

ارزیابی لرزه‌ی ساختمان‌های جداسازی شده با استفاده از تحلیل‌های بارافزون

مه‌دی پورشاء* (استادیار)

حسین نخستین فعال (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند

مهندسی عمران شریف، (تابستان ۱۳۹۴)
دوره‌ی ۲ - ۳۱، شماره‌ی ۲/۳، ص. ۱۳-۳

در این مطالعه دقت روش‌های تحلیل بارافزون در ارزیابی لرزه‌ی ساختمان‌های جداسازی شده‌ی پایه مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور ۲ سازه قاب خمشی فولادی متوسط با ارتفاع کوتاه و متوسط (۳ و ۹ طبقه) در نظر گرفته شده و با استفاده از جداسازهای لاستیکی با هسته‌ی سربی (LRB) جداسازی شده‌اند. برای هر سازه، ۳ نوع جداساز با سختی‌های مختلف، شامل جداسازهای سخت (H)، جداسازهای متوسط (N) و جداسازهای نرم (S) در نظر گرفته شده است. تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی با استفاده از رکوردهای حوزه‌ی دور با شدت‌های مختلف و همچنین تحلیل‌های بارافزون با به‌کارگیری ۴ توزیع بار مختلف برای ساختمان‌های جداسازی شده اجرا شده‌اند. همچنین به منظور در نظر گرفتن اثر مودهای ارتعاشی بالاتر در سازه‌ی جداسازی شده با ارتفاع متوسط، روش تحلیل بارافزون مودال (MPA) اعمال شده است. نتایج تحلیل‌ها و همچنین دقت تحلیل‌های بارافزون در محاسبه‌ی پاسخ‌های لرزه‌ی مختلف به تفصیل در این نوشتار بررسی شده است.

واژگان کلیدی: جداسازی پایه، نشیمن‌های لاستیکی با هسته‌ی سربی، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (بارافزون)، تحلیل بارافزون مودال.

poursha@sut.ac.ir
hossein.nakhostin@gmail.com

۱. مقدمه

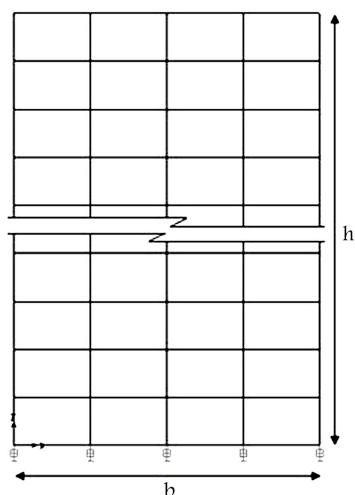
وارد می‌شوند، تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها به‌عنوان روشی دقیق جهت تعیین نیازهای لرزه‌ی سازه‌ها و بررسی عملکرد آن مورد استفاده قرار می‌گیرد. ولی با این حال به دلیل پیچیدگی‌ها و مشکلات کاربردی، استفاده از این روش با محدودیت‌هایی روبرو است. از این رو در سال‌های اخیر تلاش‌های فراوانی جهت توسعه و بررسی روش‌های تحلیل غیرخطی ساده و در عین حال با دقت مناسب صورت گرفته است. حاصل این تلاش‌ها تحلیل استاتیکی غیرخطی موسوم به تحلیل بارافزون است، که امروزه به‌عنوان یک ابزار کاربردی مناسب در مهندسی زلزله توسعه‌ی فراوانی پیدا کرده است و می‌تواند اطلاعات مفیدی از رفتار غیرخطی سازه‌ها، محل تشکیل مفاصل خمیری، و نحوه‌ی بازپخش نیروها را ارائه کند که با روش‌های تحلیل استاتیکی خطی قابل دست‌یابی نیستند.^[۱] از این رو این روش به‌عنوان ابزاری استاندارد برای ارزیابی عملکرد ساختمان‌های موجود و طراحی لرزه‌ی ساختمان‌های جدید در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌ها استفاده شده و به‌خاطر سادگی‌اش در حرفه‌ی مهندسی سازه مورد توجه قرار گرفته است. با این حال این روش محدودیت‌هایی دارد. تحلیل استاتیکی غیرخطی بر این فرض استوار است که پاسخ سازه توسط یک مود کنترل می‌شود و شکل این مود در طول تاریخچه‌ی زمانی پاسخ ثابت باقی می‌ماند. هر چند این دو فرض نادرست هستند، اما پژوهش‌های انجام‌یافته توسط تعدادی پژوهشگر نشان داده است که این فرضیات منجر به پیش‌بینی‌های نسبتاً خوبی از پاسخ لرزه‌ی پیشینه برای سیستم‌های چند درجه‌ی آزادی می‌شود، به شرطی که پاسخ آن‌ها توسط

در سازه‌های متعارف با تکیه‌گاه گیردار نیاز به افزایش ظرفیت مقاومت سازه برای تأمین سطح عملکرد لرزه‌ی بالا منجر به سازه‌ی سخت‌تر شده است، بنابراین سازه نیروی زلزله‌ی بیشتری را جذب خواهد کرد. برای حفاظت ساختمان در برابر زلزله، در طراحی متداول دو روش معمول وجود دارد: ۱. افزایش سختی سازه، ۲. افزایش سطح میرایی سازه.^[۱] هر یک از این روش‌ها به‌نهایی برای کاهش خسارت به اجزای سازه‌ی و محتویات آن کافی نیست و بنابراین نیاز به روش‌های دیگری وجود دارد. سیستم جداسازی پایه یکی از سیستم‌های کنترل غیرفعال است که هدف آن کاهش نیروهای وارد بر سازه و تأمین سطح میرایی مطلوب است. در این روش، ساختمان روی مصالح با سختی جانبی پایین، مثل لاستیک قرار می‌گیرد. سیستم جداسازی پایه به‌واسطه‌ی انعطاف‌پذیری جداساز در جهت افقی، اساساً سازه‌ی ساختمان را از مؤلفه‌های افقی زمین‌لرزه، که حین یک زلزله تولید می‌شود، جدا می‌کند و بسامد غالب سازه را به خارج از محدوده‌ی بسامدی مخرب زمین‌لرزه انتقال می‌دهد. بنابراین جداسازی پایه به‌طور قابل توجهی شتاب طبقات و تغییرمکان نسبی طبقات را کاهش می‌دهد و خسارت سازه‌ی و غیرسازه‌ی ناشی از زلزله را به حد کمینه می‌رساند.^[۲]

با توجه به ماهیت بارهای لرزه‌ی که به‌صورت شتاب پایه در پای ساختمان

* نویسنده مستقر

تاریخ: دریافت ۱۳۹۱/۹/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۲/۱۰/۱۶، پذیرش ۱۳۹۲/۱۱/۹.



شکل ۱. پیکربندی قاب‌های استفاده شده.

- بررسی دقت و کارایی روش‌های بارافزون متداول برای سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه با ارتفاع کوتاه (۳ طبقه) و متوسط (۹ طبقه).
- به‌کارگیری روش تحلیل بارافزون ارتقاء یافته (MPA) بر روی سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه با ارتفاع متوسط (۹ طبقه) و بررسی دقت آن.
- مقایسه‌ی تحلیل‌های بارافزون مورد مطالعه و بررسی دقت آنها در ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه.

۲. مدل‌های سیستم روسازه

در این مطالعه، از ۲ قاب خمشی فولادی متوسط ۳ و ۹ طبقه استفاده شده است. سازه‌های با پای ثابت با استفاده از الزامات آیین‌نامه‌های ASCE 7-05^[۱۶] و AISC 341-05^[۱۷] طراحی شده‌اند. برای هر مدل سازه‌ی، ۳ نوع مختلف جداساز برای ۳ سطح حفاظتی مختلف طراحی و در نظر گرفته شده‌اند. سپس این سازه‌ها با قراردادن جداسازها در پای هر ستون، در پایه جداسازی شده‌اند. شکل ۱، پیکربندی این قاب‌ها را نشان می‌دهد. هر قاب دارای عرض ۲۰ متر با ۴ دهانه و طول هر دهانه برابر با ۵ متر است. ارتفاع تمامی طبقات نیز ۳٫۲ متر در نظر گرفته شده است.

۳. تحلیل و طراحی سیستم روسازه

برای انجام طراحی از آیین‌نامه لرزه‌ی ASCE 7-05 و AISC 341-05 استفاده شده است. بار مرده و بار زنده‌ی تمامی طبقات به ترتیب برابر با 65 kg/m^2 و 200 kg/m^2 فرض شده است. عرض بارگیر قاب‌ها ۵ متر و جرم لرزه‌ی طبقات برابر با بار مرده به علاوه‌ی ۲۰٪ بار زنده در نظر گرفته شده است. فولاد استفاده شده از نوع St37 با مشخصات مدول کشسانی $210 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ ، ضریب پواسون 0.3 و تنش تسلیم 240 kg/cm^2 است. برای تحلیل مدل‌ها از روش تحلیل طیفی (RSA) و برای طراحی آنها از روش LRFD استفاده شده است. به منظور بارگذاری لرزه‌ی نیز منطقه‌ی بی با این مشخصات از روی نقشه‌های شتاب طیفی ASCE 7-05 انتخاب شده است:

یک مود حکم فرما باشد.^[۲] با توجه به محدودیت‌های ذاتی این روش، پژوهشگران روش تحلیل استاتیکی غیرخطی را توسعه داده‌اند که در آن تأثیر مودهای بالاتر در نظر گرفته شده است.^[۴-۵] یکی از این روش‌ها، روش تحلیل پوش‌آور مودال است که در آن، تحلیل‌های پوش‌آور به‌طور جداگانه برای چندین مود انجام می‌شود و پاسخ‌های مودی توسط قانون ترکیب مودال مناسب، برای محاسبه‌ی نیازهای لرزه‌ی از قبیل تغییرمکان‌ها و تغییرمکان‌های نسبی بین طبقه‌ی ترکیب می‌شود. بررسی‌ها نشان داده است که روش MPA قابلیت تخمین تغییرمکان‌ها و تغییرمکان‌های نسبی با دقت مناسب را دارد، اما نتایج رضایت‌بخشی را برای دوران مفاصل خمیری ارائه نمی‌دهد.^[۱۰] در مطالعه‌ی دیگری نشان داده شده است که روش MPA نسبت به توزیع بارهای FEMA در محاسبه‌ی نیازهای لرزه‌ی ساختمان‌های SAC قابل اطمینان‌تر است.^[۱۱]

