

ارزیابی احتمالاتی تأثیر عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی در عملکرد لرزه‌ی سازه‌های فولادی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شونده

علی کیهانی* (دانشیار)

رضا دربانان (دانشجوی دکتری)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

وحید محسنیان (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و فرهنگ

رضا نادری (دانشیار)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۷ (۵۰-۳۱)
دوری ۲- ۳۴، شماره ۱/۲، ص. ۵۰-۳۱

میراگر جرمی تنظیم‌شونده از سیستم‌های کنترل غیرفعال است که پارامترهای آن براساس مشخصه‌های دینامیکی اولیه سازه تعیین می‌شوند و همواره ثابت می‌مانند. حساسیت آن‌ها به مشخصه‌های دینامیکی سازه، از چالش‌های اصلی استفاده از سیستم اتلاف انرژی مذکور است و در زلزله‌های قوی، تغییر در مشخصه‌های دینامیکی سازه می‌تواند اختلال در عملکرد مطلوب میراگر جرمی و حتی تشدید در پاسخ‌های سازه را سبب شود. پژوهش حاضر، در چارچوب مطالعه رفتار غیرخطی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ی سازه‌های فولادی مجهز به میراگر جرمی نسبت به عدم قطعیت‌های جرم و میرایی در سازه و همچنین مدول ارتجاعی و تنش تسلیم در فولاد صورت پذیرفته و طی آن از تحلیل دینامیکی افزایشی برای استخراج منحنی‌های شکنندگی به ازاء سطوح مختلف خرابی در سازه استفاده شده است. نتایج نشان می‌دهد که بروز اختلال در جرم و میرایی سازه نسبت به دو پارامتر دیگر، اثر بیشتری در پاسخ سازه‌ی مجهز به میراگر جرمی خواهد داشت.

واژگان کلیدی: منحنی شکنندگی، عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی، تحلیل دینامیکی افزایشی، مصالح غیرارتجاعی، تحلیل غیرخطی هندسی.

a_keyhani@hotmail.com
rezadarbanian@gmail.com
mohsenian.vahid@gmail.com
rz_naderi@yahoo.com

۱. مقدمه

سیستم‌های کنترل غیرفعال، به لحاظ مرابای عمده‌ی از قبیل بی‌نیازی به منبع نیروی خارجی، سهولت نصب و نگهداری و همچنین ساده بودن ساز و کار در آن‌ها نسبت به سایر روش‌های کنترلی بیشتر مورد توجه بوده و هستند. سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شونده (TMD)^۱، از جمله سیستم‌های کنترلی غیرفعال است که جهت ارتقاء عملکرد لرزه‌ی، نه فقط در طراحی سازه‌های جدید، بلکه برای بهسازی سازه‌های قدیمی و معیوب نیز قابل استفاده است.

این میراگر مانند سایر روش‌های کنترلی، مقداری از انرژی ورودی به سازه‌ی اصلی را در خود مستهلک می‌کند و به همین میزان مقدار تقاضا برای استهلاک انرژی در سازه‌ی اصلی را کاهش می‌دهد. به عبارتی، سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شونده به جای افزایش ظرفیت لرزه‌ی سازه، با مستهلک کردن مقداری از انرژی ورودی، بر

* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۱۱/۲۰، اصلاحیه ۱۳۹۵/۵/۳۱، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۴.

DOI: 10.24200/J30.2018.1353

مبنای مفهوم کاهش نیاز لرزه‌ی عمل می‌کند. میراگرهای جرمی، عموماً برای کنترل ارتعاشات ناشی از باد در سازه‌های بلند و تحریک‌هایی با پهنای بسامدی مشابه بسامد این میراگر کارآمد هستند. از آنجایی که تحریک‌های ناشی از زلزله، پهنای بسامدی وسیع‌تری نسبت به بارگذاری باد دارند، امکان تنظیم نوع تکی میراگر جرمی با بسامدهای مختلف زلزله میسر نیست. تنظیم شدن میراگر جرمی تکی برای یک مود نوسانی، از ضعف‌های اساسی این سیستم اتلاف انرژی است که باعث می‌شود عملکردش تحت بارگذاری زلزله نسبت به بارگذاری باد زیاد مطلوب نباشد و بعضاً طی آن، پاسخ‌های دینامیکی سازه را افزایش دهد. سیستم میراگر جرمی تنظیم‌شونده متشکل از جرم، فنر، و میراگر است که به منظور جذب انرژی و کاهش پاسخ به سازه الحاق می‌شود. مفاهیم اولیه‌ی این نوع میراگر از مطالعاتی است که در سال ۱۹۰۹ بر روی ضربه‌گیرهای ارتعاشات دینامیکی صورت پذیرفت و نتایج آن در همان سال منتشر شد.^[۱]

سپس در سال ۱۹۲۸، مدل کامل‌تری از ضربه‌گیرهای ذکرشده گسترش داده شد.

لذا، پیامدهای عدم انطباق دقیق مشخصه‌های محاسبه شده برای میراگر با مشخصات مفروض اولیه برای سازه (وجود عدم قطعیت شناختی) و هم‌زمانی آن با عدم قطعیت در وقوع زلزله‌ها (عدم قطعیت ذاتی) در نظر گرفته شده است. در نوشتار حاضر، نقش عدم قطعیت‌های ذاتی مربوط به نگاشت‌های زلزله و شناختی شامل مدول ارتجاعی و مقاومت تسلیم فولاد مصرفی و نیز میرایی و جرم لرزه‌ی سازه در به هم خوردگی تنظیمات میراگر جرمی و تأثیر آن در عملکرد لرزه‌ی سازه‌های مجهز به سیستم ذکر شده به صورت احتمالاتی و با استفاده از منحنی‌های شکنندگی بررسی شده است. بدیهی است استفاده از نتایج به دست آمده نمی‌تواند برای تمامی مدل‌های تحلیلی آتی مورد استناد قرارگیرد. لیکن نتایج مذکور فقط برای سازه‌های فولادی با مشخصات مشابه قابل استناد است. وجه تمایز مطالعه‌ی حاضر با دیگر مطالعات مشابه، علاوه بر لحاظ کردن عدم قطعیت‌های ذاتی و شناختی به صورت هم‌زمان، مدل‌سازی قاب‌ها به صورت خمشی و فرض رفتار غیرخطی برای المان‌های تیر و ستون در سازه‌های مجهز به میراگر جرمی است.

