - کرنش را کنترل می‌کند. طبق استاندارد ۲۸۰۰، چنانچه از ۷ شتاب‌نگاشت یا بیشتر استفاده شود، می‌توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییر شکل‌ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت که در نوشتار حاضر از مقدار متوسط اثر شتاب‌نگاشت‌ها استفاده شده است.^[۲۹] همچنین در مدل‌سازی‌ها، سطح میرایی و یسکوز برابر ۵٪ مقدار بحرانی در نظر گرفته شده است.

۱.۳.۴. بررسی نیروی محوری ستون‌ها

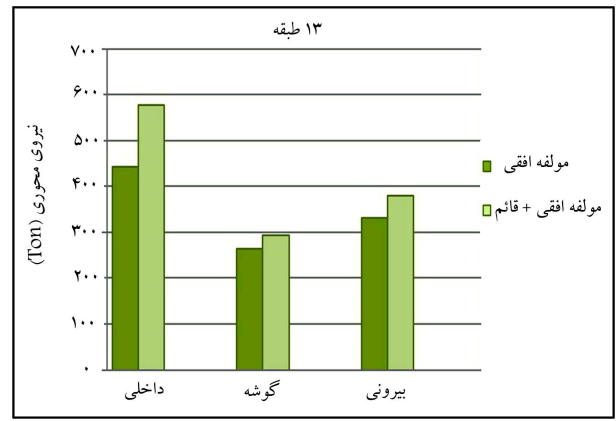
مهم‌ترین عضو سازه‌ی که مؤلفه افقی قائم زلزله در آن تأثیر قابل ملاحظه‌ی دارد، ستون‌ها هستند. مطالعات پیشین نشان می‌دهد که در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، مؤلفه افقی قائم در مقایسه با مؤلفه افقی قابل ملاحظه است و باعث شکست در ستون‌های سازه می‌شود.^[۱۸] از این رو در بخش کنونی، نیروهای محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی (پیرامونی) مدل‌ها بررسی شده است. نیروهای محوری هر یک از ستون‌ها در حالت‌های مؤلفه افقی و مؤلفه افقی به همراه مؤلفه افقی قائم با یکدیگر مقایسه شده‌اند تا مشخص شود که مؤلفه افقی قائم چه تأثیری در نیروهای محوری ستون دارد.

شکل‌های ۱۱ الی ۱۶، مقدار متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی، بیرونی طبقه اول تحت اثر مؤلفه افقی و مؤلفه افقی به همراه مؤلفه افقی قائم ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که تأثیر مؤلفه افقی قائم در ستون‌های داخلی، گوشه، و بیرونی قابل ملاحظه است و بیشترین تأثیر را در ستون‌های داخلی دارد.

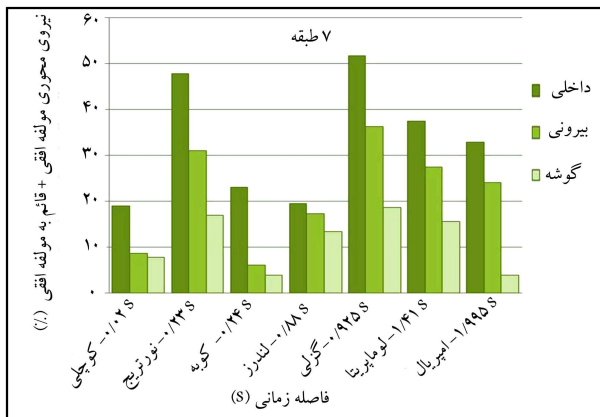
جدول ۴، مقایسه‌ی بین متوسط نیروی محوری طبقه اول ستون‌های سازه‌های کوتاه‌مرتبه، میان‌مرتبه و بلندمرتبه را نشان می‌دهد. می‌توان چنین نتیجه گرفت که



شکل ۱۷. فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۴ طبقه.



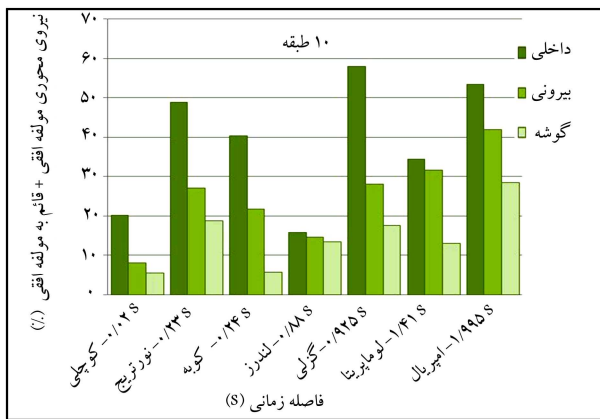
شکل ۱۴. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه‌ی اول در مدل ۱۳ طبقه.