اخیراً مطالعاتی در زمینه‌ی تحلیل پوش‌آور ساختمان‌های جداسازی شده انجام شده است.^[۱۲-۱۴] همچنین در مطالعه‌ی دیگری روش‌های تحلیل تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون مورد مقایسه قرار گرفته و نشان داده شده است که توافق خوبی بین مقادیر برش پایه‌ی پیشینه و تغییرمکان پیشینه‌ی بام حاصل از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و بارافزون وجود دارد.^[۱۲] در پژوهش دیگری نیز اثر سیستم جداسازی پایه در عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های مرکب فولادی - بتنی توسط تحلیل بارافزون مورد بررسی قرار گرفته است.^[۱۳] همچنین در مطالعه‌ی دیگری کاربرد روش N2 برای ساختمان‌های جداسازی شده‌ی پایه مورد ارزیابی قرار گرفته است.^[۱۴] با توجه به اینکه نسخه‌ی اصلی روش N2، براساس منحنی طیف ظرفیت به‌صورت دوخطی است، در بخش اول یک مطالعه‌ی پژوهشی، یک ایده‌آل‌سازی سه‌خطی از منحنی ظرفیت برای رفتار سازه‌ی جداسازی شده‌ی پایه انجام شده است.^[۱۵] به دنبال آن طیف‌های غیرکشسان برای سیستم‌های SDOF با شیب‌های ثانویه متفاوت و نسبت‌های میرایی متفاوت در محدوده‌ی مورد توجه برای سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه ($T > T_c$) برای مجموعه‌ی ۷ زمین‌لرزه‌ی مصنوعی سازگار با طیف هدف EUROCODE8 استنتاج شده است. سپس در یک مطالعه‌ی پارامتریک، یک ضریب کاهش ثابت فرض شده و شکل‌پذیری متناظر برای زمین‌لرزه‌های متفاوت محاسبه شده است. لذا، نتیجه‌گیری شده است که قانون تغییرمکان برابر را می‌توان همچنین در سیستم‌های جداسازی شده‌ی پایه با سختی پس از تسلیم غیرصفر به‌کار برد. در بخش دوم مطالعه‌ی مذکور، یک ساختمان قابی RC چهارطبقه با جداسازی پایه جهت ارزیابی روش N2 در این نوع ساختمان‌ها استفاده و سپس نتیجه گرفته شده است که در حالت کلی روش N2 دقت قابل قبولی در پیش‌بینی تغییرمکان بام و الگوی خسارت در روسازه فراهم می‌آورد.

با توجه به گسترش روزافزون سیستم‌های جداسازی پایه و همچنین کمبود مطالعات صورت گرفته در زمینه‌ی کاربرد تحلیل بارافزون در این سیستم‌ها، در این مطالعه سعی شده است که رفتار لرزه‌ی سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه با استفاده از تحلیل‌های بارافزون مورد ارزیابی قرارگیرد و محدوده‌ی دقت روش‌های تحلیل بارافزون بررسی شود. به همین منظور ۲ سازه‌ی قاب خمشی فولادی متوسط با ارتفاع کم و متوسط در نظر گرفته شده و با استفاده از سیستم جداسازی پایه جداسازی شده‌اند. سپس انواع روش‌های تحلیل بارافزون با استفاده از توزیع بارهای مختلف برای این سازه‌ها اعمال شده‌اند. در انتها، نیازهای لرزه‌ی سازه‌ها تحت این تحلیل‌ها با نتایج حاصل از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی مورد مقایسه قرار گرفته و نقاط ضعف و قوت این روش‌ها در بررسی عملکرد لرزه‌ی این سیستم‌ها بررسی شده است. بنابراین اهداف این مطالعه عبارت‌اند از:

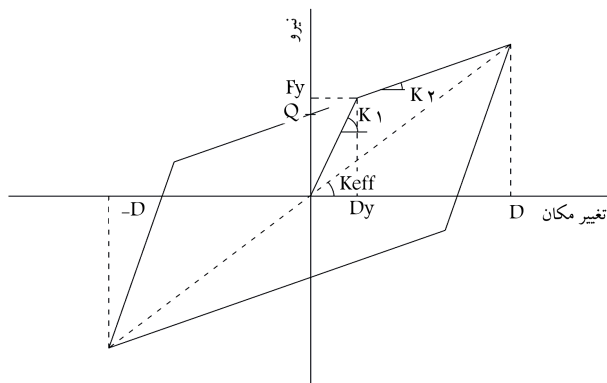
است. جرم لرزه‌یی در تراز فونداسیون برابر با جرم لرزه‌یی سایر طبقات در نظر گرفته شده است (جدول ۱). برای هر مدل سازه‌یی از ۳ نوع جداساز مختلف، شامل: جداساز سخت (H)، متوسط (N) و نرم (S) استفاده شده است. جداسازها طوری طراحی شده‌اند که محدوده‌ی وسیعی از دوره‌ی تناوب سیستم جداسازی را پوشش دهند. مفهوم جداسازی پایه با قرارگیری نشیمن‌ها در پای هر ستون برآورده شده است. سختی جداسازها برای این ۳ سطح حفاظتی مختلف انتخاب شده‌اند:

۱. جداسازهای سخت که نمی‌توانند روسازه را به اندازه‌ی کافی محافظت کنند و برای شدت‌های مقیاس شده به $0.8g$ سازه را تا آستانه‌ی فرو ریزش محدود می‌کنند.

۲. جداسازهای متوسط که برای ترکیبات بار طراحی ذکر شده، روسازه را دقیقاً در محدوده‌ی خطی نگه می‌دارند و بیشینه‌ی ضریب شکل‌پذیری دورانی تیرها و ستون‌ها را به کوچک‌تر از ۱ یا برابر آن محدود می‌کنند.

۳. جداسازهای نرم که برای شدت‌های مختلف، روسازه را اساساً در حد کشسان نگه می‌دارند.

برای سطح حفاظتی ۲، سختی افقی جداسازها با دقت توسط تحلیل کشسان با استفاده از طیف پاسخ $ASCE 7-05$ برای سطح زلزله‌ی طرح، خاک گروه D و با فرض ضریب رفتار $R_I = 1$ طراحی شده‌اند. چنین سیستم جداسازی ممکن است در عمل استفاده نشود، ولی بدین طریق برای حالت‌هایی که از شتاب پایه‌ی طرح تجاوز می‌کنند، برای سیستم روسازه انتظار وقوع خسارت می‌رود. دو سطح حفاظتی دیگر به‌طور مصنوعی با افزایش و کاهش قابل توجه سختی جداساز، بدون تغییر در مشخصه‌های اصلی جداساز پس از تسلیم و Q مقاومت مشخصه‌ی جداساز است. برای جداسازهای نوع سخت (H)، سختی جداسازها طوری در نظر گرفته شده است که برای قوی‌ترین رکورد زلزله و مقیاس شده به $0.8g$ ، روسازه به آستانه‌ی فروریزش برسد. برای جداسازهای نوع نرم (S) نیز، سختی جداسازها طوری در نظر گرفته شده است که برای قوی‌ترین رکورد زلزله و مقیاس شده به $0.8g$ ، روسازه اساساً در حد کشسان خود باقی بماند. این تذکر لازم است که رفتار جداسازها برای تحلیل‌های کشسان به‌صورت خطی و برای تحلیل‌های غیرکشسان به‌صورت دوخطی مدل شده‌اند (شکل ۲). در بخش بعدی، نحوه‌ی طراحی سیستم جداسازی توضیح داده شده است.



شکل ۲. رفتار دوخطی جداسازها. [۱۸]

نوع زمین: خاک سخت (Site Class D) و مقادیر شتاب طیفی بیشینه: $S_1 = 0.5g$ و $S_s = 1.75g$.

با استفاده از جدول‌های ۱۱-۴-۲ و ۱۱-۴-۱ آیین‌نامه‌ی لرزه‌یی $ASCE 7-05$ ، ضرایب سایت به‌صورت $F_a = 1$ و $F_v = 1.75$ خواهد بود، در نتیجه پارامترهای شتاب طیفی طرح به‌صورت روابط ۱ و ۲ به‌دست می‌آیند:

$$S_{DS} = \frac{2}{3} F_a S_s = 1g \quad (1)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} F_v S_1 = 0.5g \quad (2)$$

طبق جدول ۱۲-۲-۱ آیین‌نامه‌ی $ASCE 7-05$ ، ضریب رفتار سازه با قاب خمشی فولادی متوسط برابر با $4/5$ و طبق جدول ۱-۵-۲ و ۱-۵-۱ آیین‌نامه، ضریب اهمیت برابر با ۱ در نظر گرفته شده است.

مطابق الزامات بندهای ۱۲-۸-۶ و ۱۲-۱۲-۱ و جدول‌های ۱۲-۲-۱ و ۱۲-۱-۱، آیین‌نامه، تغییرمکان نسبی مجاز بین طبقه‌یی برابر با 1.23% به‌دست آمده است.

ترکیبات بار طراحی طبق بند ۲-۳ و ۱۲-۴-۲-۳ آیین‌نامه برای حالت طراحی به‌روش مقاومت به‌صورت روابط ۳ الی ۸ انتخاب شده‌اند:

$$1.4D \quad (3)$$

$$1.2D + 1.6L \quad (4)$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L \quad (5)$$

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L \quad (6)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E \quad (7)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D - \rho Q_E \quad (8)$$

که در آن‌ها، D بار مرده، L بار زنده و Q_E بار جانبی زلزله است. ρ ضریب افزایش و برای سازه‌های اختصاص یافته در گروه طرح لرزه‌یی D برابر با 1.3 است.

علاوه بر ترکیبات بار طراحی فوق، مقاومت ستون‌ها برای دو ترکیب مربوط به فشار و کشش محوری مطابق بند ۸-۳ آیین‌نامه $ASCE 7-05$ نیز کنترل شده‌اند. مشخصات اصلی سازه‌های طراحی شده با پای ثابت و زمان تناوب سه مود ارتعاشی اول آنها در جدول ۱ و مشخصات مقاطع سازه‌های طراحی شده با تکیه‌گاه گیردار در پیوست الف ارائه شده است.