۲. مشخصات مدل‌های مورد بررسی

برای مطالعه‌ی حاضر، از پلان یک سازه مطابق شکل ۱ استفاده شده است. به منظور بررسی اثر ارتفاع، سازه‌هایی با پلان ذکر شده و تعداد طبقات ۳، ۹ و ۱۲ مدل شد. کاربری سازه‌ها مسکونی، موقعیت‌شان در پهنه‌ی لرزه‌خیزی تهران فرض شده است. پس از طراحی اولیه‌ی سازه‌های مورد مطالعه به کمک نرم‌افزار ETABS (v۹.۷.۰) [۱۸]، یک قاب از آن‌ها جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی انتخاب شد. قاب‌های انتخابی با شکل‌پذیری متوسط بوده و سایر مشخصات هندسی و مقاطع المان‌های آن‌ها در شکل ۱ و جدول ۱ ارائه شده است. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی در قاب‌ها، از نرم‌افزار OpenSEES (۲.۴.۰) [۱۹] استفاده شد.

مطابق شکل ۲، رفتار مصالح با کرنش سخت‌شوندگی ۳٪ در ناحیه‌ی خمیری لحاظ شده است. به منظور جلوگیری از کاهش دقت و عدم تحمیل محل وقوع مفصل خمیری به اعضاء قاب، از المان‌های تیر - ستون غیرخطی کنترل‌شونده براساس نیرو به صورت حالت خمیری گسترده^۳ با تعداد ۵ نقطه‌ی انتگرال‌گیری در طول المان‌های تیر و ستون استفاده شده است. برای مدل‌سازی میراگر جرمی، ابتدا یک گره‌ی اضافی با مختصات یکسان با یکی از گره‌های طبقه‌ی آخر تعریف شده است. سپس با استفاده از المان با طول صفر، مترتال کشسان و ویسکوز که به ترتیب معادل فنر و دمپر میراگر جرمی هستند، به گره‌ی

در سال ۱۹۵۶ نیز در کتابی با عنوان ارتعاشات مکانیکی، تئوری مدون سیستم‌های جاذب ارتعاشی دینامیکی میرا و نامیرا در حالتی که سازه‌ی اصلی بدون میرایی باشد، عرضه شد. [۲] همچنین در سال ۱۹۶۷، بهینه‌سازی پارامترهای میراگر جرمی براساس مطالعات پژوهشی در سال ۱۹۵۲، [۳] ادامه داده شد. [۲]

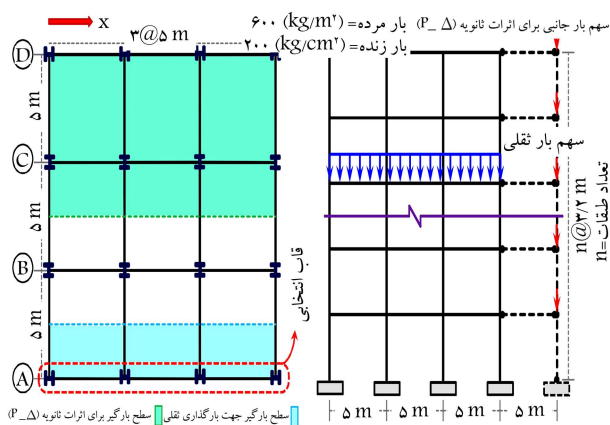
در سال ۱۹۸۱، [۵] جدول‌هایی جهت چگونگی طراحی میراگرهای جرمی برای استفاده در سازه‌های ساختمانی منتشر شد. در سال‌های بعد، مطالعات زیادی به منظور تعیین پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی و کمینه ساختن پاسخ سیستم‌های یک درجه آزادی با و بدون میرایی و بعضاً پارامترهای بهینه در سیستم‌های چند درجه آزادی، تحت تحریک تصادفی نویز سفید، هارمونیک و گاه‌ها تحت تحریک زمین لرزه انجام شد. [۶-۹] همه‌ی پژوهش‌های ذکر شده برای تعیین پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی با فرض تعینی بودن مشخصه‌های دینامیکی سازه و تحریک ورودی صورت گرفته است. همچنین از آنجا که پارامترهای میراگر جرمی براساس مشخصه‌های دینامیکی اولیه‌ی سازه تنظیم شده‌اند، فقط برای یک مود مؤثر هستند و در زمان ارتعاش سازه ثابت می‌مانند. از آنجا که تنظیم نبودن پارامترهای میراگر جرمی با مشخصات دینامیکی سازه به علت تغییر در بسامدهای طبیعی سازه به دلایل مختلف (مانند تغییر در مشخصه‌های دینامیکی سازه به دلیل رفتار غیرارتجاعی هنگام حرکات قوی زمین، برآورد ناصحیح از اندرکنش خاک - سازه، برآورد نادقیق از جرم، میرایی و سختی سازه و ...) اجتناب‌ناپذیر است، [۱۰-۱۲] و موجب اختلال در تنظیمات میراگرهای جرمی و در نهایت منجر به کاهش عملکرد مطلوب در آن‌ها می‌شود. برای مقابله با مشکل مطرح شده، استفاده از میراگرهای جرمی چندگانه (MTMD)^۲ به جای میراگرهای جرمی تکی در سازه‌ها پیشنهاد شده است. [۱۳]

بدین ترتیب، بررسی اثر اختلال در تنظیم بسامد و یا دیگر پارامترهای میراگرهای جرمی در پاسخ سازه، بسیار مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در پژوهشی در سال ۱۹۹۸، [۱۴] اثرات این‌گونه اختلالات در سازه‌هایی با رفتار خطی بررسی شد. در سال ۲۰۱۰، [۱۳] نیز روشی برای طراحی بهینه‌ی سازه و کار میراگرهای جرمی چندگانه با اعمال عدم قطعیت در پارامترهای سازه تحت اثر بارهای هارمونیک ارائه شد که در آن برای بررسی کارایی سیستم مذکور، کمینه‌سازی بیشینه‌ی ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان جانبی به عنوان تابع هدف انتخاب شد. ارائه‌ی روشی برای طراحی بهینه‌ی میراگرهای جرمی چندگانه با هدف افزایش مقاوم بودن این سامانه نیز از دیگر دستاوردهای مطالعه‌ی مذکور بود.