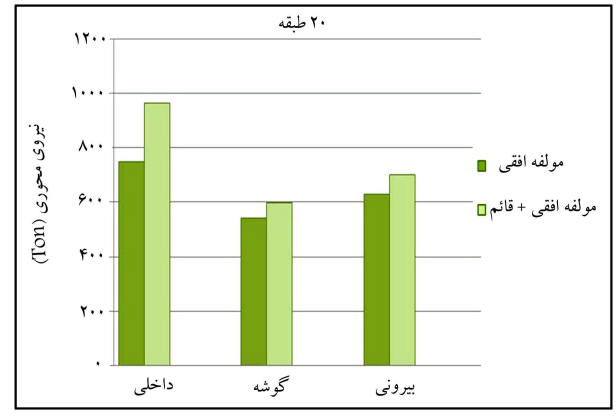
شکل ۱۸. فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۷ طبقه.



شکل ۱۵. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه‌ی اول در مدل ۱۶ طبقه.



شکل ۱۹. فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۱۰ طبقه.



شکل ۱۶. متوسط نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی و بیرونی طبقه‌ی اول در مدل ۲۰ طبقه.

است. بیشترین تأثیر اختلاف فاصله‌ی زمانی روی ستون‌های داخلی و کمترین تأثیر اختلاف فاصله‌ی زمانی روی ستون‌های گوشه است.

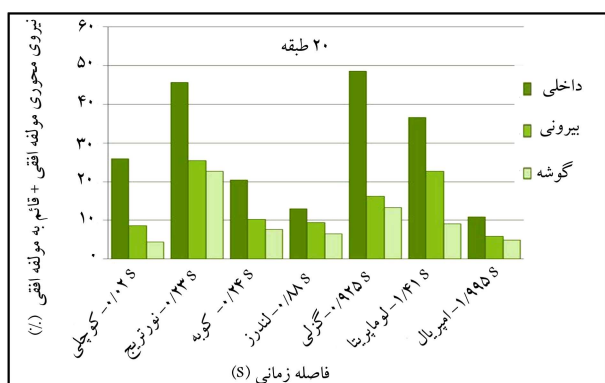
۲.۳.۴. تغییر مکان جانبی طبقات و زمان تناوب

در بخش کنونی، مقایسه‌ی بین بیشینه‌ی تغییر مکان طبقات به ازاء تحلیل تاریخچه‌ی زمانی تحت اثر زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک بین مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به همراه

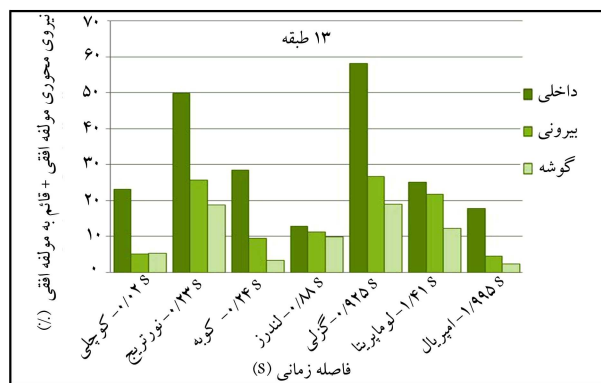
همچنین اثر فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها بررسی شده است. در شکل‌های ۱۷ الی ۲۲، افزایش نسبت مؤلفه‌های افقی و قائم به مؤلفه‌ی افقی روی نیروی محوری ستون‌های گوشه، داخلی، و بیرونی طبقه‌ی اول ساختمان‌های ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ طبقه به ازاء فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم برای ۷ شتاب‌نگاشت نشان داده شده

جدول ۴. مقایسه‌ی نیروی محوری طبقه‌ی اول ستون‌های ساختمان کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه.

تعداد طبقات	ستون	مؤلفه‌ی افقی (ton)	مؤلفه‌ی افقی + قائم (ton)	نسبت افزایش افقی + قائم به افقی (%)	
کوتاه مرتبه	داخلی	۱۱۷٫۸	۱۶۸٫۶	۴۳٫۱	
	۴ طبقه	پیرامونی	۷۲	۹۳٫۵	۲۹٫۹
	گوشه	۴۵٫۷	۵۶٫۹	۲۴٫۷	
	داخلی	۲۱۴٫۳	۲۸۷٫۴	۳۲٫۷	
	۷ طبقه	پیرامونی	۱۳۹٫۲	۱۷۱٫۵	۲۳٫۲
	گوشه	۹۸٫۲	۱۰۹٫۳	۱۱٫۳	
میان مرتبه	داخلی	۳۲۱٫۳	۴۳۶٫۵	۳۵٫۹	
	۱۰ طبقه	پیرامونی	۲۲۰٫۹	۲۷۰٫۸	۲۲٫۶
	گوشه	۱۶۱٫۸	۱۸۶٫۲	۱۵٫۱	
	داخلی	۴۴۳	۵۷۶٫۷	۳۰٫۲	
	۱۳ طبقه	پیرامونی	۳۳۱٫۴	۳۷۹٫۵	۱۴٫۵
	گوشه	۲۶۳٫۹	۲۹۲٫۹	۱۱	
بلندمرتبه	داخلی	۵۶۴٫۳	۷۳۴	۳۰٫۱	
	۱۶ طبقه	پیرامونی	۴۳۴٫۶	۴۹۴٫۵	۱۳٫۸
	گوشه	۳۴۲٫۳	۳۷۸٫۲	۱۳٫۱	
	داخلی	۷۴۸٫۳	۹۶۲٫۹	۲۸٫۷	
	۲۰ طبقه	پیرامونی	۶۲۷٫۵	۷۰۲٫۱	۱۱٫۹
	گوشه	۵۴۳٫۸	۵۹۸٫۹	۱۰٫۱	



