



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

ISSN ۲۹۸۰-۷۷۸۶

زمان چاپ: ۱۴۰۲/۰۶/۲۰

شماره مجوز مجله: ۸۰۴۰۰

بهبود دقت مدل‌های احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای و فروریزش سازه‌ها از طریق بهینه سازی شاخص شدت بکار رفته در مدل

سامان قلاوندی^۱، مهدی مهدوی عادل^۲

۱- کارشناس ارشد سازه، گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

Samanghalavandi ۱۴۰۲@gmail.com

چکیده

در رویکرد جدید طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد، لازم است که حالت حدی هر سطح عملکرد در قالب دو متغیر تقاضا و ظرفیت مورد ارزیابی قرار گیرد که در این میان تخمین تقاضای لرزه‌ای با توجه به عدم قطعیت‌های بسیار زیادی که در واقعه زلزله و پاسخ سازه به آن وجود دارد امری بسیار دشوار و چالش برانگیز است. این تخمین توسط تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای صورت می‌پذیرد که در آن یک هسته مرکزی تحت عنوان مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بکار می‌رود که وظیفه آن برقراری رابطه بین پدیده زلزله (در قالب پارامتر شاخص شدت) و پاسخ لرزه‌ای سازه (در قالب پارامتر تقاضای لرزه‌ای) است. بدیهی است که هرچه دقت این مدل بیشتر باشد، در نهایت تقاضای لرزه‌ای تخمین زده شده هم از دقت بالاتری برخوردار خواهد بود که این موضوع محور اصلی مقاله حاضر را تشکیل می‌دهد و در آن بهبود دقت مدل‌های احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای سازه‌ها از طریق بهینه سازی شاخص شدت بکار رفته در مدل مورد بررسی قرار خواهد گرفت. در این تحقیق برای پنج سازه هدف که قابهای خمشی فولادی ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه از طریق تحلیل دینامیکی افزایشده سازه‌ها تحت اثر ۸۰ عدد شتابنگاشت شاخص شدتی که سبب کمترین خطا در مدل خواهد شد، جستجو گردید. بر اساس نتایج بدست در این تحقیق و بطور کلی و با در نظر گرفتن تمام جوانب، می‌توان ادعا کرد که معرفی یک شتاب طیفی در یک زمان تناوب مشخص به عنوان بهترین شاخص شدت که در تمام قابها با تعداد طبقات مختلف، یک تخمین‌زننده قابل اطمینان و دقیق از تقاضای لرزه‌ای محسوب شود، عملاً غیر ممکن است. از دیدگاه سازه‌ای علت این امر را می‌توان بدین صورت تعریف کرد که بخاطر اثرات موده‌های مختلف و نیز رفتار غیر خطی سازه، شتاب طیفی در هیچ زمان تناوبی به تنهایی نمی‌تواند پاسخ سازه را بصورت قابل اطمینانی پیش‌بینی کند. در مورد سازه‌های سخت، که مود اول در رفتار آنها حاکم مطلق است و تا قبل از رسیدن به نقطه جاری شدن رفتاری خطی دارند (به عبارت دیگر دو عامل ذکر شده اثر چندانی ندارند) شتاب طیفی مود اول بهترین تخمین‌زننده تقاضای لرزه‌ای است. اما با افزایش تعداد طبقات، رفتار سازه انعطاف‌پذیرتر خواهد شد و از قدرت حاکمیت مود اول کاسته می‌شود.

کلمات کلیدی: مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای، شاخص شدت، شتاب طیفی، بهینه سازی، انحراف معیار مدل

۱- مقدمه

در روش نوین طراحی بر اساس عملکرد، تخمین تقاضای لرزه‌ای از اجزای مهم توصیف عملکرد سازه محسوب می‌گردد. بزرگترین چالش در این تخمین، تصادفها و عدم قطعیت‌های فراوانی است که در پدیده زلزله و پاسخ لرزه‌ای سازه وجود دارد. به دلیل همین مسأله، استفاده از یک چارچوب احتمالاتی در این تخمین الزامی است. به این روش تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای (Probabilistic Seismic Demand Analysis) یا PSDA بصورت خلاصه اطلاق می‌گردد. در واقع PSDA رهیافتی جهت محاسبه احتمال وقوع سالیانه تجاوز پارامتر تقاضای لرزه‌ای یک سازه در یک ساختمان مشخص از مقداری مشخص می‌باشد (فردی و همکاران، ۲۰۱۷). مبنای اصلی در این روش جهت تخمین تقاضای لرزه‌ای یک سازه در ساختمانی مشخص بدین صورت است که منحنی خطر پارامتر شاخص شدت حرکت زمین (Intensity Measure یا بطور خلاصه IM) برای ساختمان مذکور با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی آن سازه تحت مجموعه‌ای از شتابنگاشت‌ها با استفاده از تئوری کلی احتمالات ترکیب می‌گردد تا نتایج مطلوب حاصل شود (بردلی، ۲۰۱۲).

برای توضیح این مطلب به زبان ریاضی، اگر پارامتر تقاضای لرزه‌ای حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات (که پارامتری بسیار مناسب جهت توصیف رفتار غیر خطی خصوصاً فروریزش کلی قابهای خمشی فولادی می‌باشد) انتخاب گردد (شن و همکاران، ۲۰۱۰) و با DR نمایش داده شود و همچنین پارامتر شاخص شدت با IM نشان داده شود، مسأله تحلیل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای یعنی احتمال وقوع سالیانه تجاوز پارامتر تقاضای لرزه‌ای (DR) از مقداری مشخص x ، یا به زبان ریاضی $P[DR > x]$ بصورت زیر قابل بیان است (براوو-هارلی و القاضولی، ۲۰۱۸):

$$P[DR > x] = \int P[DR > x | IM = y] \cdot dH_{IM}(y) \quad (1)$$

در این عبارت، $H_{IM}(y)$ به معنای احتمال وقوع سالیانه تجاوز پارامتر IM از مقدار مشخص y و یا به عبارت دیگر منحنی خطر پارامتر شاخص شدت می‌باشد که دیرفرانسیل آن در نقطه y مورد استفاده قرار گرفته است. این جزء عموماً توسط روشهای تحلیل احتمالاتی خطر لرزه‌ای که زیرمجموعه مهندسی زلزله است مورد محاسبه قرار می‌گیرد (خرمی و همکاران، ۲۰۱۷). مهمترین جزء در این رابطه، ترم $P[DR > x | IM = y]$ می‌باشد که به معنای احتمال تجاوز پارامتر تقاضای لرزه‌ای از مقدار مشخص x به شرط وقوع پارامتر شاخص شدت برابر y تفسیر می‌گردد.