برای بررسی کارایی میراگر جرمی در محدوده‌ی رفتار غیرخطی (۲۰۱۰)، با اتخاذ یک مدل تصادفی، اثر عدم قطعیت مربوط به زلزله (عدم قطعیت ذاتی) مطالعه و با یک روش بهینه‌یابی، ضمن تخمین پارامترهای میراگر جرمی، عملکرد آن نیز بررسی شد. [۱۵] طی مطالعاتی در حوزه‌ی احتمال‌اندیشانه (۲۰۱۴)، پاسخ سازه‌ی مجهز به میراگر جرمی ارزیابی شد و ضمن مطالعات مذکور مشخص شد که با افزایش نسبت جرم میراگر، احتمال خرابی نیز کاهش می‌یابد. این در حالی است که افزایش جرم میراگر تا ۶۰٪ جرم طبقه منظور شده بود و جای این سؤال پیش می‌آید که: آیا این افزایش نسبت جرم، اجرایی خواهد بود یا خیر؟ [۱۶]

همچنین برخی پژوهشگران (۲۰۰۸) آنالیز حساسیت بر پایه‌ی سطوح مختلف عدم قطعیت پارامترهای مختلف میراگر جرمی (به عنوان مثال: نسبت جرم (η)، نسبت بسامدی (α_{opt})، نسبت میرایی (ξ_{opt}) و میراگر جرمی) و پارامترهای اولیه‌ی سازه (نظراً: نسبت میرایی اولیه سازه و ...) را به منظور بررسی رفتار سازه‌ی ارتجاعی مجهز به میراگر جرمی در محیط احتمال‌اندیشانه ارائه کردند. [۱۷]

مرور ادبیات فنی حاکی از آن است که طی مطالعات پیشین، تمامی پارامترهای طراحی سازه‌ی اصلی، میراگر جرمی و تحریک پایه به صورت قطعی منظور شده و



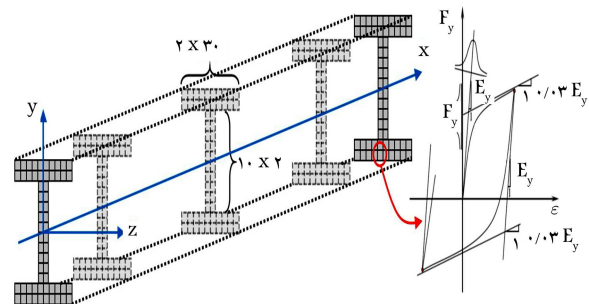
شکل ۱. پلان سازه‌ی مورد مطالعه و نحوه‌ی اعمال آثار P-Delta [۱۹]

جدول ۱. مقطع المان‌های قاب موردنظر و زمان تناوب اصلی سازه.

شماره طبقه	طبقه ۱۲ = ۲٫۰۵ ثانیه		طبقه ۹ = ۱٫۰۷ ثانیه		طبقه ۳ = ۰٫۹۲ ثانیه	
	ستون	تیر	ستون	تیر	ستون	تیر
	IPB	IPE	IPB	IPE	IPB	IPE
۱۲	۲۴۰	۲۷۰				
۱۱	۲۶۰	۳۰۰				
۱۰	۲۶۰	۳۰۰				
۹	۲۶۰	۳۰۰	۱۸۰	۳۰۰		
۸	۲۶۰	۳۰۰	۲۰۰	۳۰۰		
۷	۲۸۰	۳۳۰	۲۲۰	۳۰۰		
۶	۳۰۰	۳۳۰	۲۲۰	۳۳۰		
۵	۳۰۰	۳۳۰	۲۴۰	۳۳۰		
۴	۳۲۰	۳۶۰	۲۴۰	۳۳۰		
۳	۳۲۰	۳۶۰	۲۴۰	۳۶۰	۱۶۰	۲۴۰
۲	۳۲۰	۳۶۰	۲۶۰	۳۶۰	۱۸۰	۲۷۰
۱	۳۲۰	۳۶۰	۲۸۰	۴۰۰	۲۰۰	۲۷۰

جدول ۲. مشخصه‌های تصادفی پارامترهای مورد بررسی. [۲۱، ۲۰]

پارامتر متغیر	μ	C.O.V	σ
$F_y (kgf/cm^2)$	۲۴۰۰	٪۱۰	۲۴۰
$E (kgf/cm^2)$	$۲,۱ \times 10^6$	٪۵	۱۰۵۰۰۰
ξ	٪۵	٪۳	٪۱٫۵
$mass (kgf - Sec^2/m)$	۱۶	٪۱۰	۱٫۶



شکل ۲. فایبرهای تعریف شده در هر مقطع با تعداد ۵ نقطه‌ی انترگرالگیری در المان تیر- ستون و مصالح اختصاص یافته به آن.

تعریف شده وصل شدند. جرم میراگر نیز به طور جداگانه به گره‌ی تعریف شده تخصیص یافت.