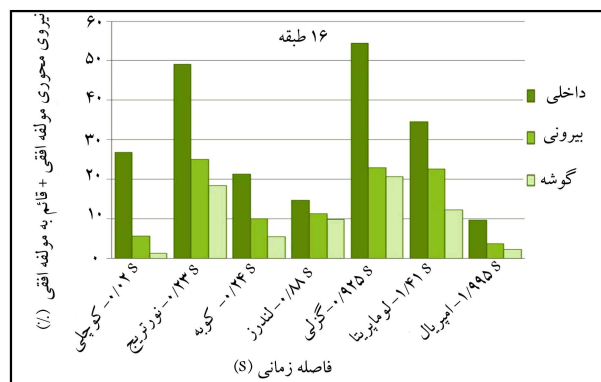
شکل ۲۲. فاصله زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۲۰ طبقه.



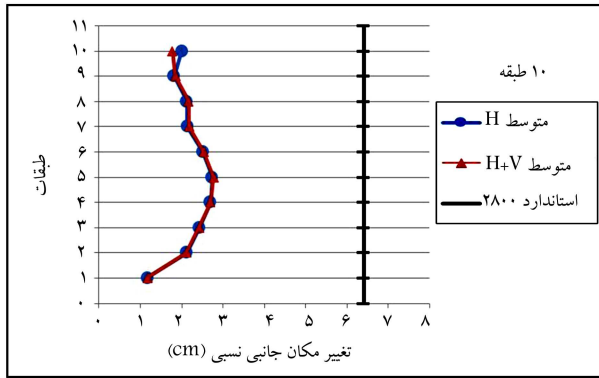
شکل ۲۰. فاصله زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۱۳ طبقه.

مؤلفه‌ی قائم صورت گرفته است. در جدول ۵، به بررسی کلی تغییر مکان جانبی مدل‌ها که با عنوان ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه از آنان یاد شده، پرداخته شده است. با توجه به نتایج ارائه شده در جدول ۵ با افزایش طبقات، این نسبت برای تغییر مکان جانبی به مقدار کمی افزایش یافته است، در نتیجه می‌توان اثر مؤلفه‌ی قائم را نادیده گرفت.

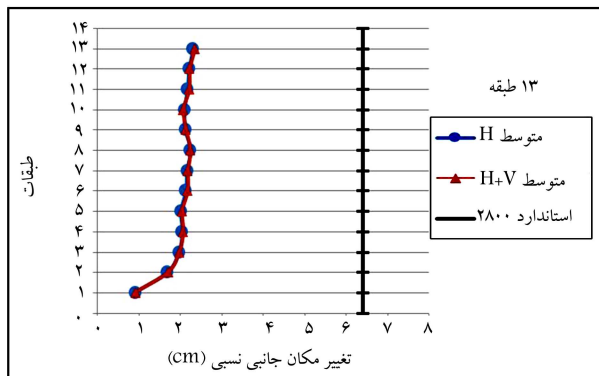
طبق استاندارد ۲۸۵۰، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، اختلاف تغییر مکان‌های مراکز جرم کف در بالا و پایین آن طبقه است. درصد تغییر مکان، اختلاف تغییر مکان‌های مراکز کف در بالا و پایین آن طبقه تقسیم بر ارتفاع است. بر اساس بند ۴.۵.۲، بیشینه‌ی مقدار تغییر مکان نسبی واقعی طرح (ΔM) در مرکز جرم هر طبقه باید برابر این مقادیر باشد و در رعایت محدودیت آثار ناشی از $P - \Delta$ ، باید در محاسبه‌ی تغییر مکان‌ها اعمال شود:



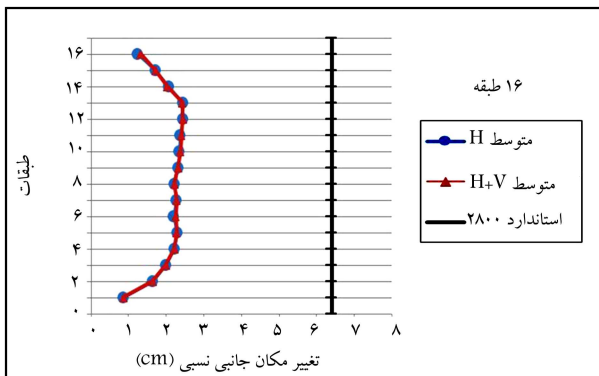
شکل ۲۱. فاصله زمانی بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌های افقی و قائم بر روی نیروی محوری ستون‌ها در مدل ۱۶ طبقه.