۴. مدل‌های سیستم جداسازی

یکی از رایج‌ترین نوع نشیمن‌ها، نشیمن لاستیکی با هسته‌ی سربی (LRB) است، که برای جداسازی پایه‌ی سازه‌های قابی در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته

جدول ۱. مشخصات سازه‌های طراحی شده با پای ثابت و زمان تناوب سه مود اول ارتعاشی آنها.

تعداد	h	b	جرم لرزه‌یی طبقات	زمان تناوب
طبقات	(m)	(m)	($kg \cdot s^2/m$)	(s)
۳	۹٫۶	۲۰	۷۰۳۶	T_1 (s) ۰٫۷۴۰ T_2 (s) ۰٫۲۳۳ T_3 (s) ۰٫۱۳۴
۹	۲۸٫۸	۲۰	۷۰۳۶	T_1 (s) ۱٫۸۱۳ T_2 (s) ۰٫۶۸۴ T_3 (s) ۰٫۳۹۲

جدول ۲. مشخصات جداسازهای طراحی شده.

سازه	نوع جداساز	K_{eff} (kg/m)	β_{eff} (kg/m)	T_{eff} (s)	K_1 (kg/m)	F_y (kg)	K_1/K_2	D_D (m)
۳ طبقه	H	۱۵۶۲۰۰	۱۴,۸۹	۱,۱۹۳	۷۶۲۵۲۲	۴۹۶۴	۶,۵	۰,۱۰۸۰
	N	۱۱۰۸۰۰	۱۸,۶۲	۱,۴۱۶	۴۸۹۸۲۰	۴۹۶۴	۶,۵	۰,۱۱۸۵
	S	۶۶۷۰۰	۲۴,۸۰	۱,۸۲۵	۲۳۳۵۵۰	۴۹۶۴	۶,۵	۰,۱۳۶۵
۹ طبقه	H	۱۴۷۰۰۰	۱۷,۰۲	۱,۹۴۴	۱۰۵۹۲۸۶	۷۶۶۷	۱۰	۰,۱۶۸۰
	N	۸۶۱۰۰	۲۴,۶۰	۲,۵۴۰	۴۹۹۱۷۵	۷۶۶۷	۱۰	۰,۱۹۰۷
	S	۴۵۰۰۰	۳۲,۹۶	۳,۵۱۳	۱۵۲۵۸۶	۷۶۶۷	۱۰	۰,۲۳۲۰

جدول ۳. زمان تناوب سه مود ارتعاشی اول سازه‌های جداسازی شده.

سازه	نوع سیستم جداسازی	زمان تناوب T_1 (s)	زمان تناوب T_2 (s)	زمان تناوب T_3 (s)
۳ طبقه	H	۱,۳۵۲	۰,۴۰۹	۰,۱۹۹
	N	۱,۵۴۹	۰,۴۲۱	۰,۲
	S	۱,۹۲۷	۰,۴۳۴	۰,۲
۹ طبقه	H	۲,۵۵۴	۰,۹۲۸	۰,۵۱۹
	N	۳,۰۱۱	۰,۹۸۸	۰,۵۳۱
	S	۳,۸۵۲	۱,۰۳۹	۰,۵۴۰

۸. اگر بیشینه‌ی ضریب شکل‌پذیری دورانی تیرها و ستون‌ها برای ترکیبات بار طراحی کوچک‌تر از ۱ یا برابر با آن نباشد، گام‌های ۲ تا ۷ را با فرض سختی مؤثر جدید تکرار می‌کنیم تا وقتی که بیشینه‌ی ضریب شکل‌پذیری دورانی تیرها و ستون‌ها برای ترکیبات بار طراحی به کوچک‌تر از ۱ یا برابر با آن ($\mu \leq 1$) محدود شود.

مشخصات جداسازهای طراحی شده در جدول ۲ ارائه شده‌اند. زمان تناوب سه مود ارتعاشی اول سازه‌های جداسازی شده‌ی پایه در جدول ۳ ارائه شده است. همچنین در شکل‌های ۳ و ۴ مدل‌های دوخطی به دست آمده برای سیستم‌های جداساز و در شکل ۵، شکل‌های مودی برای سه مود ارتعاشی اول سازه‌های جداسازی شده برای حالت‌های مختلف جداسازی شده ارائه شده است.

۶. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب شده

به منظور انجام تحلیل تاریخی‌چیزی زمانی غیرخطی از ۱۲ شتاب‌نگاشت مصنوعی سازگار با طیف طرح ASCE ۷-۰۵، که توسط برنامه‌ی SYNTH^[۱۹] ایجاد شده‌اند، استفاده شده است. رکورد زلزله‌های اصلی از پایگاه PEER^[۲۰] انتخاب شده‌اند. زلزله‌های انتخاب شده، رکوردهای حوزه‌ی دور هستند و دست‌کم ۱۵ کیلومتر از گسل فاصله دارند. همچنین رکوردهای انتخابی منطبق بر خاک گروه C طبقه‌بندی

۵. طراحی جداسازها

روند طراحی جداسازهای نوع متوسط (N) در این گام‌ها خلاصه شده است:

۱. فرض نسبت K_1/K_2 .

۲. تخمین مناسب از سختی مؤثر (K_{eff})، مقاومت مشخصه (Q) و تغییرمکان طرح (D_D). در این مرحله می‌توان مقدار اولیه برای مقاومت مشخصه (Q)، را با فرض یک سطح میرایی مطلوب (β_{eff})، و صرف نظر از مقدار D_y از رابطه‌ی ۹ تخمین زد:

$$Q = \frac{\pi}{\gamma} k_{eff} D_D \beta_{eff} \quad (9)$$

۳. محاسبه‌ی پارامترهای K_1 , K_2 , β_{eff} ، D_y و F_y با استفاده از روابط ۱۰ الی ۱۳:

$$D_y = \frac{Q}{k_1 - k_2} \quad (10)$$

$$k_2 = k_{eff} - \frac{Q}{D_D} \quad (11)$$

$$\beta_{eff} = \frac{2Q(D_D - D_y)}{\pi k_{eff} D_D^2} \quad (12)$$

$$F_y = K_1 D_y \quad (13)$$

۴. محاسبه‌ی تغییرمکان طرح با استفاده از رابطه‌ی ۱۴:

$$D_D = \frac{g S_{D1} T_D}{4 \pi^2 B_D} \quad (14)$$

۵. اصلاح مقدار Q با استفاده از مقادیر محاسبه شده در رابطه‌های ۱۴ و ۱۵:

$$Q = \frac{\pi}{2(D_D - D_y)} k_{eff} D_D^2 \beta_{eff} \quad (15)$$

۶. تکرار گام‌های ۳ تا ۵ بر اساس پارامترهای به دست آمده با فرض K_{eff} ثابت تا وقتی که تغییرمکان طرح به مقدار جدید خود هم‌گرا شود.

۷. تحلیل مدل‌ها توسط تحلیل کشسان با استفاده از طیف پاسخ ASCE ۷-۰۵ با فرض ضریب رفتار $R = 1$ و کنترل بیشینه‌ی ضریب شکل‌پذیری دورانی تیرها و ستون‌ها برای ترکیبات بار طراحی.

۱.۷. تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

رفتار غیرخطی اعضای روسازه براساس FEMA ۳۵۶^[۲۲] با فرض تشکیل مفاصل خمیری در دو انتهای عضو تعریف شده است. برای تیرها مفاصل خمیری با در نظرگرفتن اثر لنگر خمشی حول محور قوی (M۳)، و برای ستون‌ها مفاصل خمیری با در نظرگرفتن اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی حول محور قوی (P-M۳) تعریف شده‌اند. میرایی سیستم روسازه به صورت ترکیب جرم و سختی متناسب با میرایی در نظر گرفته شده است. میرایی لزوج معادل برای مودهای اول و دوم برای سازه‌ی کوتاه (۳ طبقه) و برای مودهای اول و سوم برای سازه با ارتفاع متوسط (۹ طبقه) برابر ۵٪ منظور شده است. میرایی جداسازها به طور جداگانه به صورت میرایی هیستریتیک مدل دوخطی نشیمن‌ها در نظر گرفته شده و برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی از روش انتگرال‌گیری مستقیم به روش نیومارک با شتاب متوسط $\beta = 0.25$ و $\gamma = 0.5$ استفاده شده است.

سازه‌های مورد مطالعه تحت تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی با استفاده از ۱۲ رکورد مصنوعی ایجادشده توسط برنامه‌ی SYNTH قرار گرفته و نتایج حاصل از این تحلیل‌ها به عنوان مبنایی برای ارزیابی تحلیل‌های بارافزون استفاده شده‌اند. برای تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی، ۳ سطح زلزله در نظر گرفته شده است: ۱. رکوردهای مقیاس شده به $g = 0.4$ ، ۲. رکوردهای مقیاس شده به $g = 0.6$ ، ۳. رکوردهای مقیاس شده به $g = 0.8$.