با توجه به اینکه آنالیز دو بعدی غیرخطی فقط روی یکی از قاب‌های باربر جانبی از سازه‌ی سه بعدی انجام می‌گیرد، باید آثار P-Delta کل سازه روی قاب خمشی انتخابی لحاظ شود. [۲۰] با توجه به جهت قرارگیری ستون‌ها، سیستم باربر جانبی در راستای X پلان، دو قاب A و D بودند و بنابراین تغییر مکان‌های جانبی کل سازه نیز باید توسط دو قاب مذکور تحمل شود. بدین ترتیب، سایر قاب‌ها (قاب‌های میانی) فقط تحت تأثیر بارهای ثقلی خواهند بود. نظر به اینکه برای قاب انتخابی، بارهای ثقلی که مستقیماً توسط قاب تحمل می‌شوند، متفاوت از بارهایی هستند که آثار P-Delta را برای آن ایجاد می‌کنند؛ نمی‌توان با استفاده از روش متعارف انتقال هندسی در نرم‌افزار مذکور برای تحلیل غیرخطی، آثار ثانویه‌ی P-Delta را به طور صحیح لحاظ کرد. برای جبران این نقص، با تعریف یک ستون مجازی دو سر مفصل بدون سختی جانبی، نصف کل بار ثقلی در هر طبقه که مستقیماً به وسیله‌ی قاب‌های خمشی تحمل نمی‌شود، به آن اعمال شده است. اتصال مفصلی در ستون‌های مجازی باعث می‌شود فقط لنگر واژگونی اضافی ناشی از تغییر مکان جانبی لحاظ شود. در این حالت، این ستون‌ها در تحمل بار جانبی هیچ نقشی نخواهند داشت.

با توجه به گستردگی عدم قطعیت‌های وابسته به رفتار قاب‌های فولادی، لازم است ابتدا سرچشمه‌های مهم عدم قطعیت شناختی به صورت مختصر تبیین شود. عدم قطعیت شناختی از تفاوت در تعریف فرض‌های مدل‌سازی، عامل‌های ناشناخته و مهم یا شناخته شده به صورت ناقص و یا برون‌یابی در خارج از محدوده‌ی اطلاعات مشاهده شده ناشی می‌شود. با افزایش اطلاعات و آمار ثبت شده، می‌توان اثر این نوع عدم قطعیت را کاهش داد. مدول ارتجاعی (E) و مقاومت تسلیم (F_y)، دو ویژگی اصلی فولاد است که برای طراحی سازه‌های فولادی استفاده می‌شوند. تغییرات احتمالی در ویژگی‌های مذکور، معمولاً از دو بخش سرچشمه می‌گیرد که اولین بخش وابسته به شرایط ساخت است (نرخ کاهش دما پس از ریخته‌گری، درصد آلیاژهای به کار رفته و ...). اما بخش دوم از تغییرات، از شرایط آزمایشگاهی محاسبه‌ی ویژگی‌های فولاد نشأت می‌گیرد (نرخ بارگذاری در هنگام آزمایش و نحوه‌ی تعریف کرنش تسلیم و گسیختگی و ...). [۲۲، ۲۱]

از دیگر منابع عدم قطعیت، تغییرات ناشی از خطاهای حین ساخت، نبود نظارت در هنگام اجرا، تغییر کاربری و ... است. این نمونه‌ی منابع عدم قطعیت، گستردگی فراوانی دارد و محتمل‌ترند (تغییر در جرم ρ و میرایی سازه ξ). [۲۲، ۲۱] برای مطالعه‌ی حاضر، مقادیر پارامترهای پیش فرض طراحی، شامل: میانگین (μ)، ضریب تغییرات ($C.O.V$) و انحراف معیار (σ) برای عدم قطعیت‌های مورد بررسی با توزیع نرمال در قالب جدول ۲ ارائه شده است.

۳. روش محاسبه‌ی پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی در

سیستم چند درجه آزادی با میرایی ۵٪

در یک سازه‌ی چند درجه آزادی، هرگاه مود اول مود غالب باشد، با استفاده از میراگر جرمی تنظیم‌شونده‌ی تکی به راحتی می‌توان پاسخ سازه در برابر ارتعاشات ناشی از زلزله را کاهش داد. نتایج پژوهش‌های انجام‌شده نشان می‌دهد که اگر مودهای غالب ارتعاشی کنترل شوند، مودهای بالاتر بی‌تأثیر خواهند بود. [۲۳، ۲۴] در همین راستا، پژوهشگران بسیاری با استفاده از فرضیات و ضوابط مختلف، معادلاتی را برای محاسبه‌ی مقادیر پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی ارائه کرده‌اند. در مطالعه‌ی حاضر، مشخصات دینامیکی اولیه‌ی سازه‌ها با فرض تعیین بودن تمامی پارامترها (مقادیر میانگین ارائه‌شده در جدول ۲) محاسبه و سپس با استفاده از ضرایب پیشنهادی در مرجع، [۲۴] پارامترهای بهینه‌ی میراگر جرمی براساس مود اول با استفاده از روابط ۱ الی ۶ تعیین شده‌اند:

$$\xi_{opt} = \sqrt{\frac{3\mu}{8(1+\mu)}} \quad (1)$$

$$\eta = \frac{m_d}{M} \quad (2)$$

$$\omega_d = \alpha_{opt} \cdot \omega \quad (3)$$

$$\alpha_{opt} = \frac{1}{1+\mu} \quad (4)$$

$$c_d = 2m_d \cdot \omega_d \cdot \xi_d \quad (5)$$

$$k_d = m_d \cdot \omega_d^2 \quad (6)$$

مقادیر کمی پارامترهای مذکور در قالب جدول ۳ ارائه شده است.

شایان ذکر است که در روابط اخیر، پارامترهای c_d ، m_d و k_d و ω_d مربوط به میراگر بوده و منظور از آن‌ها به ترتیب: جرم، میرایی، سختی و بسامد است. M نیز معرف جرم کلی سازه است. مطابق توصیه‌ی برخی پژوهشگران، [۱۳، ۲۱] به دلیل مسائل اجرایی نسبت بهینه‌ی جرم (η) ، ۵٪ جرم کل ساختمان در نظر گرفته شده است. این تذکر لازم است که به علت ساخت میراگر جرمی در کارخانه و نظارت‌های حین ساخت، عدم قطعیت چندانی در ساخت المان‌های میراگر مذکور به وجود نمی‌آید و می‌توان از آن صرف‌نظر کرد. به این دلیل در پژوهش حاضر عدم قطعیت در المان‌های میراگر در نظر گرفته نشده و خارج از اهداف پژوهش حاضر است.