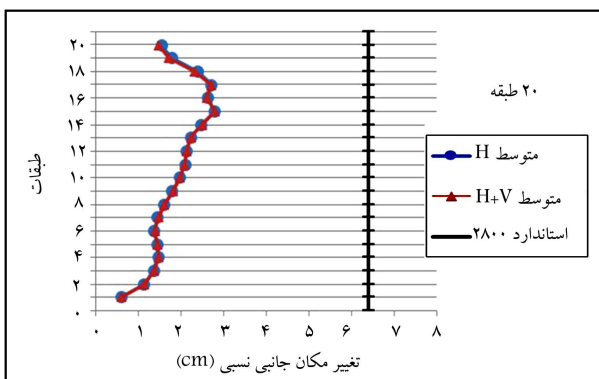
شکل ۲۵. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۱۰ طبقه.



شکل ۲۶. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۱۳ طبقه.



شکل ۲۷. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۱۶ طبقه.



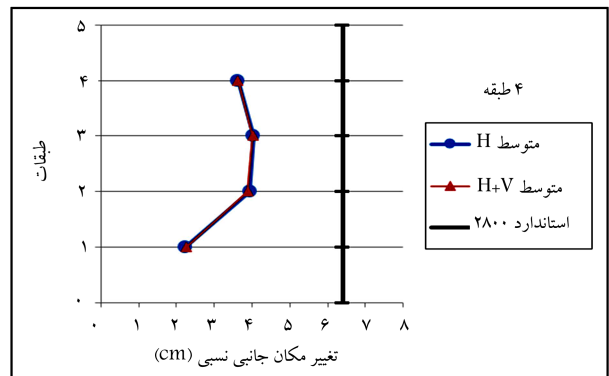
شکل ۲۸. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۲۰ طبقه.

- برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی کم‌تر از $0.7h$ ثانیه $(\Delta M) < 0.25h$ ؛
- برای ساختمان‌های با زمان تناوب اصلی بیشتر از $0.7h$ ثانیه $(\Delta M) < 0.2h$.

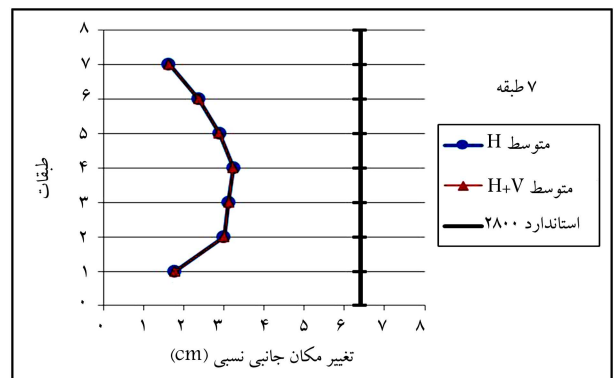
زمان تناوب اصلی کلیه‌ی ساختمان‌ها در پژوهش حاضر، در تحلیل غیرخطی از $0.7h$ ثانیه بیشتر است و با توجه به اینکه ارتفاع طبقات 3.2° سانتی متر است، بنابراین حد بالای تغییر مکان نسبی طبقات برابر با 6.4 سانتی متر است. شکل‌های ۲۳ الی ۲۸، مقدار متوسط تغییر مکان جانبی نسبی تحت مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به همراه مؤلفه‌ی قائم ساختمان‌های $4, 7, 10, 13, 16$ و 20 را نشان می‌دهند. تغییر مکان جانبی نسبی در هر دو حالت مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به همراه مؤلفه‌ی قائم در محدوده‌ی مجاز استاندارد 2800° قرار دارد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مؤلفه‌ی

جدول ۵. تغییر مکان جانبی طبقات ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه.

تعداد طبقات	مؤلفه‌ی افقی		تفاوت بین مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی + قائم (%)	
	(cm)	قائم + (cm)	(cm)	(%)
۴ طبقه کوتاه مرتبه	۱۳٫۸۴	۱۳٫۸	۰٫۰۴	۰٫۳
۷ طبقه	۱۸٫۰۷	۱۸٫۰۵	۰٫۰۲	۰٫۱۱
۱۰ طبقه میان مرتبه	۲۱٫۷۷	۲۱٫۶۵	۰٫۱۲	۰٫۵۵
۱۳ طبقه	۲۶٫۰۶	۲۶٫۳۳	۰٫۱۶	۰٫۶۱
۱۶ طبقه بلندمرتبه	۳۲٫۰۶	۳۲٫۷۸	۰٫۱۸	۰٫۵۵
۲۰ طبقه	۳۷٫۰۹	۳۶٫۸۸	۰٫۲۱	۰٫۵۷