۲.۷. تحلیل‌های بارافزون سازه‌های جداسازی‌شده با ارتفاع کوتاه و متوسط

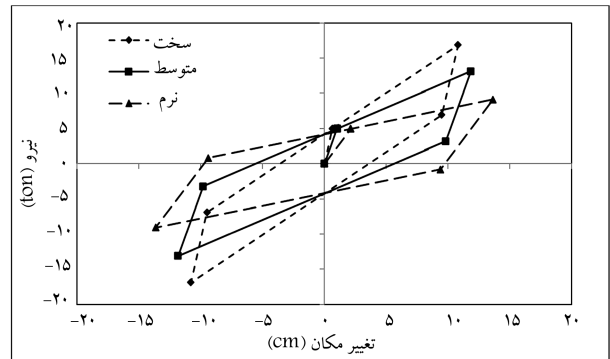
در دستورالعمل‌های اولیه برای طراحی سازه‌های جداسازی‌شده که توسط انجمن مهندسان سازه‌ی کالیفرنیا (SEAOC) انتشار یافته بود، در تحلیل استاتیکی، توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه با فرض توزیع یکنواخت به صورت رابطه‌ی ۱۸ در نظر گرفته می‌شد:^[۲۳]

$$F_i = V_b \frac{W_i}{\sum_{n=1}^N W_n} \quad (18)$$

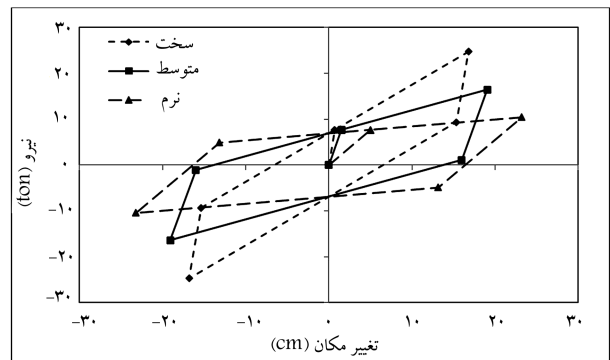
معادله‌ی مذکور بیان‌گر این است که شتاب در تمامی طبقات یکسان است. برای سیستم‌های جداساز با رفتار خطی و دوره‌ی تناوب جداساز، که به خوبی از دوره‌ی تناوب روسازه مجزا شده باشد، این فرض درست است.^[۲۴] هرچند برای سیستم‌های جداسازی که رفتار دوخطی و میرایی بالا دارند، مشاهده شده است که توزیع یکنواخت، تخمین کمتری دارد.^[۲۵] از این رو در ویرایش بعدی آیین‌نامه‌ها، با توجه به محافظه‌کارانه نبودن توزیع یکنواخت، توزیع مثلی جایگزین توزیع یکنواخت شده است (رابطه‌ی ۱۹):

$$F_i = \frac{V_b}{R_I} \frac{W_i h_i}{\sum_n W_n h_n} \quad (19)$$

واضح است که توزیع مثلی به دلیل اینکه در آن از وجود نیروهای اینرسی در سطح جداسازی صرف‌نظر می‌شود، برای سازه‌های جداسازی‌شده مناسب نیست. تاکنون توزیع بارهای مختلفی برای سازه‌های جداسازی‌شده پیشنهاد شده است، که یکی از آن‌ها، توزیع PSC است که توسط کمیته‌ی سیستم‌های حفاظتی SEAOC (PSC) ارائه شده است. این توزیع بار شامل توزیع نیروی مثلی در ارتفاع روسازه و یک



شکل ۳. مدل‌های دوخطی سیستم‌های جداسازی سازه‌ی ۳ طبقه.



شکل ۴. مدل‌های دوخطی سیستم‌های جداسازی سازه‌ی ۹ طبقه.

USGS (معادل گروه D آیین‌نامه‌ی ASCE ۷) هستند. جزئیات رکوردهای اصلی در جدول ۴ و طیف‌های شبه شتاب و تغییر مکان شتاب‌نگاشت‌های ایجادشده در شکل‌های ۶ و ۷ ارائه شده‌اند.

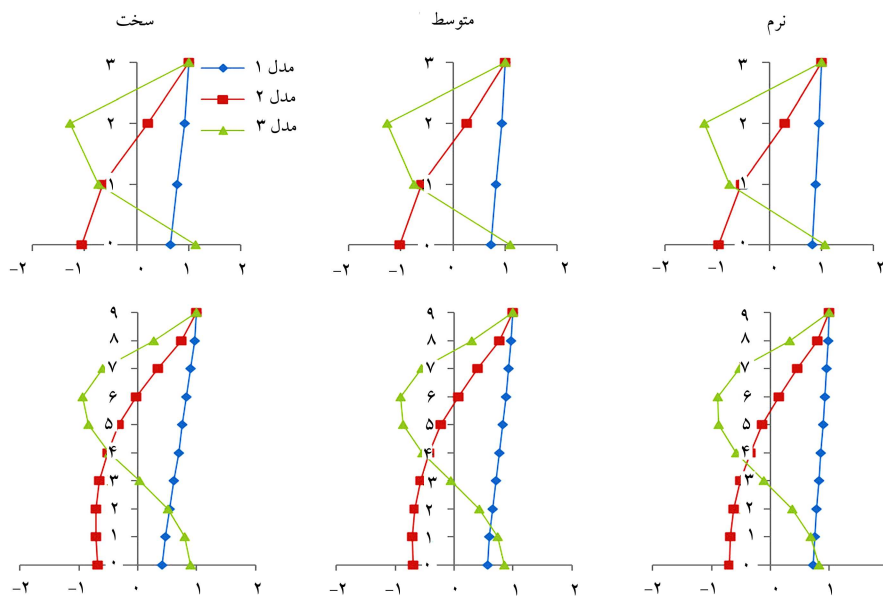
۷. جزئیات تحلیل‌های انجام شده در این مطالعه

در این مطالعه از دو روش تحلیل غیرخطی برای تحلیل مدل‌ها استفاده شده است: ۱. تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، و ۲. تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزون). تحلیل‌های غیرخطی با استفاده از نرم‌افزار (SAP۲۰۰۰ (V۱۱.۰.۰)^[۲۱] انجام شده است. جرم لرزه‌ی هر طبقه به صورت جرم متمرکز در مرکز جرم آن طبقه (گره میانی) و نیز کف هر طبقه به صورت دیافراگم صلب در نظر گرفته شده است. براساس FEMA ۳۵۶^[۲۲]، هر تحلیل غیرخطی تحت اثر بارهای جانبی باید در ادامه‌ی تحلیل تحت اثر ترکیب بارهای نقلی انجام یابد. ترکیب بارهای نقلی براساس این دستورالعمل به صورت روابط ۱۶ و ۱۷ هستند:

$$Q_G = 1.1(Q_D + Q_L + Q_S) \quad (16)$$

$$Q_G = 0.9Q_D \quad (17)$$

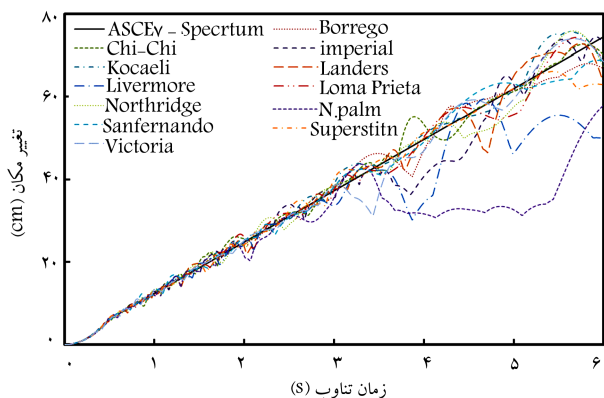
که در آن‌ها، Q_D معادل بار مرده، Q_L بار زنده مؤثر (برابر با ۲۵٪ بار زنده طراحی کاهش نیافته) و Q_S بار مؤثر برف است که در این مطالعه منظور نشده است. با توجه به اینکه در بیشتر حالات ترکیب بار نقلی (رابطه‌ی ۱۶) بحرانی‌تر است، بنابراین فقط این ترکیب بار نقلی در نظر گرفته شده است.



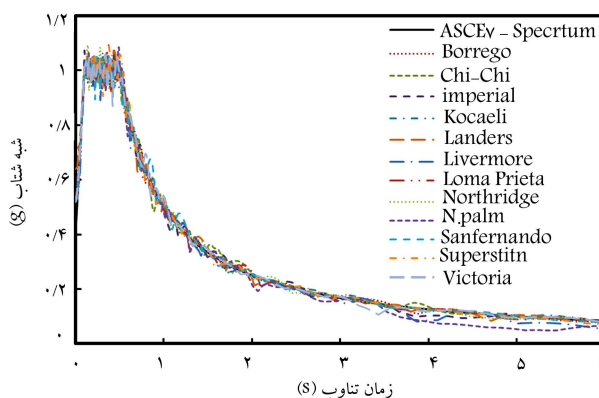
شکل ۵. شکل‌های مودی برای سه مود ارتعاشی اول سازه‌های جداسازی‌شده.

جدول ۴. جزئیات رکوردهای اصلی زلزله.

ردیف	نام رکورد	تاریخ	بزرگا	ایستگاه	مسافت (km)	مؤلفه	شتاب بیشینه‌ی زمین (g)
۱	Borrego Mtn	۱۹۸۶/۰۴/۰۹	MS(۶٫۵)	۱۱۷ El Centro Array#۹	۴۶	۱۸۰	۰٫۱۳
۲	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹/۰۹/۲۰	MS (۷٫۶)	TCU۰۴۲	۲۳٫۳۴	W	۰٫۲۴۶
۳	Imperial Valley	۱۹۷۹/۱۰/۱۵	MS (۶٫۹)	۶۶۰۵ Delta	۴۳٫۶	۳۵۲	۰٫۳۵۱
۴	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹/۰۸/۱۷	MS (۷٫۸)	Iznik	۳٫۸	۰۹۰	۰٫۱۳۶
۵	Landers	۱۹۹۲/۰۶/۲۸	MS (۷٫۴)	۱۲۰۲۶ Indio-Coachella Canal	۵۵٫۷	۰۹۰	۰٫۱۰۹
۶	Livermore	۱۹۸۰/۰۱/۲۴	MS (۵٫۸)	۵۷۰۶۳ Tracy-Sewage Treatm Plant	۳۷٫۳	۱۸۳	۰٫۰۷۳
۷	Loma Prieta	۱۹۸۹/۱۰/۱۸	MS (۷٫۱)	۱۰۲۸ Hollister City Hall	۲۸٫۲	۰۹۰	۰٫۲۴۷
۸	Northridge	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	MS (۶٫۷)	۹۰۰۵۳ Canoga Park-Topanga Can	۱۵٫۸	۱۹۶	۰٫۴۲
۹	N.Palm Springs	۱۹۸۶/۰۷/۰۸	MS (۶٫۰)	۱۲۰۲۵ Palm Springs Airport	۱۶٫۶	۰۹۰	۰٫۱۸۷
۱۰	San Fernando	۱۹۷۱/۰۲/۰۹	MS (۶٫۶)	۱۳۵ LA-Hollywood Stor Lot	۲۱٫۲	۰۹۰	۰٫۲۱
۱۱	Superstittn Hills	۱۹۸۷/۱۱/۲۴	MS (۶٫۶)	۵۰۶۰ Brawley	۱۸٫۲	۲۲۵	۰٫۱۵۶
۱۲	Victoria, Mexico	۱۹۸۰/۰۶/۰۹	MS (۶٫۴)	۶۶۲۱ Chihuahua	۳۶٫۶	۱۰۲	۰٫۱۵



شکل ۷. طیف‌های تغییر مکان با میرایی ۵٪ برای شتاب‌نگاشت‌های ایجاد شده‌ی سازگار با طیف پاسخ ASCE ۷ و مقیاس شده به $g/۰٫۴$.