در ادامه، به منظور ارزیابی تأثیر اختلالات در تنظیمات میراگر جرمی منفرد در هنگام زلزله، کلیه‌ی پارامترهای مربوط به آن ثابت در نظر گرفته شده و به جای آن، پارامترهای اصلی سازه مشابه جدول ۲ تغییر کرده است. لازم به ذکر است که در تمامی قاب‌ها، میراگر جرمی در طبقه‌ی آخر مدل شده است.

۴. تحلیل شکنندگی

عدم قطعیت‌های شناختی و ماهیت تصادفی زلزله، از جمله عواملی هستند که اهمیت رویکرد احتمالاتی به مسئله‌ی تعیین عملکرد لرزه‌ی سازه‌ها و ضرورت توسعه‌ی منحنی‌های شکنندگی جهت استفاده در فرایند جدید برآورد متغیرهای تصمیم‌گیری را آشکار می‌سازند. هرگاه پارامتر R بیان‌گر پاسخ سازه و LS_i سطح عملکرد یا حالت حدی مرتبط با پارامتر R باشد، IM^۵ نیز یکی از پارامترهای بیان‌گر شدت زلزله و S مقدار شدت موردنظر، آنگاه تابع شکنندگی به فرم ریاضی رابطه‌ی ۷ تعریف می‌شود:

$$Fragility = P[R > LS_i | IM = S] \quad (7)$$

در واقع منحنی‌های شکنندگی، توزیع احتمال تجمعی از خسارت را بیان می‌کنند. [۲۴] برحسب دقت موردنظر، از روش‌های مختلفی می‌توان به منحنی‌های مذکور رسید. [۲۵] این روش‌ها عبارت‌اند از: روش مبتنی بر قضاوت کارشناسان، روش تجربی آماری، روش آزمایشگاهی، روش تحلیلی و روش ترکیبی. در مطالعه‌ی حاضر، منحنی‌های شکنندگی به روش تحلیلی و با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی تهیه شده‌اند. در تحلیل دینامیکی افزایشی از مفهوم دیرینه‌ی مقیاس کردن نگاشت‌های حرکت زمین و توسعه‌ی آن به روشی که بتوان با دقت مناسب مقدار طلب و ظرفیت ساختمان را در محدوده‌ی وسیعی از رفتار ارتجاعی تا انهدام ساختمان پوشش داد، استفاده شده است. در واقع نبود اطلاعات کافی از زلزله با شدت‌های مختلف منطبق با شرایط محل، جهت بررسی رفتار لرزه‌ی سازه، پژوهشگران را بر آن داشت که با اعمال ضریب ثابت بر مقادیر شتاب‌نگاشت‌های موجود، فاصله‌ی خالی رکوردها با شدت غایب را پر کنند. [۲۶، ۲۷]

شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده باید به خوبی منعکس‌کننده‌ی ویژگی‌های چشمه‌ی زلزله، نحوه‌ی ساز و کار گسل، فاصله از گسل، بزرگای و ویژگی‌های ساخت‌گاهی باشند. در یک مطالعه‌ی آماری، علاوه بر خصوصیات هر نگاشت، تعداد شتاب‌نگاشت‌های در نظر گرفته‌شده نیز حائز اهمیت است. بدین معنا که هر چه تعداد نگاشت‌ها بیشتر باشد، میزان عدم قطعیت مربوط به خصوصیات زلزله (عدم قطعیت ذاتی) کاهش می‌یابد. بنابر توصیه‌های برخی پژوهشگران، [۲۸] معمولاً تعداد ۱۰ الی ۲۰ نگاشت زلزله، دقت قابل قبولی در برآورد تقاضای لرزه‌ی در تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)^۶ ارائه می‌دهند. در پژوهش حاضر، برای انجام تحلیل دینامیکی افزایشی، ۱۰ زوج شتاب‌نگاشت که جزء نگاشت‌های دورازگسل به شمار می‌روند، از پایگاه داده‌های وبسایت PEER^۷ برداشت شدند. [۲۹] نگاشت‌های انتخابی با بزرگای بین ۶ تا ۷/۷ ریشتر بودند و با شرایط خاک محل (نوع B از طبقه‌بندی USGS) هم‌خوانی داشتند (جدول ۴). پس از رسم پاسخ طیفی هر زوج شتاب‌نگاشت و مقایسه‌ی آنها، مؤلفه‌ی رکورد اصلی براساس مقادیر طیفی بزرگ‌تر در محدوده‌ی بسامدی ارتعاشی ساختمان تعیین و جهت انجام تحلیل انتخاب شد.

جدول ۳. مشخصه‌ی بهینه‌ی میراگرهای به‌کار رفته در قاب‌ها. [۲]

$\eta = m_d/M$	جرم			پارامتر واحد
	میرایی	سختی فنر	سختی فنر	
	$kgf - s/cm$	$kgf - s/cm$	kgf/cm	
۵٪	۳,۶۰	۸,۲۰	۱۳۷,۵	۳ طبقه
۵٪	۱۰,۸۰	۱۴,۳۶	۱۱۶,۴	۹ طبقه
۵٪	۱۴,۴۰	۱۵,۹۵	۱۰۷,۰	۱۲ طبقه

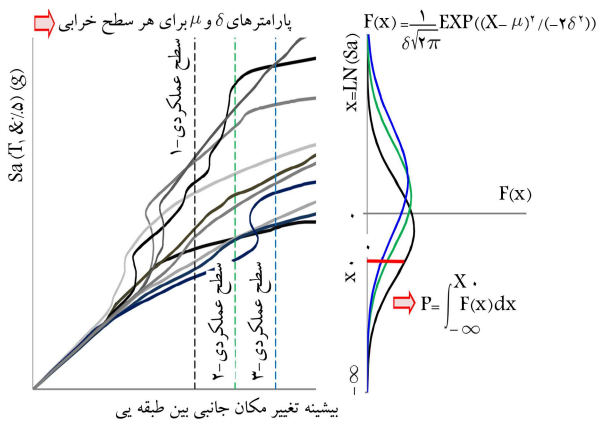
جدول ۴. برخی مشخصات نگاشت‌های انتخاب شده جهت انجام تحلیل دینامیکی افزایشی.