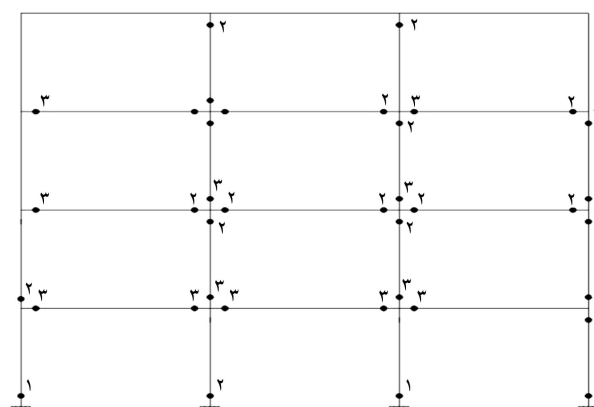
شکل ۲۳. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۴ طبقه.



شکل ۲۴. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در مدل ۷ طبقه.

جدول ۶. اثر فاصله‌های زمانی بیشینه‌ها بر افزایش زمان تناوب افقی سازه (درصد).

نام زلزله	فاصله‌های زمانی (Sec)	سازه‌ی				
		۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۳ طبقه	۱۶ طبقه
امپریال ولی (۱۹۷۹)	۱٫۹۹۵	۴	۷	۱۰	۱۳	۱۶
غزلنی (۱۹۷۶)	۰٫۹۲۵	۱۸	۲۳	۲۸	۳۳	۳۸
کوبه (۱۹۹۵)	۰٫۲۴	۲۹	۳۴	۴۲	۵۰	۵۶
لندرز (۱۹۹۲)	۰٫۸۸	۲۳	۲۹	۳۵	۴۱	۴۷
کوچلی (۱۹۹۹)	۰٫۰۲	۴۱	۵۰	۵۹	۶۸	۷۷
نورتریج (۱۹۹۴)	۰٫۲۳	۳۰	۳۷	۴۴	۵۱	۵۸
لوما پریتا (۱۹۸۹)	۱٫۴۱	۹	۱۳	۱۷	۲۱	۲۵



شکل ۲۹. مکان و ترتیب زمانی تشکیل مفاصل خمیری در سازه‌ی ۴ طبقه.

لنگر می‌شوند. شکل ۲۹، مکان و ترتیب زمانی تشکیل مفاصل خمیری در سازه‌ی ۴ طبقه و جدول ۸، تعداد و محدوده‌ی تشکیل مفصل خمیری را برای زلزله‌های کوچلی، نورتریج و کوبه در گام آخر برای ساختمان ۱۰ طبقه نشان می‌دهد. در جدول مذکور، ستون A-B تعداد مفاصل را در محدوده‌ی کشسان، ستون B-IO تعداد مفاصل در محدوده‌ی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (رنگ صورتی)، ستون IO-LS تعداد مفاصل در محدوده‌ی ایمنی جانی (رنگ آبی پررنگ)، ستون LS-CP تعداد مفاصل در محدوده‌ی آستانه‌ی فروریزش (رنگ آبی کم‌رنگ)، و ستون CP-C تعداد مفاصل در محدوده‌ی فراتر از آستانه‌ی فروریزش (رنگ سبز) هستند.

با مقایسه‌ی تعداد مفاصل خمیری بین حالت مؤلفه‌ی افقی و حالت مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم مشاهده می‌شود که برای حالت مؤلفه‌ی افقی، ۹ مفصل وارد محدوده‌ی LS (ایمنی جانی) و برای حالت مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم، ۱۳ مفصل وارد محدوده‌ی LS (ایمنی جانی) شده‌اند. مفاصل خمیری برای حالت مؤلفه‌ی افقی و حالت مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم تا محدوده‌ی ایمنی جانی (LS) پیش رفته‌اند. نتایج نشان می‌دهند با کاهش فاصله‌ی زمانی، بیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم زلزله، تعداد مفاصل خمیری بیشتری شکل گرفته و تغییرات قابل‌ملاحظه‌ی فاصله‌ی زمانی، ظرفیت سازه را تحت تأثیر قرار داده است. در شکل‌های ۳۰ و ۳۱، نحوه‌ی تشکیل مفصل در قاب B مدل ۱۰ طبقه به ازاء مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم نشان داده شده است.

جدول ۷. برش پایه‌ی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه.