برای محاسبه دقیق و قابل اعتماد این ترم، توجه به رفتار و عملکرد متفاوت سازه در هر سطحی از شاخص شدت الزامی است، زیرا در برخی از سطوح شاخص شدت سازه دچار فروریزش کلی می‌گردد. به عبارت دیگر باید توجه داشت که در برخی از سطوح شاخص شدت، یعنی سطوح بالا، سازه دچار فروریزش می‌گردد اما در سطوح پایین شاخص شدت لرزه‌ای قطعاً این اتفاق نخواهد افتاد. بنابراین توجه به این دو نوع عملکرد رفتاری سازه متفاوت در محاسبه ترم مذکور و احتمال وقوع الزامی است و باید ترم $P[DR > x | IM = y]$ را بدین صورت محاسبه نمود (گالاسو و همکاران، ۲۰۱۵):

$$P[DR > x | IM = y] = (1 - P_{C|IM}) \cdot P_{NC|IM}(DR > x | IM = y) + P_{C|IM} \quad (2)$$

همانگونه که مشخص است، در این عبارت، احتمال وقوع هدف در هر سطح IM به دو احتمال وقوع مجزا و جداگانه، یعنی احتمال فروریزش ($P_{C|IM}$) و احتمال تجاوز به شرط عدم فروریزش ($P_{NC|IM}$) تقسیم می‌گردد. در چارچوب طراحی بر اساس عملکرد، عموماً احتمال تجاوز به شرط عدم فروریزش سازه با فرض یک توزیع نرمال، Φ و استفاده از مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بصورت ذیل محاسبه می‌گردد (لیگنوس و کراوینکلر، ۲۰۱۲):

$$P_{NC|IM}(DR > x | IM = y) = 1 - \Phi\left(\frac{\ln(y) - \mu}{\sigma}\right) \quad (3)$$



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

۲۹۸۰-۷۷۸۶ISSN

که در آن σ انحراف معیار و μ میانگین مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای انتخاب شده می‌باشند. نتایج تحقیقات مختلف نشان داده است که رابطه ذیل برای تحلیل تقاضای لرزه‌ای در قابهای خمشی فولادی بهترین مدل احتمالاتی است (عنوانی و یحیی آبادی، ۲۰۲۱) و در تحقیق حاضر نیز بکار گرفته شده است:

$$\ln(DR) = a \cdot \ln(IM) + b + \sigma \cdot \varepsilon \quad (4)$$

که در آن σ انحراف معیار و نشانگر خطای موجود در مدل است. احتمال فروریزش نیز با فرض یک توزیع نرمال بصورت ذیل قابل محاسبه است (لیگنوس و همکاران، ۲۰۱۳):

$$P_{CL,IM} = \Phi\left(\frac{\ln(y) - \mu_{CL}}{\sigma_{CL}}\right) \quad (5)$$

که در آن σ_{CL} انحراف معیار مدل احتمال فروریزش است. در همین مقدمه کوتاه نیز نقش بسیار مهم پارامتر شاخص شدت در تخمین تقاضای لرزه‌ای مشخص می‌گردد. یک پارامتر IM مناسب اولاً می‌تواند باعث شود که انحراف معیار مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای کاهش یابد و ثانیاً می‌تواند هرچه بیشتر مدل احتمال فروریزش را بر مدل ایده‌آل منطبق سازد. بدیهی است که از هر دو طریق، انتخاب یک IM مناسب می‌تواند سبب افزایش دقت در تخمین مقدار تقاضای لرزه‌ای گردد و در هر صورت، نقشی بسیار مهمی در تخمین تقاضای لرزه‌ای ایفا می‌کند.

با توجه به اینکه عموماً در چارچوب طراحی بر اساس عملکرد از شتابهای طیفی به عنوان شاخص شدت استفاده می‌شود، ارزیابی دقت شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف به عنوان شاخص شدت در تخمین تقاضای لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی موضوع اصلی مورد بحث در این مقاله است. به عبارت دیگر در این مقاله تلاش شده است که از بین شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف، بهترین پارامتر برای تخمین تقاضای لرزه‌ای در هر قاب انتخاب شود. انجام چنین تحقیقی با توجه به اینکه مطالعات اخیر نشان داده است، پارامتر متداول فعلی در تخمین تقاضای لرزه‌ای، یعنی شتاب طیفی در مود اول ارتعاش، در تمام قابها با تعداد طبقات و عملکردهای مختلف دقت قابل قبولی ندارد (دادپور و بنازاده، ۲۰۱۹) اجتناب‌ناپذیر است.

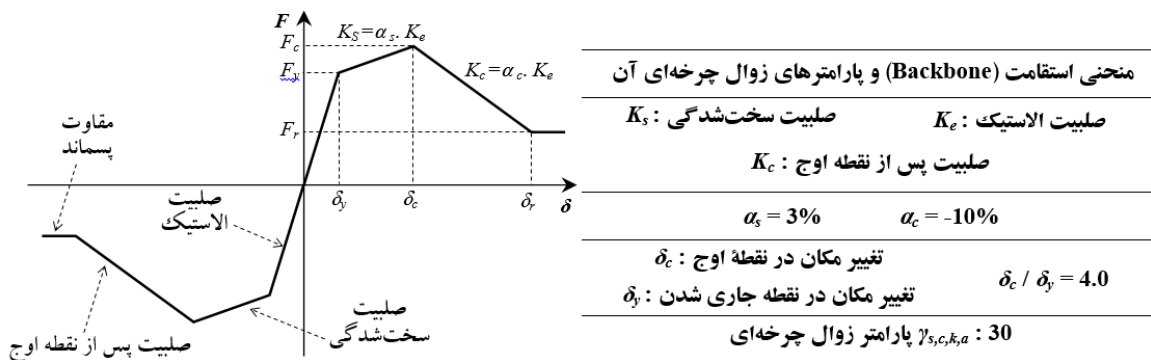
۲- تعریف مدل‌های سازه ای

یکی از مهمترین اهداف این مقاله بدست آوردن نتایجی است که قابل تعمیم برای تمام قابهای خمشی فولادی باشد. به همین منظور در این تحقیق از مفهوم قابهای عمومی برای مدل کردن سازه‌ها استفاده می‌گردد. نتایج مطالعات مختلف نشان می‌دهد که استفاده از قابهای عمومی دو بعدی یک دهانه و چند طبقه می‌تواند گزینه مناسبی برای بررسی رفتار انواع قابهای چند دهانه و با ارتفاعات مختلف باشد (پیلوسو و همکاران، ۲۰۱۹). رفتار غیرخطی در سطح اعضا با استفاده از فنرهای چرخشی (با زوال سختی و مقاومت) در انتهای تیرها و پای ستونها مدلسازی و مدل Peak-Oriented جهت نشان دادن رفتار پسماند حلقه‌ای (Hysteresis Curve) همچنین برای در نظر گرفتن زوال چرخه‌ای، مدل پیشنهادی ایبارا و همکاران مورد استفاده قرار گرفته است (ایبارا و کراوینکلر، ۲۰۱۱) (شکل شماره یک).