شکل ۸. طیف‌های شبه شتاب با میرایی ۵٪ برای شتاب‌نگاشت‌های ایجاد شده‌ی سازگار با طیف پاسخ ASCE ۷ و مقیاس شده به $g/۰٫۴$.

نیروی متمرکز (F_b) در سطح جداسازی است (رابطه‌های ۲۰ و ۲۱):

$$F_b = \frac{V_b}{W} W_b, \quad V_b = K_{eff} D_b \quad (20)$$

$$F_i = \frac{V_b - F_b}{R_I} \frac{W_i h_i}{\sum_n W_n h_n} \quad (21)$$

که در روابط مذکور، V_b برش پایه در تراز جداسازی، W_b جرم لرزه‌یی در تراز فونداسیون، و K_{eff} سختی مؤثر جداساز در تغییرمکان متناظر D_b است. به‌منظور ارزیابی سازه‌های جداسازی شده کوتاه (۳ طبقه) با استفاده از تحلیل بارافزون، از ۴ نوع الگوی بار جانبی استفاده شده است: ۱. الگوی بار متناسب با شکل مود اول، ۲. PSC، ۳. مثلثی، ۴. یکنواخت. همچنین به‌منظور در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر در پاسخ سازه‌های جداسازی شده با ارتفاع متوسط (۹ طبقه)، از روش تحلیل بارافزون مودال (MPA) نیز استفاده شده است. با توجه به اینکه در سازه‌های جداسازی شده اثر مدهای بالاتر به‌مراتب کمتر از سازه‌های با پای ثابت است و مشارکت مدهای ارتعاشی سوم و بالاتر در تغییرمکان هدف بام ناچیز است، برای انجام تحلیل بارافزون مودال از دو مود ارتعاشی اول سازه‌ی جداسازی شده استفاده شده است. در ادامه، نتایج تحلیل‌های بارافزون با میانگین نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی (به‌عنوان مینا) مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته است. قابل ذکر است که تغییرمکان هدف برای تحلیل‌های بارافزون برابر با میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی برای تغییرمکان در محل بام در نظر گرفته شده است. در این مطالعه، نیازهای لرزه‌یی شامل تغییرمکان پیشینه‌ی کف‌ها، تغییرمکان نسبی پیشینه‌ی طبقات و پیشینه‌ی دوران مفاصل خمیری مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای سازه‌های جداسازی شده نوع سخت (H)، متوسط (N) و نرم (S)، نتایج به صورت مجزا ارائه شده‌اند.

۸. نتایج

شکل ۸، تغییرمکان پیشینه‌ی کف‌ها را برای سازه‌های جداسازی شده ۳ طبقه نشان می‌دهد. با توجه به شکل مذکور، توزیع بارهای مود ۱، PSC و یکنواخت، تطابق خوبی را با میانگین نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی (NLRHA) نشان می‌دهند. فقط توزیع بار مثلثی استثناء است، که برای حالت‌های جداسازی مختلف و شدت‌های لرزه‌یی مختلف تخمین‌های کمتری را نسبت به توزیع بارهای دیگر و نتایج NLRHA ارائه می‌دهد.

همچنین مشاهده می‌شود که توزیع بار یکنواخت نتایج تقریباً مشابهی را با نتایج NLRHA ارائه می‌دهد، به طوری که با افزایش شدت لرزه‌یی برای تمام حالت‌های جداسازی از تخمین کم به تخمین بیشتر گرایش پیدا می‌کند. توزیع بار مود ۱ برای حالت جداساز نوع نرم (S) نسبت به حالت‌های جداسازی نوع سخت (H) و متوسط (S) بهتر عمل می‌کند. علت این امر این است که با افزایش دوره‌ی تناوب جداساز، توزیع مود ۱ به توزیع یکنواخت نزدیک‌تر می‌شود و تخمین بهتری را ارائه می‌دهد. شکل ۹، تغییرمکان پیشینه‌ی کف‌ها را برای سازه‌های جداسازی شده ۹ طبقه نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، توزیع بار مود ۱ در تمامی حالت‌ها تطابق خیلی بهتری را نسبت به میانگین نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد. توزیع بار یکنواخت در تخمین تغییرمکان جانبی طبقات به‌خوبی عمل می‌کند، به طوری که برای سازه‌های جداسازی شده سخت (H) و متوسط (N)، گرایش به تخمین نسبتاً زیاد و برای سازه‌های جداسازی شده نرم (S) در

شدت‌های لرزه‌یی مختلف، تطابق خیلی بهتری را نشان می‌دهد. توزیع بار PSC و همچنین توزیع بار مثلثی در تمامی حالت‌ها همواره تخمین دست‌پایین دارد و از این نظر برای تخمین تغییرمکان جانبی پیشینه‌ی طبقات مناسب نیست.

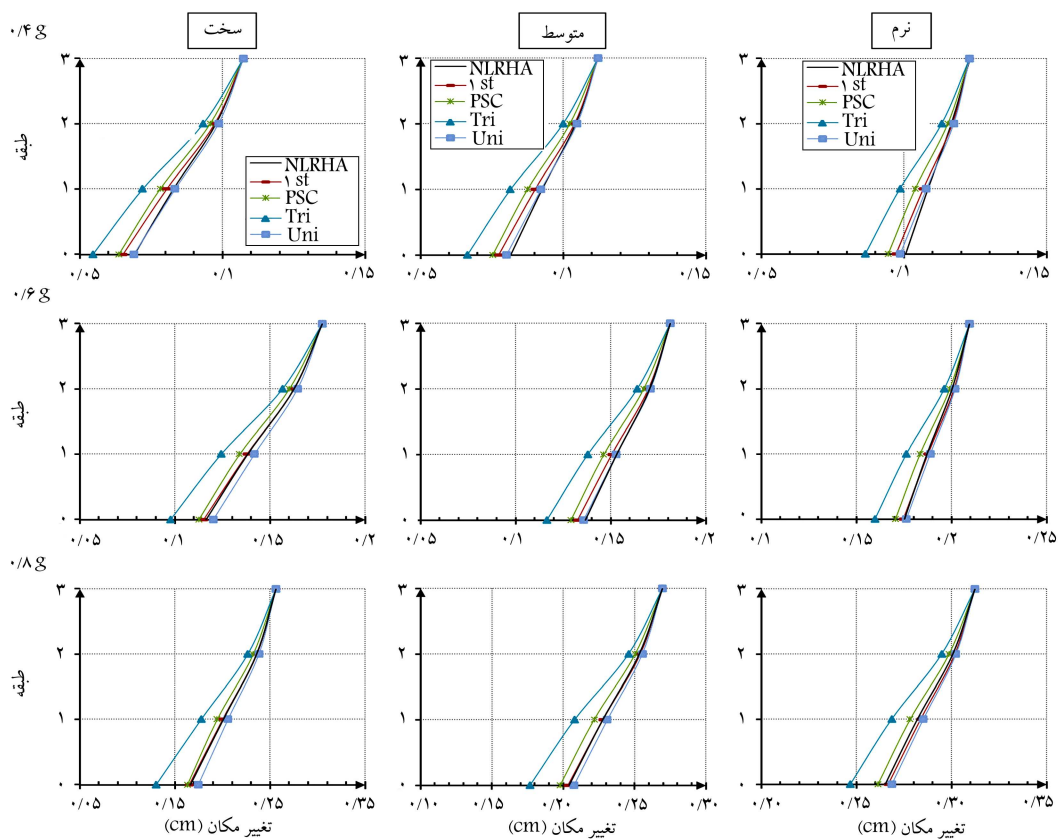
با توجه به اینکه در تحلیل بارافزون MPA، تغییرمکان هدف از میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی به‌دست می‌آید، بدیهی است که این روش در بیشتر حالت‌ها تخمین محافظه‌کارانه‌ی را ارائه می‌دهد. قابل توجه است در مواردی که تغییرمکان هدف به‌دست‌آمده از این روش تقریباً با تغییرمکان هدف به‌دست‌آمده از میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی یکسان باشد، نتایج این روش با نتایج تحلیل بارافزون مود ۱ مطابقت می‌کند، که این امر به این علت است که پیشینه‌ی تغییرمکان طبقات توسط مود ۱ کنترل می‌شود.

شکل‌های ۱۰ و ۱۱، مقادیر تغییرمکان نسبی پیشینه‌ی بین طبقه‌یی را که از میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی و تحلیل‌های بارافزون به‌دست‌آمده‌اند، به ترتیب برای سازه‌های جداسازی شده سخت (H)، متوسط (N)، و نرم (S) نشان می‌دهند. تغییرمکان‌های نسبی برحسب درصدی از ارتفاع طبقه نشان داده شده‌اند. مطابق شکل ۱۰ برای سازه‌های جداسازی شده ۳ طبقه، توزیع الگوی مود ۱، PSC، و یکنواخت برای تمامی حالت‌های جداسازی شده و برای شدت‌های لرزه‌یی مختلف، تخمین کمتری را نسبت به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهند. نکته‌ی جالب توجه اینکه توزیع بار یکنواخت تغییرمکان نسبی پیشینه‌ی بین طبقه‌یی را برخلاف تغییرمکان پیشینه‌ی طبقات، همواره نتایج بسیار دست‌پایینی تخمین می‌زند.