تعداد طبقات	مؤلفه‌ی افقی		تفاوت بین مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی + قائم	
	(cm) + قائم	(cm)	(%)	(cm)
کوتاه مرتبه	۲۱۱٫۲	۲۱۱٫۸	۰٫۲۸	۰٫۶
	۲۹۰٫۳	۲۹۰٫۶	۰٫۱	۰٫۳
میان مرتبه	۴۰۳٫۹	۴۰۴٫۲	۰٫۰۷	۰٫۳
	۵۸۳٫۷	۵۸۴	۰٫۰۵	۰٫۳
بلندمرتبه	۷۴۵٫۵	۷۴۵٫۲	۰٫۰۴	۰٫۳
	۹۸۶٫۵	۹۸۶٫۴	۰٫۰۱	۰٫۱

قائم تأثیر چندانی در تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ندارد. همچنین بررسی نتایج تحلیل مقادیر ویژه^۶ و آنالیز مودال مربوط به اثر فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ها بر روی زمان‌های تناوب ارتعاش سازه‌ها نشان می‌دهد که با کاهش فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ها، افزایش زمان تناوب افقی سازه بیشتر می‌شود (جدول ۶).

بررسی بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی نسبی مدل‌های انجام شده به‌صورت جداگانه نشان می‌دهد که فاصله‌ی زمانی بیشینه‌ها تأثیر چندانی در تغییر مکان جانبی نسبی طبقات ندارد و نمی‌توان در مورد تغییر مکان جانبی نسبی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه اظهار نظر کرد.

۳.۳.۴. برش پایه

در بخش کنونی، به بررسی برشی پایه‌ی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه پرداخته شده است. با توجه به جدول ۷ می‌توان بیان کرد که مؤلفه‌ی قائم تأثیر چندانی در برش پایه در ساختمان‌های مورد نظر ندارد. در مواردی که سازه دچار شکست در المان‌های سازه‌ی شده است، تأثیر مؤلفه‌ی قائم مقدار قابل توجهی بوده است. با مقایسه‌ی برش پایه‌ی ساختمان‌های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه می‌توان بیان کرد که تفاوت بین مؤلفه‌ی افقی و مؤلفه‌ی افقی به‌همراه مؤلفه‌ی قائم نیروی برشی پایه با افزایش تعداد طبقات کاهش می‌یابد. بنابراین تأثیر مؤلفه‌ی قائم در برش پایه‌ی ساختمان‌های کوتاه مرتبه بیشتر از ساختمان‌های میان مرتبه و بلندمرتبه بوده است.

۴.۳.۴. ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمیری

مفاصل خمیری اساساً عاملی جهت اتلاف انرژی هستند که انرژی ناشی از زلزله را از طریق دوران خمیری اتصالات صلب بتنی تلف می‌کنند و سبب باز توزیع

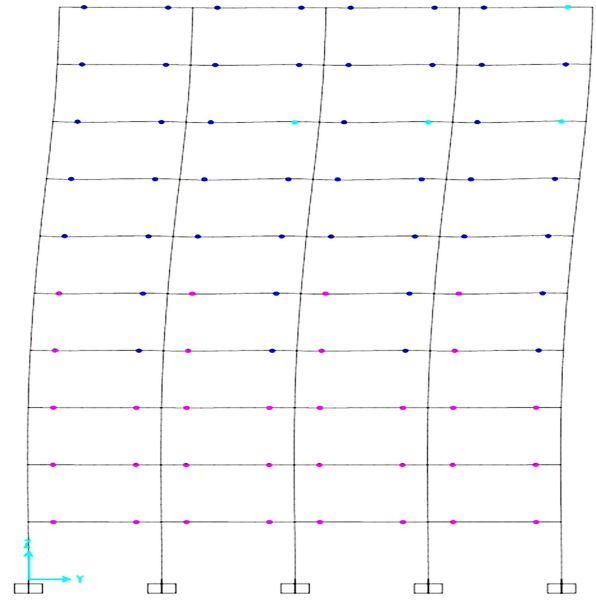
جدول ۸. مفاصل خمیری تشکیل شده در زلزله‌های کوچلی، نورث ریج و کوبه برای ساختمان ۱۰ طبقه.

زلزله	نوع بارگذاری	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	مجموع
کوچلی (۱۹۹۹)	مولفه افقی	۴۱۲	۴۳۵	۱۴	۵	۰	۸۶۶
	مولفه افقی + قائم	۴۰۶	۴۳۲	۲۱	۸	۰	۸۶۷
نورث ریج (۱۹۹۴)	مولفه افقی	۳۸۰	۴۱۳	۹	۰	۰	۸۰۲
	مولفه افقی + قائم	۳۷۴	۴۱۳	۱۳	۲	۰	۸۰۲
کوبه (۱۹۹۵)	مولفه افقی	۳۶۸	۳۹۳	۷	۰	۰	۷۶۸
	مولفه افقی + قائم	۳۶۲	۴۰۲	۱۰	۰	۰	۷۷۴