برخی از مهمترین مشخصات این قابهای عمومی بکار رفته به شرح زیر می‌باشد.

- ۵ قاب عمومی با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه مورد استفاده قرار گرفته که زمان تناوب مود اول این قابها برابر با یک دهم تعداد طبقات آنها، به ترتیب ۰/۳، ۰/۶، ۰/۹، ۱/۲ و ۱/۵ ثانیه و زمان تناوب مود دوم این قابها به ترتیب عبارتند از ۰/۱۰، ۰/۲۳، ۰/۳۵، ۰/۴۹ و ۰/۶۰ می‌باشد.
- قابها ۲ بعدی هستند، جرم تمام طبقات یکسان می‌باشد، ارتفاع طبقات و طول دهانه به ترتیب برابر ۱۲ فوت و ۲۴ فوت است.

- سختی نسبی چنان تعریف شده است که شکل مود اول خطی باشد و در محل اتصال پای ستون‌های طبقه اول به زمین فنر تعریف شده است تا توزیع یکنواخت ممان اینرسی در ارتفاع حاصل شود.
- رفتار غیر خطی در انتهای تیرها و پای ستون‌های طبقه اول روی می‌دهد.
- طراحی قاب‌ها به نحوی انجام شده است که تسلیم همزمان تحت الگوی بار سهموی (NEHRP, $k=2$) روی دهد.
- اثرات $P-\Delta$ در تحلیل‌ها لحاظ شده است ولی تغییرشکل‌های محوری و اندرکنش M-P-V در نظر گرفته نشده است. سایر جزئیات این مدل‌ها در مراجع مختلفی می‌توان یافت (رضوانی و همکاران، ۲۰۱۵). همچنین برای مدل کردن سازه‌ها و انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی آنها، از آخرین نسخه نرم افزار OPENSEES که نرم افزاری فوق‌العاده قدرتمند در تحلیل غیرخطی سازه‌ها می‌باشد، کمک گرفته شده است (مک کنا و همکاران، ۲۰۱۰).



شکل شماره (۱): منحنی رفتار غیرخطی چرخه‌ای تعریف شده برای سازه‌های هدف و مشخصات آن

۳- انتخاب مجموعه رکوردهای حرکت زمین

تخمین مناسب تقاضای لرزه‌ای نیازمند انتخاب شتابنگاشت‌های مناسب جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌ها می‌باشد. انتخاب این شتابنگاشت‌ها باید به گونه‌ای باشد که بر روی نتایج تأثیرگذار نباشند. در این تحقیق از ۸۰ عدد شتابنگاشت استاندارد که بر مبنای Bin Strategy انتخاب شده‌اند و بر حسب بزرگی (M_w) و فاصله (R) در چهار گروه ۲۰ تایی به شرح ذیل تقسیم‌بندی شده‌اند، استفاده شده است (بیکر و همکاران، ۲۰۱۱).

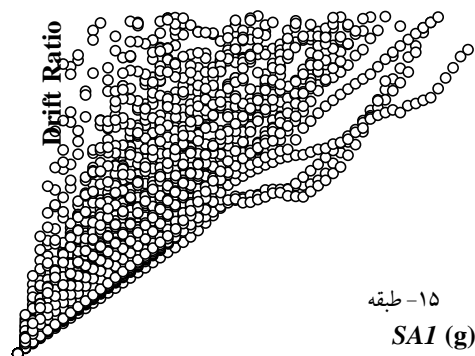
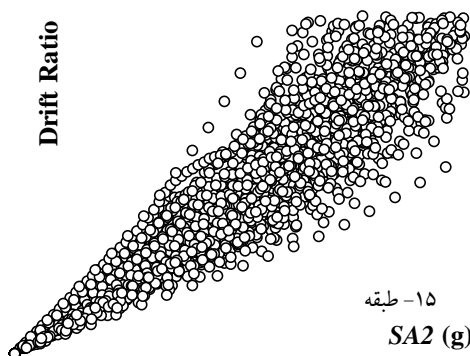
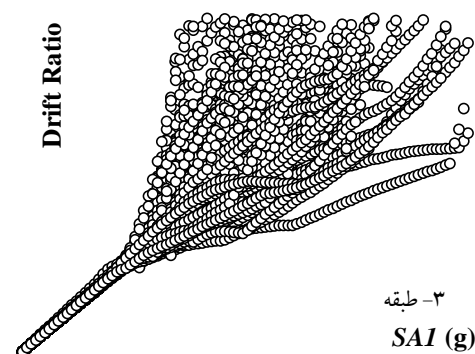
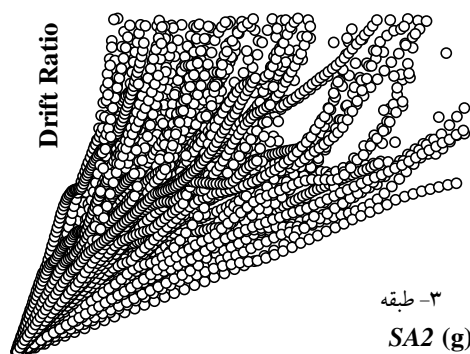
$6.5 < M_w < 7.0$	$30 \text{ Km} < R < 60 \text{ Km}$	بزرگی زیاد، فاصله طولانی (LMLR) با مشخصات بزرگی و فاصله:
$6.5 < M_w < 7.0$	$13 \text{ Km} < R < 30 \text{ Km}$	بزرگی زیاد، فاصله کوتاه (LMSR) با مشخصات بزرگی و فاصله:
$5.8 < M_w < 6.5$	$30 \text{ Km} < R < 60 \text{ Km}$	بزرگی کم، فاصله طولانی (SMLR) با مشخصات بزرگی و فاصله:
$5.8 < M_w < 6.5$	$13 \text{ Km} < R < 30 \text{ Km}$	بزرگی کم، فاصله کوتاه (SMSR) با مشخصات بزرگی و فاصله:

۳- تحلیل دینامیکی افزایشی به منظور تهیه داده‌های لازم

انحراف معیار موجود در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای رابطه (۴) و مدل احتمال فروریزش رابطه (۵)، که در واقع معیار اصلی در تعیین دقت شتابهای طیفی به عنوان شاخص شدت خواهد بود، باید با توجه به نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی تخمین زده شوند. تحلیل دینامیکی افزایشی (Incremental Dynamic Analysis) بهترین قالب برای انجام این تحلیل به شمار می‌رود (وامواتسیکوس و فراجیدیکس، ۲۰۱۰). در این تحلیل، با استفاده از یک ضریب مقیاس کننده که می‌تواند کوچکتر یا بزرگتر از یک باشد، پارامتر شاخص شدت شتابنگاشت (در اینجا شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف)، به تدریج از یک

سطح بسیار پایین، تا سطح بالایی که مورد نظر است و سبب ایجاد رفتار غیرخطی شدید در سازه می‌گردد، مقیاس می‌شود (وامواتسیکوس و کرنل، ۲۰۰۴).

در این مقاله، بمنظور ایجاد یک بانک اطلاعاتی کامل، که بتواند مبنایی جهت تخمین انحراف معیارهای مدل‌های تقاضا و مدل احتمالاتی فروریزش مورد استفاده قرار گیرد، از تحلیل دینامیکی افزاینده مدل‌های سازه‌ای، تحت اثر ۸۰ شتابنگاشت معرفی شده در بخش سه استفاده شده است. برای این منظور شتاب طیفی مود اول این هشتاد شتابنگاشت با گامی برابر با ۰.۰۵g از مقدار شتاب صفر تا مقداری شتابی که سبب فروریزش کلی در سازه می‌گردد افزایش داده می‌شود و در هر مرحله یک تحلیل دینامیکی غیر خطی تحت اثر این شتابنگاشتهای مقیاس شده انجام خواهد شد و مقدار حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقات مشاهده شده در تحلیل، یعنی DR، در بانک اطلاعاتی ثبت می‌گردد. همچنین نقاطی که در آنها فروریزش رخ داده است از نقاطی که در آنها فروریزش رخ نداده است جدا می‌گردند و در بانک‌های داده جداگانه ثبت می‌گردند. پس تولید این بانک‌های داده، باید سایر بانک‌هایی که در آنها شاخص شدت کمیتی غیر از شتاب طیفی مود اول می‌باشد، تولید گردند. با توجه به اینکه ماهیت تمام شاخص شدتهای بکار رفته در این تحقیق از جنس شتاب طیفی می‌باشد، انجام چنین کاری به سادگی و با استفاده از طیف شتاب رکوردهای انتخابی ممکن است. جهت انجام این کار، کافی است که با استفاده از طیف شتاب رکورد مورد مطالعه، مقدار پارامتر IM جدید، متناظر با مقدار شتاب طیفی مود اول محاسبه گردد و بجای آن در زوج نقاط داده بکار رود تا بدین ترتیب بانک داده مورد نظر ساخته شود. در شکل (۲) نمونه‌ای از این بانک‌های داده با شاخص شدت شتاب طیفی مود اول و دوم مشاهده می‌گردد که تفاوت پراکندگی نقاط در آنها کاملاً محسوس است.



شکل شماره (۲): داده‌های حاصل شده از تحلیل دینامیکی افزاینده بر حسب شتاب طیفی مود اول و دوم در دو قاب ۳ و ۱۵ طبقه



۴- بهینه سازی شاخص شدت در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای

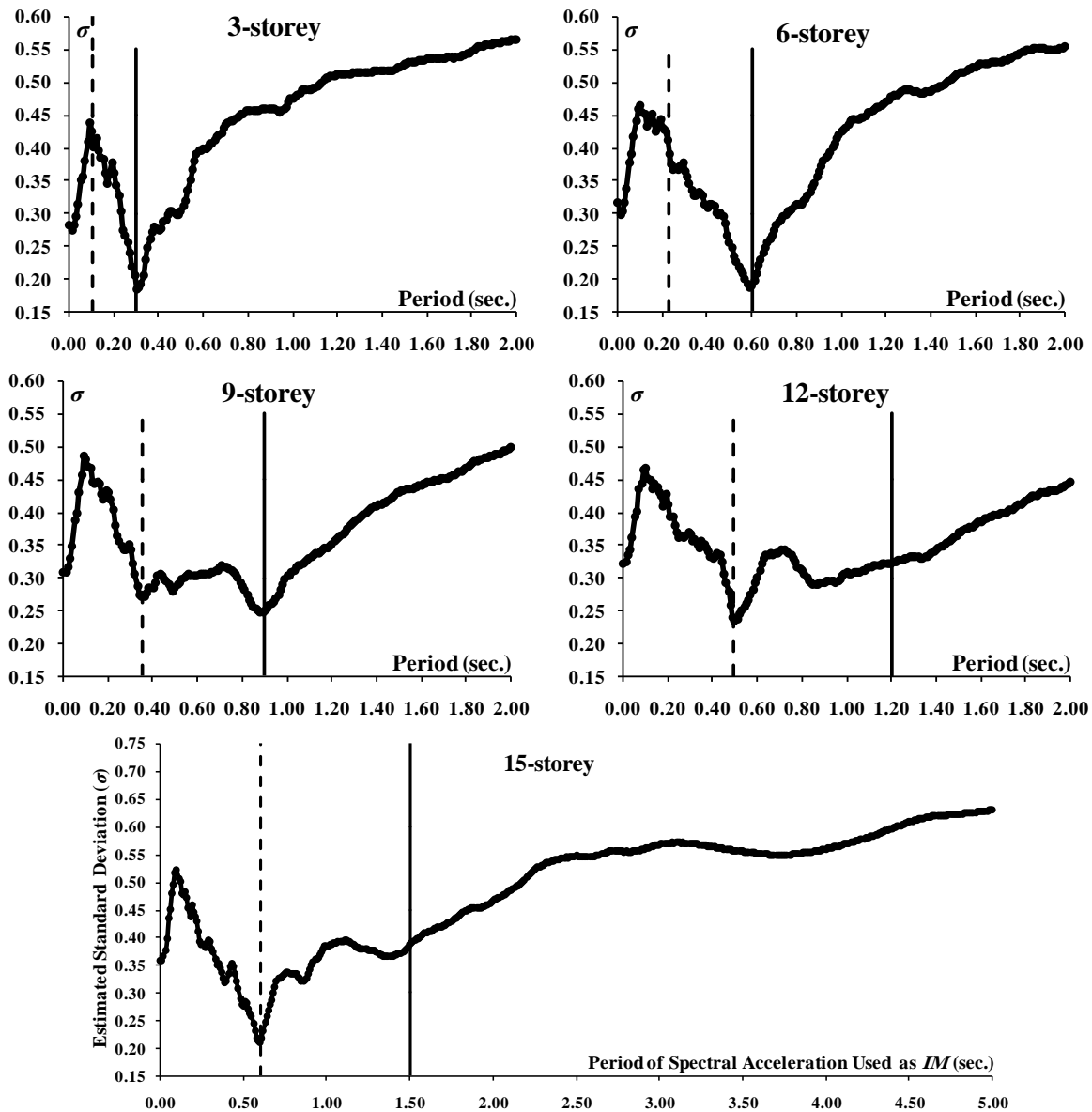
اولین گام جهت ارزیابی دقت شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف به عنوان شاخص شدت، استفاده از آنها در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای رابطه (۴) می‌باشد. به عبارت دیگر، در این بخش، شتابهای طیفی شتابنگاشتهای انتخاب شده، از زمان تناوب صفر (که همان شتاب حداکثر زمین است)، تا زمان تناوب ۵ ثانیه، در گامهای زمانی ۰/۱ ثانیه (مجموعاً ۵۰۱ شتاب طیفی) به عنوان پارامتر IM در مدل تقاضای لرزه‌ای معادله (۴) جهت تخمین تقاضا مورد استفاده قرار گرفته‌اند و در هر مورد، انحراف معیار مدل با استفاده از تحلیل رگرسیون بیزین محاسبه شده است. این انحراف معیارها که در واقع بهترین معیار جهت ارزیابی دقت شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف به عنوان شاخص شدت در تخمین تقاضای لرزه‌ای می‌باشد، به تفکیک سازه در شکل (۳) به نمایش در آمده‌اند. در این اشکال همچنین پریمود مود اول سازه با خط توپر و پریمود مود دوم آن با خط چین مشخص شده‌اند.