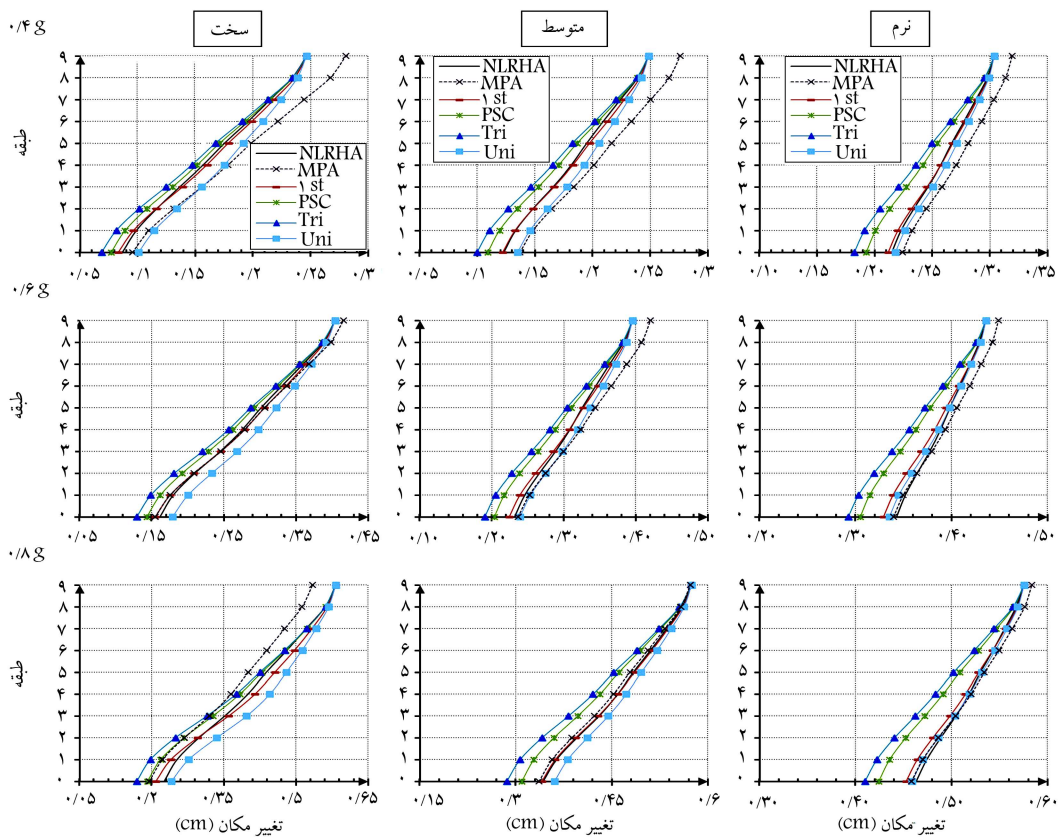
برای حالت جداسازی شده سخت (H)، توزیع بار مثلثی برای شدت‌های لرزه‌یی مختلف تخمین محافظه‌کارانه‌ی دارد، به طوری که با افزایش شدت لرزه‌یی محافظه‌کارانه‌تر می‌شود. برای حالت‌های جداسازی شده متوسط (N) و نرم (S) نتایج توزیع بار مثلثی تا حدودی تطابق خوبی را با نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد، ولی با این حال با افزایش شدت لرزه‌یی به‌خصوص برای شدت لرزه‌یی ۰٫۸g، نتایج محافظه‌کارانه است.

شکل ۱۱، تغییرمکان‌های نسبی پیشینه‌ی بین طبقه‌یی را برای سازه‌های جداسازی شده ۹ طبقه نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که روش‌های بارافزون ساده‌شده، در تمامی حالت‌ها خطای بیشتری در طبقات بالایی نسبت به طبقات پایینی دارند. این خطاها با افزایش دوره‌ی تناوب اصلی و میرایی سازه‌های جداسازی شده با استفاده از جداسازهای متوسط و نرم در مقایسه با جداسازهای سخت بیشتر می‌شود. از بین توزیع بارهای دیگر، توزیع مود ۱ و یکنواخت به‌مراتب خطای بیشتری را به‌ویژه در طبقات میانی و بالا ارائه می‌دهند، که این امر برای سازه‌های با ارتفاع متوسط مورد انتظار است. در مورد سازه‌های جداسازی شده با اثرات غیرخطی و میرایی قابل توجه جداساز، تأثیر مدهای بالاتر افزایش می‌یابد و به همین خاطر این توزیع بارها به‌همراه توزیع بار PSC و مثلثی در تخمین تغییرمکان نسبی پیشینه در طبقات بالاتر دچار مشکل می‌شوند.

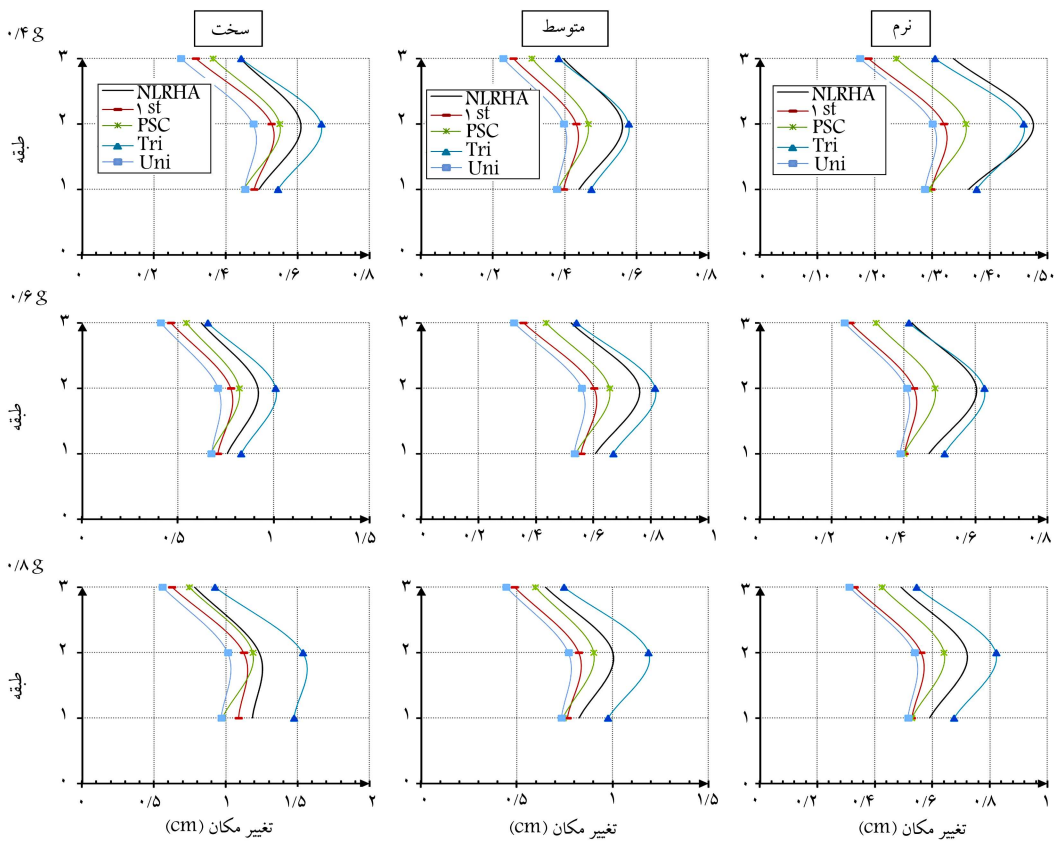
همان‌طور که در شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود، روش MPA برای حالت جداسازی شده سخت (H) تطابق خیلی بهتری را با نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد، که علت آن در نظر گرفتن اثرات مدهای بالاتر در این روش است. می‌توان استنباط کرد که برای سازه‌های جداسازی شده با میرایی کمتر (جداسازهای نوع سخت) روش MPA تخمین واقع‌گرایانه‌ی را در تخمین تغییرمکان نسبی طبقات ارائه دهد. برای سازه‌های جداسازی شده با جداسازهای متوسط (N) و نرم (S)، مشاهده می‌شود که روش MPA در تخمین این نیازها ناکام می‌ماند. البته شاید بتوان گفت که یک علت تخمین دست‌پایین این روش در حالت جداسازهای



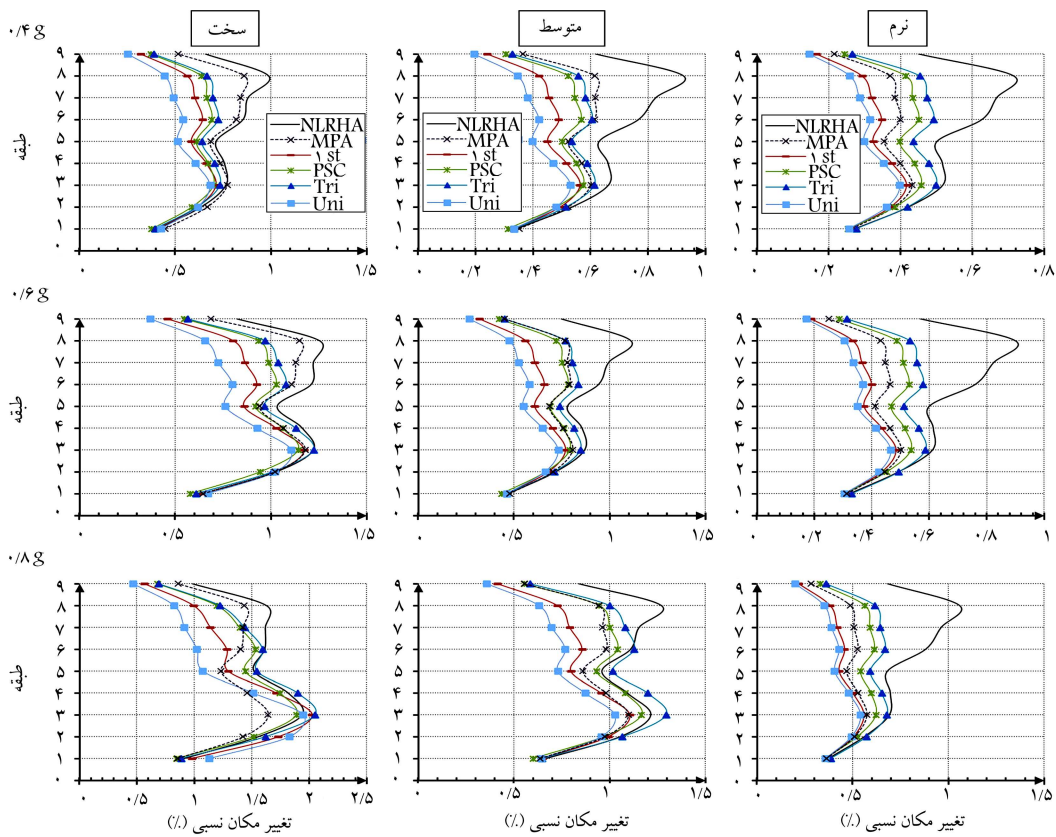
شکل ۸. تغییر مکان بیشینه‌ی کف سازه‌های جداسازی شده‌ی ۳ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلفی مختلف.