نام زلزله	ایستگاه ثبت نگاشت	سال وقوع	بزرگا	بیشینه‌ی شتاب زمین (g)	فاصله (km)
N.Palm Springs	Anza-Tule Canyon	۱۹۸۶	۶٫۰	۰٫۰۹۵	۵۵٫۴
Trinidad, California	Rio Dell Overpass	۱۹۸۰	۷٫۲	۰٫۱۴۷	۷۱٫۹
Northridge	Carson - Catskill Ave	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۰۸۷	۵۳٫۰
Cape Mendocino	Eureka - Myrtle & West	۱۹۹۲	۷٫۱	۰٫۱۵۴	۴۴٫۶
Loma Prieta	Fremont - Mission San Jose	۱۹۸۹	۷٫۱	۰٫۱۰۶	۴۳٫۰
Northridge	Inglewood - Union Oil	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۱۰۱	۴۴٫۷
Northridge	Bell Gardens - Jaboneria	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۰۹۸	۴۶٫۶
Northridge	LB - City Hall	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۰۵۱	۵۸٫۲
Northridge	Whittier - S. Alta Dr	۱۹۹۴	۶٫۷	۰٫۰۸۹	۵۱٫۲
Kern County	Taft Lincoln School	۱۹۵۲	۷٫۷	۰٫۱۷۸	۰٫۴۱

جدول ۵. طبقه بندی حالت‌های خسارت لرزه‌یی بصورت کمی. [۲۷]

قاب خمشی متوسط	حالت‌های خسارت و جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌یی متناظر با هر یک خسارت		
	خفیف (SD) ^۹	متوسط (MD) ^{۱۰}	گسترده (ED) ^{۱۱}
قاب ۳ طبقه	۰٫۰۰۰۶	۰٫۰۱۰۰	۰٫۰۲۴
قاب ۹ طبقه	۰٫۰۰۰۴	۰٫۰۰۶۷	۰٫۰۱۶
قاب ۱۲ طبقه	۰٫۰۰۰۳	۰٫۰۰۵۰	۰٫۰۱۲

^۹ Slight Damage (Sd) ^{۱۰} Moderate Damage (MD)
^{۱۱} Extensive Damage (ED) ^{۱۲} Complete Damage (CD)

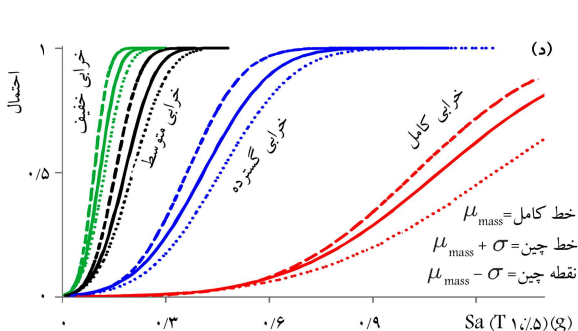
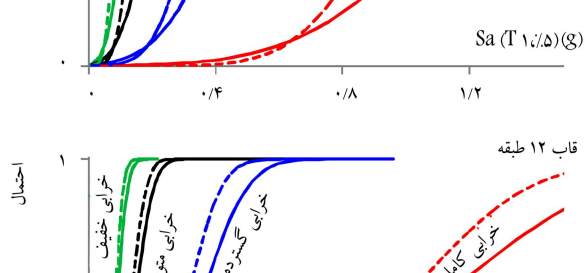
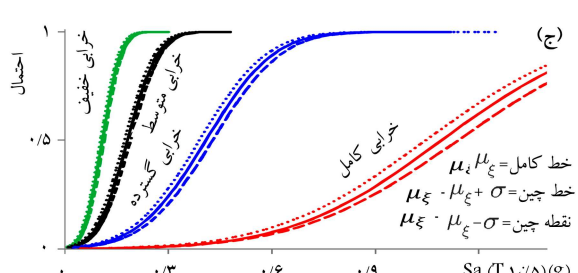
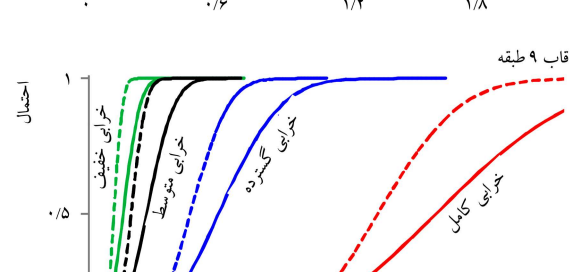
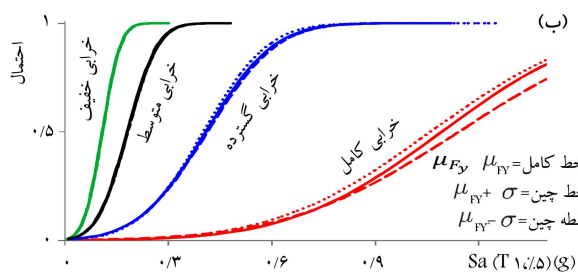
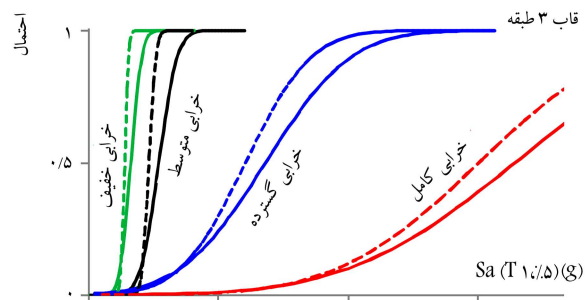
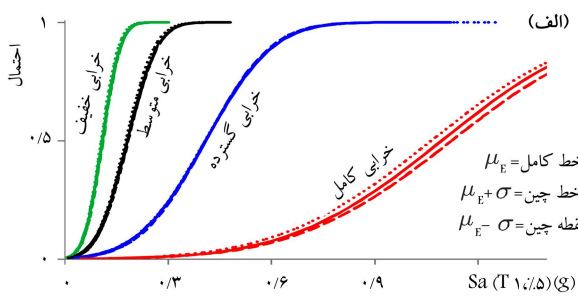