با توجه به بخشهای مختلف اشکال (۳)، در یک قضاوت کلی، می‌توان ادعا کرد که انحراف معیارهای حاصل شده از بکار بردن شتابهای طیفی مختلف به عنوان پارامتر IM در قابهای مختلف روند تغییرات نسبتاً مشابهی دارند. تمام نمودارها از نقطه‌ای حول و حوش ۰/۳، (که انحراف معیار استفاده از شتاب حداکثر زمین به عنوان IM است)، شروع شده و روند صعودی دارند تا به یک نقطه ماکزیمم برسند (که بصورت جالبی این نقطه ماکزیمم برای تمام قابها در زمان تناوب ۰/۱ ثانیه رخ می‌دهد). به عبارت دیگر استفاده از شتابهای طیفی ناحیه زمانهای تناوب بسیار کوتاه به عنوان پارامتر IM، در قابهای مختلف نتیجه کم و بیش یکسانی دارد. با توجه به اینکه در این ناحیه از طیف، شتاب حداکثر زمین (که مستقل از سازه می‌باشد)، بطور کامل حاکم است، چنین نتیجه‌ای منطقی بنظر می‌رسد. بعد از رسیدن به این نقطه ماکزیمم، انحراف معیارها به تدریج کاهش می‌یابند تا به مقدار حداقل خود برسند. زمان تناوب متناظر با این نقطه حداقل که بجز در قاب نه طبقه، در سایر قابها حداقل مطلق محسوب می‌گردد، در قابهای مختلف یکسان نیست. بعد از رسیدن به مقدار حداقل، انحراف معیار محاسبه شده در تمام قابها با روند تقریباً منظمی، سیر صعودی به خود می‌گیرد و افزایش می‌یابد.

حال اگر هدف پیدا کردن بهترین شتاب طیفی با توجه به کمترین مقدار انحراف معیار و نسبت دادن آن به زمانهای تناوب اصلی سازه باشد، می‌توان اذعان کرد که چنین نقطه مشترکی در تمام قابها وجود ندارد. در قاب سه و شش طبقه که سازه‌هایی کوتاه و سخت هستند، زمان تناوب متناظر با حداقل انحراف معیار، دقیقاً منطبق بر زمان تناوب مود اول این سازه‌ها می‌باشد. به عبارت دیگر، شتاب طیفی مود اول در این سازه‌ها بهترین پارامتر IM جهت تخمین تقاضای لرزه‌ای در آنها به مفهوم مطلق می‌باشد. در این سازه‌ها شتاب طیفی مود دوم در ناحیه نامناسبی از نظر دقت قرار می‌گیرد، خصوصاً در قاب سه طبقه که این پارامتر ضعیفترین تخمین زنده است. اما از سوی دیگر و در مورد قابهای ۱۲ و ۱۵ طبقه که سازه‌هایی بلند و شکل‌پذیر هستند، نتیجه دقیقاً برعکس است و شتاب طیفی مود دوم آنها کاملاً منطبق بر نقطه‌ای از طیف است که پایین‌ترین انحراف معیار و بالاترین دقت را دارا می‌باشد. درحالیکه شتاب طیفی مود اول آنها یک نقطه معمولی در ناحیه صعودی طیف محسوب می‌شود. بنابراین اگر هدف معرفی بهترین شتاب طیفی به عنوان شتاب طیفی در این قابها باشد، باید شتاب طیفی مود دوم را معرفی نمود. در این بین، قاب نه طبقه وضعیت بینابینی دارد. همانطور که اشاره شد در این قاب، نقطه حداقل اولیه، حداقل مطلق نیست و بعد از رسیدن به آن، انحراف معیار تقریباً ثابت می‌ماند تا به مقدار حداقل مطلق خود برسد که این اتفاق اندکی قبل از پریمود مود اول رخ می‌دهد. بنابراین می‌توان در مورد این قاب هم شتاب طیفی مود اول را بهترین IM معرفی کرد، اگرچه دقیقتر بودن آن در مقایسه با قابهای ۳ و ۶ طبقه، چندان محسوس نیست.