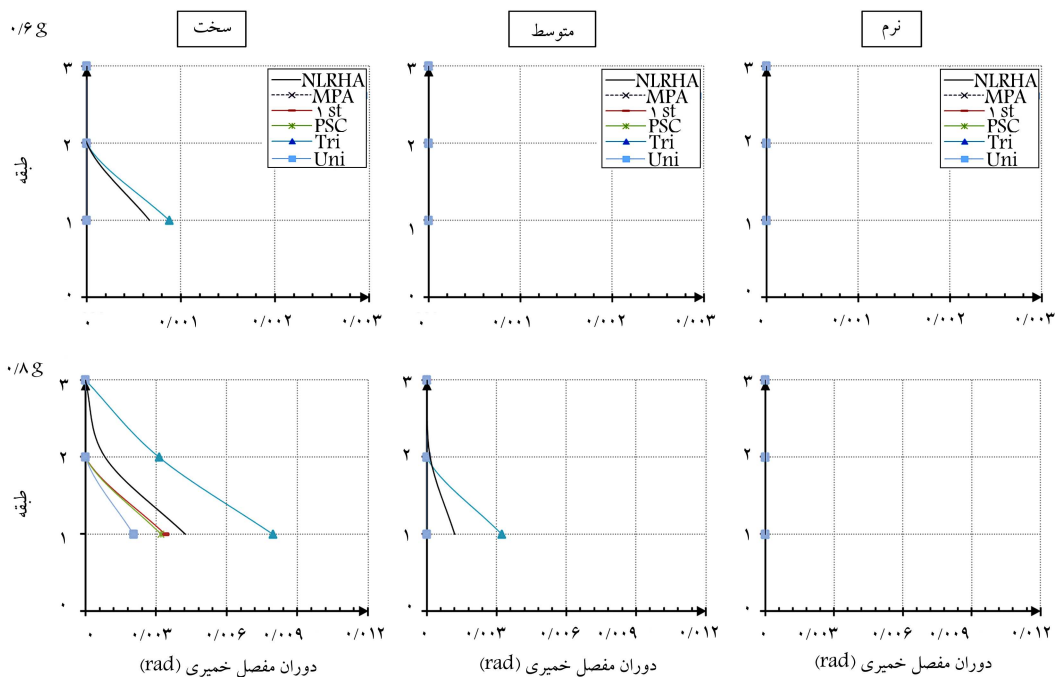
شکل ۹. تغییر مکان بیشینه‌ی کف سازه‌های جداسازی شده‌ی ۹ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلفی مختلف.



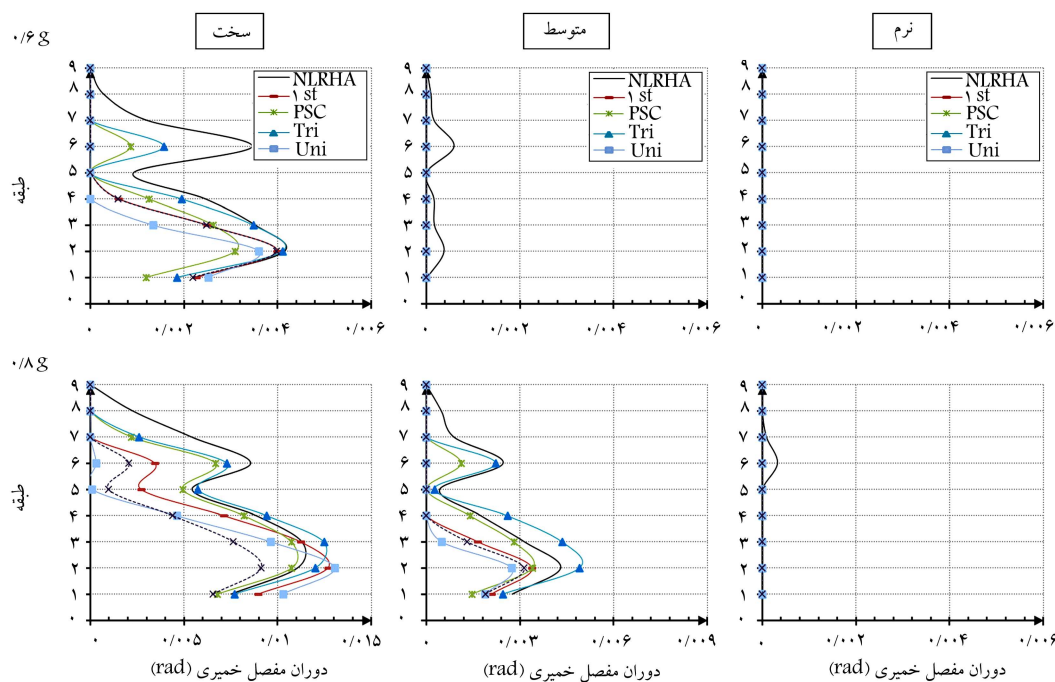
شکل ۱۰. تغییر مکان نسبی پیشینه‌ی بین طبقه‌ی در سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۳ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلف.



شکل ۱۱. تغییر مکان نسبی پیشینه‌ی بین طبقه‌ی در سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۹ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلف.



شکل ۱۲. بیشینه‌ی دوران مفصل خمیری سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۳ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلف.



شکل ۱۳. بیشینه‌ی دوران مفصل خمیری سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۹ طبقه برای شدت‌های لرزه‌ی مختلف.

که در این مطالعه نیز برای سازه‌های جداسازی‌شده‌ی نرم و متوسط، خطای زیادی به‌دست آمده است.

شکل‌های ۱۲ و ۱۳، مقادیر دوران خمیری مفصل را برای تیرهای داخلی دهانه‌ی دوم از سمت راست در تراز طبقات، که از تحلیل‌های بارافزون و همچنین میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی برای سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۳ و ۹ طبقه به‌دست آمده‌اند، نشان می‌دهد. این تذکر لازم است که نتایج فقط برای

متوسط (N) و نرم (S)، وارد شدن تقریب زیاد در تعیین شکل‌های مودی است. برای سازه‌های با پای ثابت با توجه به اینکه میرایی ناچیز است (حدود ۵٪)، شکل‌های مودی را می‌توان براساس فرض ارتعاش آزاد به‌دست آورد. اما برای سازه‌های جداسازی‌شده با میرایی قابل توجه جداساز، تعیین شکل مودی براساس این فرض خطای زیادی در محاسبات وارد می‌کند. در تحلیل طیف پاسخ در ساختمان‌های جداسازی‌شده با میرایی بیش از ۲۰٪ در بررسی‌های پیشین^[۲] خطای بیشتری گزارش شده است،

شدت‌های لرزه‌ی g ۰/۶ و g ۰/۸ ارائه شده است. برای شدت لرزه‌ی g ۰/۴ در هیچ‌یک از سازه‌ها مفصلی تشکیل نشده است. با توجه به شکل ۱۲، برای سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۳ طبقه در حالتی که روسازه وارد مرحله‌ی غیرخطی شود، توزیع بار مثلی تقریباً در تمامی حالت‌ها تخمین محافظه‌کارانه‌ی بار ارائه می‌دهد. برای حالتی که روسازه خسارت قابل توجهی را متحمل شده باشد (جداساز نوع سخت (H) و شدت g ۰/۸)، توزیع بارهای PSC و مود ۱ تخمین مناسبی از دوران خمیری مفاصل را ارائه می‌دهند. برای این حالت توزیع یکنواخت تخمین دست‌پائینی را ارائه می‌کند. برای سازه‌ی جداسازی‌شده‌ی نوع متوسط (N) و شدت g ۰/۸، توزیع بار PSC به همراه توزیع بارهای مود ۱ و یکنواخت تخمین کمتری را ارائه می‌دهد.

مطابق شکل ۱۳، برای سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۹ طبقه، برای حالتی که روسازه وارد مرحله‌ی غیرخطی شده باشد، توزیع بار مثلی تخمین بهتری را برای دوران‌های خمیری ارائه می‌دهد. در این حالت، توزیع مثلی دوران‌ها را در طبقات پایین، دست‌بالا و در طبقات بالا، دست‌پائین تخمین می‌زند. توزیع بار PSC نیز برای حالت‌های جداسازی‌شده‌ی سخت و متوسط و برای شدت g ۰/۸ تخمین نسبتاً خوبی را ارائه می‌دهد و برای حالت جداسازی‌شده‌ی سخت و شدت g ۰/۶، تمایل به تخمین دست‌پائین دارد. تمایل به تخمین کمتر این توزیع بار در تمامی حالت‌ها برای طبقه‌ی اول مشهود است. توزیع بار مود ۱ و یکنواخت برای حالت جداسازی‌شده‌ی سخت و شدت g ۰/۶ و همچنین برای حالت جداسازی‌شده‌ی متوسط و شدت g ۰/۸ تمایل به تخمین دست‌پائین دارد، به طوری که در طبقات بالا این خطا بیشتر می‌شود. این توزیع بارها برای حالت جداسازی‌شده‌ی سخت و برای شدت g ۰/۸ تخمین مناسبی را در طبقات پایین مهیا می‌سازد، ولی در نیمه‌ی بالایی سازه تخمین دست‌پائینی را ارائه می‌دهند. روش MPA نیز برای حالت‌هایی که روسازه وارد مرحله‌ی غیرخطی شده باشد، تخمین دست‌پائینی را ارائه می‌دهد. خاطرنشان می‌شود که مقدار دوران‌های خمیری حاصل از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای حالت‌های جداسازی‌شده‌ی متوسط و به‌ویژه نرم اندک و یا صفر هستند.