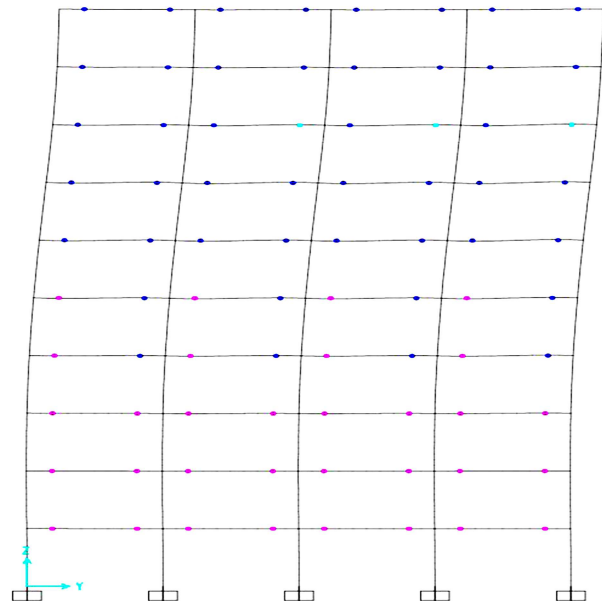
۵. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، ساختمان‌های منظم بتن‌آرمه با تعداد طبقات ۴، ۷، ۱۰، ۱۳، ۱۶ و ۲۰ مدل‌سازی و تحت تحلیل غیرخطی استاتیکی (بارافزون) و دینامیکی تحت ۷ رکورد زلزله با مقادیر متفاوت فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی قرار گرفتند. هدف اصلی پژوهش حاضر پاسخ به این سؤال بود که فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله چه تأثیری در ساختمان‌های بتن‌آرمه دارد و در چه اعضایی و به چه نسبتی از مؤلفه‌ی قائم به مؤلفه‌ی افقی تغییرات ایجاد می‌شود. ارزیابی‌ها در ۳ سطح اعضاء سازه‌ی، طبقات و کل سازه صورت پذیرفته است که خلاصه‌ی مهم‌ترین نتایج حاصل به این قرار است:

- نتایج تحلیل بارافزون تحت تأثیر نوع بارگذاری است، به گونه‌ی که منحنی ظرفیت با توزیع بار جانبی یکنواخت سختی اولیه، ظرفیت برشی و تغییر مکان جانبی بیشتری نسبت به منحنی ظرفیت با توزیع بار جانبی مثلثی دارد.
- مقادیر نیروهای محوری در ستون‌های داخلی، گوشه و بیرونی نشان دادند که فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله باعث افزایش قابل ملاحظه‌ی نیروی محوری ستون‌هایی می‌شود که به مرکز جرم نزدیک تر هستند؛ بنابراین می‌توان بیان کرد که مؤلفه‌ی قائم، بیشترین تأثیر را در ستون‌های داخلی دارد.
- با افزایش تعداد طبقات، درصد افزایش نیروی محوری مؤلفه‌های افقی و قائم به مؤلفه‌ی افقی به ازاء اختلاف فاصله‌ی زمانی بین مؤلفه‌ی افقی و قائم زلزله کمتر می‌شود. در نتیجه، تأثیر فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله روی ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه بیشتر از ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه است.
- دخالت و نقش مؤلفه‌ی قائم زمین‌لرزه در تغییرات بار محوری با افزایش فاصله‌ی زمانی میل به کاهش دارد. با وجود این، تغییرات کم بوده است و می‌توان نتیجه گرفت که تغییرات بار محوری، بیشتر تحت تأثیر دامنه‌ی حرکت مؤلفه‌ی قائم بوده است تا فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ها.
- فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ها در تغییر مکان جانبی کلی و نسبی سازه‌ها تأثیر محسوس‌ی نداشته است، اما اثر آن در نیروی برش پایه محسوس بوده است، به گونه‌ی که ساختمان‌های کوتاه‌مرتبه بیشتر از ساختمان‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه تحت تأثیر قرار می‌گیرند.
- در تمام مدل‌ها، مفاصل تا محدوده‌ی آستانه‌ی فروریزش پیش رفتند و با کاهش فاصله‌ی زمانی پیشینه‌ی پاسخ مؤلفه‌ی قائم و افقی زلزله، تعداد مفاصل خمیری بیشتری شکل گرفت و تغییرات قابل ملاحظه‌ی فاصله‌ی زمانی، ظرفیت سازه را تحت تأثیر قرار داد.



شکل ۳۰. نحوه‌ی تشکیل مفصل در قاب B مدل ۱۰ طبقه به ازاء مؤلفه‌ی افقی.



شکل ۳۱. نحوه‌ی تشکیل مفصل در قاب B مدل ۱۰ طبقه به ازاء مؤلفه‌ی افقی + قائم.