در پایان این بخش و به عنوان نتیجه نهایی می‌توان گفت که هیچکدام از شتاب طیفی در زمانهای تناوب مختلف را به تنهایی به عنوان دقیقترین پارامتر بکار رفته در مدل تقاضا برای تمام قابهای خمشی فولادی با هر ارتفاعی نمی‌توان پیشنهاد نمود. چنین

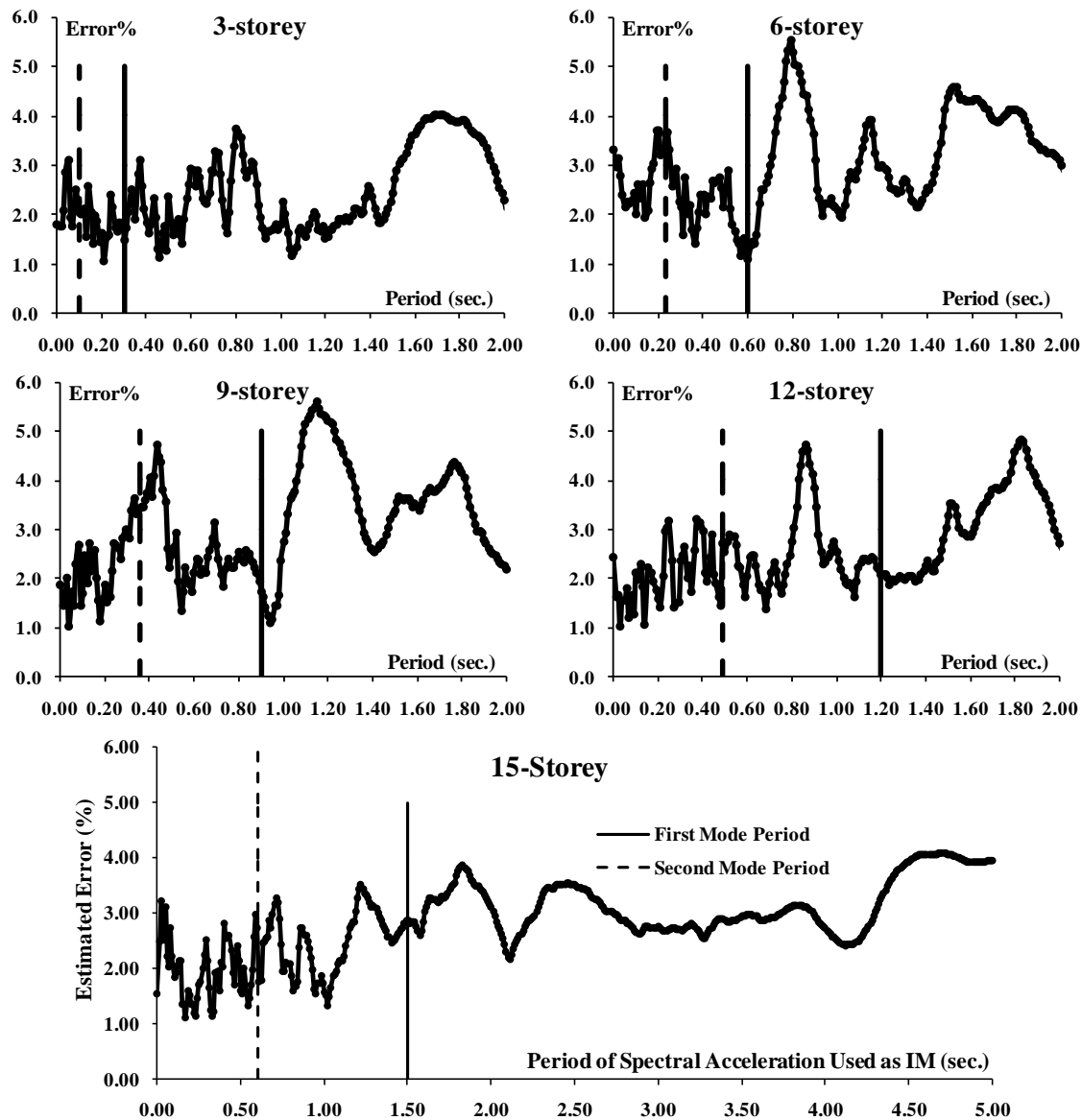
پارامتری می‌تواند بین شتاب طیفی در زمان تناوب مود اول ارتعاش در قابهای سخت و شتاب طیفی مود دوم در قابهای شکل‌پذیر متغیر باشد.



شکل شماره (۳): انحراف معیارهای حاصل از شاخص شدتهای مختلف در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای، قابهای سه تا پانزده طبقه، خط توپر نشانگر زمان تناوب مود اول ارتعاش، خط چین نشانگر مود زمان تناوب مود دوم ارتعاش

۵- بهینه سازی شاخص شدت در مدل احتمالاتی فروریزش

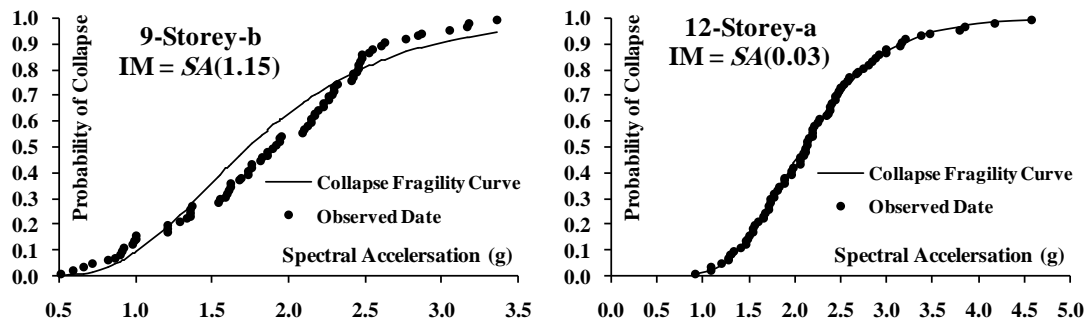
یک شتاب طیفی مشخص هنگامی می‌تواند به عنوان یک IM دقیق انتخاب گردد که بکار بردن آن، علاوه بر مدل تقاضا، در مدل احتمال فروریزش هم از دقت قابل قبولی برخوردار باشد. این بخش به بررسی چنین موضوعی در مورد ۵۰۱ شتاب طیفی تعریف شده در بخش قبل اختصاص دارد. برای این منظور، ابتدا مقدار تمام این شتابهای مذکور در ۸۰ شتابنگاشت انتخاب شده، هنگامیکه باعث فروریزش کلی در سازه شده‌اند محاسبه شده و پس از مرتب کردن به صورت صعودی، احتمال وقوع تجمعی هرکدام از آنها محاسبه گردیده است. سپس با تعریف یک مدل احتمالاتی نرمال متناظر با آنها، پارامتر خطا که می‌تواند نشانگر عدم دقت شتاب طیفی مورد نظر در تخمین احتمال فروریزش کلی سازه باشد برای تمام شتابها محاسبه و در بخشهای مختلف شکل (۴) به نمایش در آمده است.