۹. نتیجه‌گیری

به‌منظور بررسی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های مجهز به سیستم جداسازی لرزه‌ی، روش‌های تحلیل غیرخطی نیاز است. با توجه به پیچیدگی‌های روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، امروزه روش تحلیل استاتیکی غیرخطی موسوم به تحلیل بارافزون، به‌عنوان یک ابزار کاربردی مناسب در مهندسی زلزله توسعه‌ی فراوانی پیدا کرده است و می‌تواند اطلاعات مفیدی از رفتار غیرخطی سازه ارائه کند، که با روش‌های استاتیکی خطی قابل دست‌یابی نیستند. بدیهی است که تحلیل بارافزون در مقایسه با تحلیل دینامیکی غیرخطی، کمبودها و محدودیت‌های عمده‌ی دارد و هرگز نمی‌تواند به‌منزله‌ی یک ابزار دقیق برای تحلیل و ارزیابی سازه‌ی جانشین شود. با توجه به اینکه تاکنون پژوهش‌های محدودی در ارزیابی لرزه‌ی سازه‌های جداسازی‌شده با به‌کارگیری تحلیل‌های بارافزون صورت گرفته است، در این مطالعه سعی شده است که بر این هدف جامه‌ی عمل بپوشانیم. بدین منظور ۲ سازه‌ی قاب خمشی متوسط با پای ثابت با ارتفاع کم و متوسط (۳ و ۹ طبقه) در نظر گرفته شده و مطابق آیین‌نامه‌ی لرزه‌ی ASCE 7-05 و آیین‌نامه‌ی طراحی AISC 341-05 طراحی شده‌اند. برای هر سازه، ۳ نوع مختلف جداساز با سختی‌های مختلف در نظر گرفته شده و هر یک برای ۳ سطح حفاظتی مختلف طراحی شده‌اند. سپس مفهوم جداسازی پایه، با قرارگیری جداسازها در پای هر ستون برآورده شده است. سپس، سازه‌های جداسازی‌شده تحت تحلیل‌های

- استفاده از سیستم جداسازی پایه در ساختمان باعث کاهش نیازهای لرزه‌ی نسبت به ساختمان‌های با پای ثابت می‌شود. همچنین تغییر سیستم جداسازی از نوع سخت به نوع متوسط و نرم (افزایش میرایی و دوره‌ی تناوب) باعث کاهش نیازهای لرزه‌ی می‌شود.
- برای سازه‌های با ارتفاع کوتاه و متوسط (۳ و ۹ طبقه)، توزیع بارهای یکنواخت و مود یک در تخمین نیاز تغییرمکان، بهتر از توزیع بارهای مثلی و PSC عمل می‌کنند و تطابق خیلی خوبی را با نتایج تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی نشان می‌دهند. توزیع بار مثلی در تعیین تغییرمکان بیشینه‌ی طبقات مناسب نیست و همواره تخمین دست‌پائینی را ارائه می‌دهد.
- برای سازه‌های جداسازی‌شده‌ی ۳ طبقه، توزیع مثلی برای حالت‌هایی که روسازه در محدوده‌ی کشسان خود باقی می‌ماند، تخمین مناسبی از تغییرمکان نسبی بیشینه‌ی بین طبقه‌ی ارائه می‌دهد، با این حال با افزایش شدت لرزه‌ی نتایج قدری محافظه‌کارانه‌تر می‌شود.
- برای سازه‌های با ارتفاع کوتاه (۳ طبقه)، توزیع بارهای یکنواخت و مود یک در تخمین نیاز تغییرمکان نسبی همواره تخمین دست‌پائینی را ارائه می‌دهند. در حالی که توزیع بار PSC برای حالت‌هایی که روسازه در محدوده‌ی کشسان باقی می‌ماند، تخمین دست‌پائین و برای حالت‌هایی که روسازه وارد مرحله‌ی غیرکشسان می‌شود، تخمین نسبتاً مناسبی را ارائه می‌دهد.
- الگوی خسارت به‌دست‌آمده از توزیع بار مثلی برای سازه‌های جداسازی‌شده با ارتفاع کوتاه (۳ طبقه) در بیشتر حالت‌ها محافظه‌کارانه است، در حالی که برای سازه‌های جداسازی‌شده با ارتفاع متوسط (۹ طبقه) تخمین مناسبی دارد.
- تمامی الگوهای بار استفاده‌شده در تحلیل بارافزون نمی‌توانند اثر مودهای بالاتر را در تعیین تغییرمکان نسبی بیشینه‌ی بین طبقه‌ی برای سازه‌های جداسازی‌شده با ارتفاع متوسط (۹ طبقه) لحاظ کنند و طبقات بالایی خطای بیشتری نسبت به طبقات پائینی دارند. این خطاها با افزایش دوره‌ی تناوب اصلی و میرایی سازه (سازه‌های جداسازی‌شده با استفاده از جداسازهای متوسط و نرم) بیشتر می‌شود.
- روش MPA برای سازه با جداساز سخت (H) به‌علت در نظر گرفتن اثرات مودهای بالاتر، تطابق بهتری را با نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی نشان می‌دهد، اما در محاسبه‌ی نیاز تغییرمکان نسبی در سازه‌های جداسازی‌شده با استفاده از جداسازهای متوسط (N) و نرم (S) ناکام می‌ماند.

منابع (References)

1. Kelly, J.M. "The implementation of base isolation in the United States", Earthquake Engineering, 10th World Conference, Balkema, Rotterdam, ISBN 9054100605 (1994).
2. Cheng, F.Y., Jiang, H. and Lou, K., *Smart Structures: Innovative Systems for Seismic Response Control*, CRC Press, Taylor and Francis Group (2008).
3. Shakeri, K. "A story shear-based adaptive pushover procedure for estimating seismic demands of buildings", PHD thesis, Iran University of Science and Technology (1387).
4. Krawinkler, H. and Seneviratna, G.D.P.K. "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation", *Eng. Struct.*, **20**(4-6), pp. 452-462 (1998).
5. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings", PEER Report. Berkeley: Pacific Earthquake Engineering Center, University of California (2001/03).
6. Chopra, A.K., Goel, R.K. and Chintanapakdee, C. "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands", *Earthquake Spectra*, **20**(3), pp. 757-771 (2004).
7. Jianmeng, M., Changhai, Z. and Lili, X. "An improved modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands of structures", *Earthq. Eng. & Eng. Vib.*, **7**(1), pp. 25-31 (2008).
8. Poursha, M., Khoshnoudain, F. and Moghadam, A.S. "A consecutive modal pushover procedure for estimating the seismic demands of tall buildings", *Engng. Struct.*, **31**(2), pp. 591-599 (2009).
9. Jan, T.S., Liu, M.W. and Kao, Y.C. "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demand of high-rise buildings", *Engng. Struct.*, **26**(1), pp. 117-128 (2004).
10. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
11. Goel, R.K. and Chopra, A.K. "Evaluation of modal and FEMA pushover analysis: SAC buildings", *Earthquake Spectra*, **20**(1), pp. 225-224 (2004).
12. Doudoumis, N.I., Kotanidis, C. and Doudoumis, I.N. "A comparative study on static push-over and time-history analysis methods in base isolated buildings", *Proceedings of the First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology (1st ECEES)*, Geneva, Switzerland, Paper No. 420 (2006).
13. Providakis, C.P. "Pushover analysis of base isolated steel-concrete composite structures under near-fault excitations", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **28**(4), pp. 293-304 (2008).
14. Kilar, V. and Koren, D., *Simplified Inelastic Seismic Analysis of Base-Isolated Structures Using the N2 Method*, Earthquake Engineering and Structural Dynamic, Published online in Wiley InterScience (2009).
15. Fajfar, P. "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", *Earthquake Spectra*, **16**(3), pp. 573-592 (2000).
16. American Society of Civil Engineers (ASCE), *Seismic Design Requirements for Seismically Isolated Structures*, Section 17 in ASCE 7-05: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, Reston, VA (2005).
17. AISC, *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, Chicago, IL (2005).
18. Chatzidaki, F. "Optimum design of base isolated RC structures", M.Sc. Thesis, National Technical University of Athens (2011).
19. Naumoski, N.D. "Program SYNTH: Generation of artificial accelerograms compatible with target spectrum" (1998).
20. <http://peer.berkeley.edu>
21. CSI. SAP, *Linear and Nonlinear Static and Dynamic Analysis and Design of Three-Dimensional Structures*, Computer and Structures, Inc.: Berkeley, CA (2008).
22. Building Seismic Safety Council (BSSC), "Pre-standard commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA-356, Washington (DC): Federal Emergency Management Agency (2000).
23. Structural Engineers Association of Northern California (SEAONC), Tentative Seismic Isolation Design Requirements. San Francisco, CA (1986).
24. Theodossiou, D. and Constantinou, M.C. "Evaluation of SEAOC design requirements for sliding isolated structures, NCEER-91-0015", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY (1991).
25. Winters, C.W. and Constantinou, M.C. "Evaluation of static and response spectrum analysis procedures of SEAOC/UBC for seismic isolated structures, NCEER-93-0004", National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY (1993).

پیوست

شده‌اند. در جدول‌های مذکور برای مثال، $B30 \times 20 \times 2 \times 0.8$ بیانگر تیر با ارتفاع کلی 30 cm، طول بال 20 cm، ضخامت بال 2 cm و ضخامت جان 0.8 cm است و $BOX 25 \times 25 \times 2$ بیانگر قوطی با طول و عرض برابر 25 cm و ضخامت 2 cm است.

الف) مشخصات مقاطع سازه‌های با تکیه‌گاه گیردار در جدول‌های ۱ و ۲ الف، مشخصات مقاطع تیرها و ستون‌های سازه‌های طراحی‌شده در این نوشتار ارائه شده است. ستون‌ها از نوع قوطی و تیرها از نوع تیر ورق انتخاب

جدول ۱ الف) سازه‌ی ۳ طبقه.

تیرها	ستون‌های کناری	ستون‌های داخلی	طبقه
$B 30 \times 20 \times 2 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 1,5$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	۲-۱
$B 30 \times 20 \times 1,5 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 1,5$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	۳

جدول ۲ الف) سازه‌ی ۹ طبقه.

تیرها	ستون‌های کناری	ستون‌های داخلی	طبقه
$B 35 \times 22,5 \times 2 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	$BOX 35 \times 35 \times 2,5$	۲-۱
$B 35 \times 22,5 \times 2 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	$BOX 30 \times 30 \times 2$	۴-۳
$B 35 \times 22,5 \times 2 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 1,5$	$BOX 30 \times 30 \times 2$	۵
$B 30 \times 20 \times 2 \times 0,8$	$BOX 25 \times 25 \times 1,5$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	۶
$B 30 \times 20 \times 2 \times 0,8$	$BOX 20 \times 20 \times 1,5$	$BOX 25 \times 25 \times 2$	۷
$B 30 \times 20 \times 1,5 \times 0,8$	$BOX 20 \times 20 \times 1,5$	$BOX 20 \times 20 \times 2$	۹-۸