شکل ۳. احتمال گذشتن از یک سطح عملکردی ثابت در سطح خطری فرضی (شماتیک). [۳۰]

عملکردی SD و MD، در قاب‌های ۳ و ۱۲ طبقه مجهز به میراگر، در مقایسه با قاب بدون میراگر تقریباً یکسان است. البته این مورد چندان دور از انتظار نبود، چرا که هدف طراحی لرزه‌یی سازه‌ی تأمین ایمنی جانی در سطوح خرابی بالاست و رسیدن به سطوح عملکردی مذکور در زلزله‌های خفیف در سازه‌های قاب خمشی با و بدون میراگر جرمی به راحتی اتفاق می‌افتد. اما در سطوح عملکردی ED و CD، تغییرات محسوس و نشان از عملکرد مناسب میراگر جرمی تنظیم‌شونده در کاهش احتمال خرابی سازه دارد. تأثیر قابل توجه میراگر در قاب ۹ طبقه در مقایسه با ۲ قاب دیگر در تمام سطوح عملکردی بسیار مشهود است که نشان از عملکرد مناسب میراگر

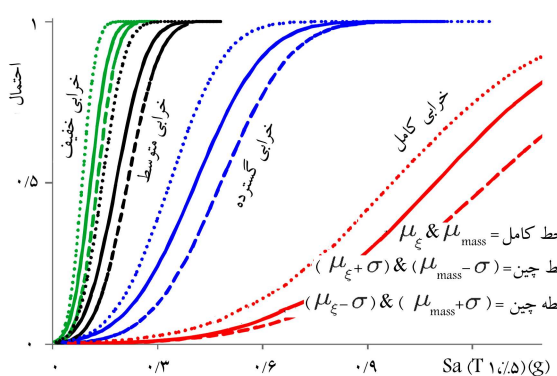
شدت زلزله‌های اعمالی بر سازه که در طول تحلیل‌ها اضافه شده است، با پارامتر IM و خروجی تحلیل‌ها که پاسخ سازه به تهییج است، با پارامتر DM^۸ نمایش داده می‌شود. منحنی‌های IDA در واقع رسم رابطه‌ی بین پاسخ سازه (DM)، نسبت به تغییر شدت (IM)، نگاشت‌هاست. در مطالعه‌ی حاضر، شتاب طیفی اولین مود انتقالی سازه با احتساب میرایی ۵٪ ($Sa(T, 5\%)$) جهت تعریف پارامتر شدت انتخاب شده است. با در نظر گرفتن بیشترین تغییرمکان جانبی نسبی بین طبقه‌یی به عنوان پارامتر پاسخ، سطوح خرابی تعریف شده در HAZUS-۹۷، [۳۰] به عنوان معیار در نظر گرفته شدند (جدول ۵) و به ازاء سطوح مختلف خطر، احتمال گذشتن از این حالات خرابی، تعیین و منحنی‌های شکنندگی ترسیم شدند (شکل‌های ۳ الی ۶). جهت رسم منحنی‌های شکنندگی، مطابق شکل شماتیک ۳، برای هر حالت حدی (سطح عملکردی)، مقادیر شتاب طیفی از روی منحنی‌های حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی برداشت می‌شود. در گامی دیگر، با فرض اینکه لگاریتم طبیعی مقادیر حاصل، توزیع نرمال دارد؛ پس از محاسبه‌ی پارامترهای میانگین (μ) و انحراف استاندارد (σ)، برای مقادیر برداشت‌شده، به ازاء هر حالت حدی یک تابع چگالی احتمال ($F(X)$)، استخراج می‌شود. با جایگزینی مقادیر برای X به عنوان یک سطح از شدت، سطح زیر منحنی تابع چگالی احتمال از $-\infty$ تا X ، احتمال گذشتن ساختمان از حالت حدی مورد نظر در این سطح از شدت را نشان می‌دهد (P). [۳۱] تکرار رویه‌ی مذکور و استخراج مقادیر احتمال برای شدت‌های مختلف، منجر به استخراج منحنی شکنندگی برای سطح عملکردی مورد نظر خواهد شد.

همان‌طور که انتظار می‌رفت، استفاده از میراگر جرمی سبب کاهش احتمال خرابی و بهبود عملکرد سازه می‌شود. مطابق شکل ۴، احتمال خرابی در سطوح



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی سازه‌ی مجهز به میراگر (خط کامل) و سازه‌ی بدون میراگر با مشخصات میانگین (خط چین).

شکل ۵. مقایسه‌ی منحنی شکنندگی قاب ۹ طبقه‌ی مجهز به میراگر جرمی با مشخصات $\mu \pm \sigma$.