شکل شماره (۴) : انحراف معیارهای حاصل از شاخص شدتهای مختلف در مدل احتمالاتی فروریزش، قابهای سه تا پانزده طبقه، خط توپر نشانگر زمان تناوب مود اول ارتعاش، خط چین نشانگر مود زمان تناوب مود دوم ارتعاش

دو نکته خاص در بخشهای مختلف شکل (۴) کاملاً بارز است، نخست، روند تغییرات خطای محاسبه شده بر حسب زمان تناوب بسیار نامنظم و غیرقابل پیش‌بینی است و دوم، برای عموم شتابهای طیفی، دقت محاسبه شده در حد قابل قبولی است. به عبارت دیگر، اگرچه شتابهای طیفی در زمانهای تناوب ۰/۱۲، ۰/۶۰، ۰/۰۴، ۰/۰۳ و ۰/۱۷ ثانیه در به ترتیب در قابهای ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه بهترین پارامترها جهت تخمین فروریزش کلی سازه هستند (نامنظم بودن و غیر قابل پیش‌بینی بودن آنها کاملاً در این نتایج بارز است). اما براحتی شتابهای طیفی دیگری را نیز می‌توان معرفی کرد که دقت قابل قبولی جهت استفاده در مدل فروریزش کلی سازه داشته باشند، از جمله آنها می‌توان به تمامی شتابهای طیفی مطرح شده در بخش قبل اشاره کرد. همچنین لازم به ذکر است که در قابهای مورد مطالعه، شتابهای طیفی در زمانهای تناوب ۵/۰۰، ۰/۷۹، ۱/۱۵، ۱/۸۳ و ۴/۶۹ ضعیفترین پارامترها در تخمین احتمال فروریزش کلی تعیین شده‌اند.

به عنوان نمونه، در شکل (۵) مدل‌های فروریزش کلی تعریف شده برای شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۰۳ ثانیه در قاب ۱۲ طبقه و همچنین زمان تناوب ۱/۱۵ ثانیه در قاب ۹ طبقه که به ترتیب بعنوان بهترین و بدترین تخمین زنده‌ها در مجموع معرفی شده‌اند، ملاحظه می‌گردد. در پایان این بخش لازم به ذکر است که بنظر می‌رسد در انتخاب پارامتر IM مناسب، حساسیتی که در مورد عملکرد آن در مدل تقاضا وجود دارد، در مورد مدل فروریزش وجود نداشته باشد. به عبارت دیگر، اگر پارامتری بتواند در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای عملکرد قابل قبولی داشته باشد، می‌توان در مدل احتمال فروریزش نیز از آن استفاده کرد. در جدول (۱) به عنوان جمع‌بندی، نتایج ارزیابی دقیق‌ترین شتابهای طیفی به عنوان شاخص شدت در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای و مدل احتمال فروریزش سازه ذکر شده است.



شکل شماره (۵): بیشترین دقت (شتاب طیفی در زمان تناوب ۰/۰۳ برای قاب دوازده طبقه) و کمترین دقت (شتاب طیفی در زمان تناوب ۱/۱۵ برای قاب نه طبقه) در تخمین احتمال فروریزش سازه

جدول شماره (۱): مقادیر بهینه شاخص شدت جهت مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای و فروریزش سازه

تعداد طبقه قاب و زمانهای تناوب مود اول و دوم آن (ثانیه)	مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای		مدل احتمالاتی فروریزش سازه	
	پریود بهینه	انحراف معیار متناظر	پریود بهینه	درصد خطای متناظر
قاب ۳ طبقه (T ₁ =0.30 T ₂ =0.10)	۰/۳۰	۰/۱۸۴	۰/۱۲	٪۱/۰۵
قاب ۶ طبقه (T ₁ =0.60 T ₂ =0.23)	۰/۶۰	۰/۱۹۰	۰/۶۰	٪۱/۱۰
قاب ۹ طبقه (T ₁ =0.90 T ₂ =0.35)	۰/۸۸	۰/۲۴۸	۰/۰۴	٪۱/۰۲
قاب ۱۲ طبقه (T ₁ =1.20 T ₂ =0.49)	۰/۴۸	۰/۲۳۴	۰/۰۳	٪۱/۰۲
قاب ۱۵ طبقه (T ₁ =1.50 T ₂ =0.60)	۰/۶۰	۰/۲۱۰	۰/۱۷	٪۱/۱۰



ماهنامه علمی تخصصی پایا شهر

۲۹۸۰-۷۷۸۶ISSN

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق تلاش گردید که دقت استفاده از شتاب‌های طیفی در زمانهای طیفی مختلف به عنوان شاخص شدت در تخمین تقاضای لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی مورد ارزیابی قرار گیرد و بر این اساس بهبود دقت مدل‌های احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای و فروریزش سازه‌ها از طریق بهینه سازی شاخص شدت بکار رفته در مدل انجام گیرد. این ارزیابی دقت در هر دو بخش تخمین تقاضای لرزه‌ای، یعنی هم مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای و هم مدل احتمال فروریزش، صورت گرفت و استفاده از تعداد زیادی شتابنگاشت در یک تحلیل دینامیکی افزاینده سبب گردید که نتایج حاصل علاوه بر جامعیت، دقت و قابلیت اطمینان قابل توجهی داشته باشند.

بارزترین نتیجه حاصل در این تحقیق را می‌توان یکسان نبودن دقت شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف در تخمین تقاضای لرزه‌ای قابهای خمشی فولادی با تعداد طبقات مختلف دانست. در واقع نتایج حاصل نشان دادند که در قابهای ۳، ۶ و ۹ طبقه، که نشانگر سازه‌هایی صلب و سخت هستند، شتاب طیفی در مود اول ارتعاش بهترین و دقیق‌ترین شاخص شدت جهت تخمین تقاضای لرزه‌ای است، اما در قابهای ۱۲ و ۱۵ طبقه، که نماینده سازه‌هایی شکل‌پذیر و با انعطاف بالا هستند، نمی‌توان آن را به عنوان شاخص شدتی قابل اعتماد توصیه کرد و دقت آن به نحو محسوسی پایین‌تر از برخی شتابهای طیفی دیگر خواهد بود. از طرف دیگر، در این قابهای ۱۲ و ۱۵ طبقه، شتاب طیفی مود دوم را می‌توان به عنوان یک شاخص شدت دقیق معرفی کرد، اما این پارامتر را به هیچ عنوان نباید به عنوان تخمین‌زننده تقاضای لرزه‌ای در قابهای سخت و با تعداد طبقات کم و کوتاه‌مرتبه بکار رود.