پانوشتها

1. Parkfield
2. Pacoima, San Fernando
3. displacement-controlled
4. lumped plasticity model
5. fiber discretization
6. eigenvalue analysis

منابع (References)

1. Bolt, B.A., *Earthquakes*, 5th Edition, W.H. Freeman Press, New York, US (2003).
2. Dreger, D., Hurtado, G., Chopra, A.K. and Larsen, S. "Near fault seismic ground motions", Report NO. EERC 2007-03, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley (2007).
3. Aagaard, B.T. and Heaton, T. "Near-source ground motions from simulations of sustained intersonic and supersonic fault ruptures", *Bulletin of Seismological Society of America*, **94**(6), pp. 2064-2078 (2004).
4. Kalkan, E. and Chopra, A.K. "Practical guidelines to select and scale earthquake records for nonlinear response history analysis of structures", U.S. Geological Survey Report, 113 p. (2010).
5. Kim, S.J., Holub, C.J. and Elnashai, A.S. "Experimental investigation of the behavior of RC bridge piers subjected to horizontal and vertical earthquake motion", *Engineering Structures*, **33**(7), pp. 2221-2235 (2011).
6. Trifunac, M.D. "The role of strong motion rotations in the response of structures near earthquake faults", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(2), pp. 382-393 (2009).
7. Arias A.A., *Measure of Earthquake Intensity*, In: Hansen R.J. Editor, Seismic Design for Nuclear Power Plants, Cambridge, MA: MIT Press; pp. 438-483 (1970).
8. Sadeghvaziri, M.A. and Foutch, D.A. "Dynamic behavior of RC highway bridges under combined effect of vertical and horizontal motions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **20**(6), pp. 535-549 (1991).
9. Hassankhani, A. "Investigation of the effect of earthquake vertical component on bridge", M.Sc. Thesis in Structural Engineering, Sharif Technical University (1996).
10. Bozorgnia, Y., Mahin, S.A. and Brady, G. "Vertical response of twelve structures recorded during the Northridge earthquake", *Earthquake Spectra*, **14**(3), pp. 411-432 (1998).
11. Bozorgnia, Y., Niazi, M. and Campbell, K.W. "Characteristics of free-field vertical ground motion during the Northridge earthquake", *Earthquake Spectra*, **11**(4), pp. 515-525 (1995).
12. Kikuchi, M., Dan, M. and Yashiro, K.W. "Seismic behavior of a reinforced concrete building due to large vertical ground motion in near-source regions", *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Auckland, New Zealand, No. 1876 (2000).
13. Shakib, H. and Fuladgar, A. "Effect of vertical component of earthquake on the response of pure-friction base-isolated asymmetric buildings", *Engineering Structures*, **25**(14), pp. 1841-1850 (2003).
14. Shakib, H. and Fuladgar, A. "Response of pure-friction sliding structures to three components of earthquake excitation", *Computers and Structures*, **81**(4), pp. 189-196 (2003).
15. Ju, S., Liu, C. and Wu, K. "3D analyses of buildings under vertical component of earthquakes", *Journal of Structural Engineering*, **126**(10), pp. 1196-1202 (2000).
16. Ghofrani, H. and Atkinson, G.M. "Site condition evaluation using horizontal-to-vertical response spectral ratios of earthquakes in the NGA-West 2 and Japanese databases", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **67**, pp. 30-43 (2014).
17. Moschen, L., Medina, R.A. and Adam, C. "Vertical acceleration demands on column lines of steel moment-resisting frames", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **45**(12), pp. 2030-2060 (2016).
18. Di Sarno, L., Elnashai, A.S. and Manfredi, G. "Assessment of RC columns subjected to horizontal and vertical ground motions recorded during the 2009 L'Aquila (Italy) earthquake", *Engineering Structures*, **33**(5), pp. 1514-1535 (2011).
19. Kim, S., Holub, C. and Elnashai, A. "Analytical assessment of the effect of vertical earthquake motion on RC bridge piers", *Journal of Structural Engineering*, **137**(2), pp. 252-260 (2011).
20. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard NO. 2800)*, Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Building & Housing Research Center (2007).
21. *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Chapter 6., Building and Housing Research Centre, Tehran, Iran (2013).
22. SeisSignal (<http://www.seissoft.com/en/SeisSignal.aspx>)(2016).
23. Pavel, F. and Lungu, D. "Correlations between frequency content indicators of strong ground motions and PGV", *Journal of Earthquake Engineering*, **17**(4), pp. 543-559 (2013).
24. American Society of Civil Engineers (ASCE)., *FEMA-356: Prestandard and Commentary For the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Washington, DC, 490 p. (2000).

25. Kheyroddin, A. and Mortezaei, A. "The effect of element size and plastic hinge characteristics on nonlinear analysis of RC frames", *Iranian Journal of Science & Technology, Transaction B, Engineering*, **32**(B5), pp. 451-470 (2008).
26. Kostic, S.M. and Filippou, F.C. "Section discretization of fiber beam-column elements for cyclic inelastic response", *Journal of Structural Engineering*, **138**(5), pp. 592-601 (2012).
27. Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, R. "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1805-1826 (1988).
28. *OpenSees [Computer Software]*, Berkeley, CA, University of California, Opensees Berkeley.edu (2014).