بطور کلی و با در نظر گرفتن تمام جوانب، می‌توان ادعا کرد که معرفی یک شتاب طیفی در یک زمان تناوب مشخص به عنوان بهترین شاخص شدت که در تمام قابها با تعداد طبقات مختلف، یک تخمین‌زننده قابل اطمینان و دقیق از تقاضای لرزه‌ای محسوب شود، عملاً غیر ممکن است. از دیدگاه سازه‌ای علت این امر را می‌توان بدین صورت تعریف کرد که بخاطر اثرات مودهای مختلف و نیز رفتار غیر خطی سازه، شتاب طیفی در هیچ زمان تناوبی به تنهایی نمی‌تواند پاسخ سازه را بصورت قابل اطمینانی پیش‌بینی کند. در مورد سازه‌های سخت، که مود اول در رفتار آنها حاکم مطلق است و تا قبل از رسیدن به نقطه جاری شدن رفتاری خطی دارند (به عبارت دیگر دو عامل ذکر شده اثر چندانی ندارند) شتاب طیفی مود اول بهترین تخمین‌زننده تقاضای لرزه‌ای است. اما با افزایش تعداد طبقات، سازه انعطاف‌پذیرتر خواهد شد و از قدرت حاکمیت مود اول کاسته می‌شود.

همچنین نتایج حاصل از این تحقیق نشان می‌دهند که مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای بسیار بیشتر از مدل احتمال فروریزش به پارامتر شاخص شدت حساس است. در واقع می‌توان گفت که تعداد قابل توجهی از شتابهای طیفی در مورد هر قاب وجود دارند که می‌توانند به عنوان یک پارامتر شاخص شدت دقیق در مدل احتمال فروریزش بکار روند و با دقت خوب و قابل قبولی همراه باشند. در پایان و به عنوان نتیجه نهایی می‌توان گفت که استفاده از یک شتاب طیفی واحد در تمام قابهای خمشی با تعداد طبقات مختلف به عنوان شاخص شدت توصیه نمی‌گردد و بهتر آن است که برای قابها با عملکردهای مختلف، از شتابهای طیفی در زمانهای تناوب مختلف به عنوان شاخص شدت استفاده شود. همچنین می‌توان با اطمینان ادعا کرد که هر شتاب طیفی که در مدل احتمالاتی تقاضای لرزه‌ای از دقت کافی برخوردار باشد، در مدل احتمالاتی فروریزش نیز قابل استفاده خواهد بود.



مراجع

۱. Baker, J. W., Lin, T., Shahi, S. K., & Jayaram, N. (۲۰۱۱). New ground motion selection procedures and selected motions for the PEER transportation research program. PEER report, ۳.
۲. Bradley, B. A. (۲۰۱۲). The seismic demand hazard and importance of the conditioning intensity measure. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, ۴۱(۱۱), ۱۴۱۷-۱۴۳۷.
۳. Bravo-Haro, M. A., & Elghazouli, A. Y. (۲۰۱۸). Influence of earthquake duration on the response of steel moment frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, ۱۱۵, ۶۳۴-۶۵۱.
۴. Dadpour, O., & Banazadeh, M. (۲۰۱۹). Probabilistic seismic response models for risk assessment and design of steel moment frames with linear viscous dampers. *Earthquake Spectra*, ۳۵(۱), ۲۶۷-۲۸۸.
۵. Freddi, F., Padgett, J. E., & Dall'Asta, A. (۲۰۱۷). Probabilistic seismic demand modeling of local level response parameters of an RC frame. *Bulletin of Earthquake Engineering*, ۱۵, ۱-۲۳.
۶. Galasso, C., Stillmaker, K., Eltit, C., & Kanvinde, A. (۲۰۱۵). Probabilistic demand and fragility assessment of welded column splices in steel moment frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, ۴۴(۱۱), ۱۸۲۳-۱۸۴۰.
۷. Ibarra, L., & Krawinkler, H. (۲۰۱۱). Variance of collapse capacity of SDOF systems under earthquake excitations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, ۴۰(۱۲), ۱۲۹۹-۱۳۱۴.
۸. Khorami, M., Khorami, M., Motahar, H., Alvansazyazdi, M., Shariati, M., Jalali, A., & Tahir, M. M. (۲۰۱۷). Evaluation of the seismic performance of special moment frames using incremental nonlinear dynamic analysis.
۹. Lignos, D. G., & Krawinkler, H. (۲۰۱۱). Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۷(۱۱), ۱۲۹۱-۱۳۰۲.
۱۰. Lignos, D. G., Hikino, T., Matsuoka, Y., & Nakashima, M. (۲۰۱۳). Collapse assessment of steel moment frames based on E-Defense full-scale shake table collapse tests. *Journal of Structural Engineering*, ۱۳۹(۱), ۱۲۰-۱۳۲.
۱۱. McKenna, F., Fenves, G., Filippou, F., Mazzoni, S., Scott, M., Elgamal, A., & McKenzie, P. (۲۰۱۰). OpenSees. University of California, Berkeley: nd.
۱۲. Onvani, M., & Yahyaabadi, A. (۲۰۲۱). Probabilistic seismic demand analysis of steel moment frames by utilising Bayesian statistics. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, ۲۵(۴), ۶۱۸-۶۳۴.
۱۳. Piluso, V., Pisapia, A., Castaldo, P., & Nistri, E. (۲۰۱۹). Probabilistic theory of plastic mechanism control for steel moment resisting frames. *Structural Safety*, ۷۶, ۹۵-۱۰۷.
۱۴. Rezvani, F. H., Yousefi, A. M., & Ronagh, H. R. (۲۰۱۵). Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. In *Structures (Vol. ۳, pp. ۸۱-۸۹)*. Elsevier.
۱۵. Shen, J. A. Y., Sabol, T. A., Akbas, B., Sutchiewcharn, N., & Cai, W. (۲۰۱۰). Seismic demand on column splices in steel moment frames. *Engineering Journal-Chicago*, ۴۷(۴), ۲۲۳.
۱۶. Vamvatsikos, D., & Cornell, C. A. (۲۰۰۴). Applied incremental dynamic analysis. *Earthquake spectra*, ۲۰(۲), ۵۲۳-۵۵۳.