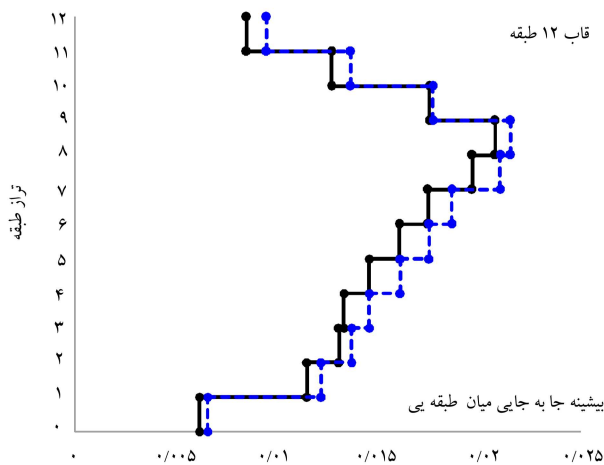
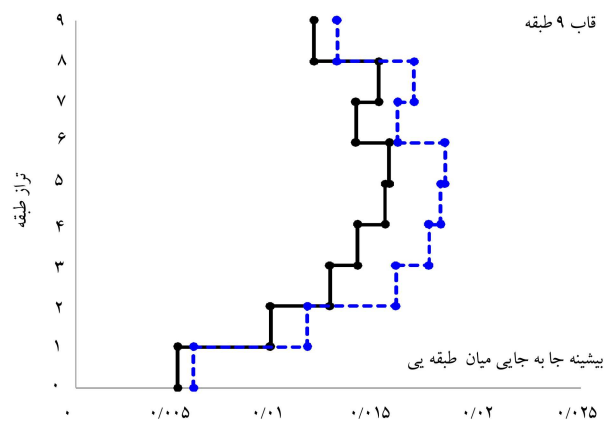
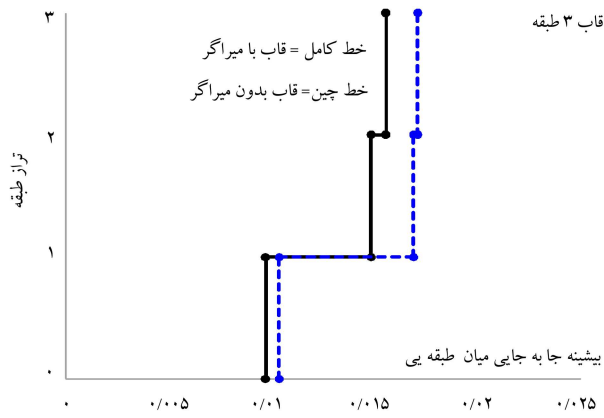


شکل ۶. منحنی شکنندگی قاب ۹ طبقه‌ی مجهز به میراگر جرمی با مشخصات $\mu_{mass} \pm \sigma$ و $\mu_{\xi} \mp \sigma$.

در کاهش احتمال خرابی این قاب دارد. پس از تحلیل شکنندگی مطابق الگوریتم ارائه‌شده در قسمت‌های قبل، با توجه به تأثیرگذاری بیشتر میراگر در قاب ۹ طبقه، به جهت رعایت اختصار، نمودار نتایج تحلیل‌های ذکرشده فقط برای قاب ۹ طبقه مجهز به میراگر با ضریب تغییرات مشخص شده در جدول ۲ ارائه و برای قاب‌های ۳ و ۱۲ طبقه به ارائه‌ی نتایج به دست آمده بسنده شده است. لازم به یادآوری است که برای بازه‌ی تغییرات هر متغیر تصادفی از فرضیات روش ارائه‌شده‌ی در پژوهشی در سال ۲۰۰۰، استفاده شد.^[۲۱]

در شکل ۵ (الف و ب) مشاهده می‌شود که در سطوح عملکردی MD، SD و ED اعمال عدم قطعیت ($\pm \sigma$) در پارامترهای E و F_y تأثیر چندانی در پاسخ سازه نداشته است. احتمال خرابی در سطح عملکردی CD، برای این دو عدم قطعیت به ازاء یک مقدار ثابت برای $Sa(T_{1\%}/5)(g)$ در حالت $\mu + \sigma$ نسبت به حالت $\mu - \sigma$ پایین‌تر است که نشان از بهبود پاسخ سازه در حالت $\mu + \sigma$ دارد.

می‌توان گفت اثر عدم قطعیت دو پارامتر E و F_y در حالات حدی بالاتر، تقریباً ناچیز و قابل صرف‌نظر است. شکل ۵ (ج)، میزان تأثیرگذاری عدم قطعیت پارامتر میرایی (ξ) در پاسخ سازه را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشخص است،



شکل ۷. میانگین بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ی ناشی از نگاشت‌های مقیاس‌شده به طیف طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران.

در نمودار تورنادو، نتایج تغییر عدم قطعیت‌ها (که برای آن‌ها دامنه‌ی تغییر تعریف شده است) بر عملکرد سازه، به صورت هم‌زمان نشان داده می‌شود تا عدم قطعیت‌هایی که بیشترین تأثیر را در پاسخ سازه دارند، به راحتی مشخص شوند. این نمودار از شماری میله‌ی افقی تشکیل می‌شود. هر میله، مختص یک عدم قطعیت است و در واقع، بیان‌گر فاصله‌ی میان دو حد بالا و پایین در پاسخ سازه به علت تغییرات در عدم قطعیت مذکور است. بدین ترتیب، میله‌ی مربوط به عدم قطعیتی که بیشترین تأثیر را در پاسخ سازه دارد، بیشترین طول را خواهد داشت.^[۳۴] از مرتب شدن میله‌های

عدم قطعیت میرایی سازه تأثیر چندانی در سطوح عملکردی SD و MD نداشته و در سطوح عملکردی ED و CD تأثیر آن نمود پیدا کرده است. بدین صورت که با افزایش میرایی ذاتی سازه، احتمالاً خرابی سازه کاهش می‌یابد. لازم به ذکر است که احتمال خرابی سازه در سطوح عملکردی CD در حالتی که میرایی ذاتی کاهش می‌یابد، کمتر از ۱۰٪ نسبت به حالتی که میرایی ذاتی سازه افزایش می‌یابد، نوسان دارد.

شکل ۵ (د)، میزان تأثیرگذاری عدم قطعیت پارامتر جرم ($mass$) در پاسخ سازه را نشان می‌دهد. تأثیر عدم قطعیت جرم سازه در تمامی سطوح عملکردی مشهود است. به طوری که بیشترین اثر خود را در حالت حدی CD نشان می‌دهد. بدین صورت که کاهش و افزایش ۱۰٪ در کل جرم سازه با احتمال فراگذشت ۵۰٪ از حالت حدی CD، نسبت به حالتی که کلیه پارامترها به صورت تعینی هستند، به ترتیب به میزان ۱۴/۶۴ و ۶/۷۰ درصد متغیر است. با توجه به حساسیت پاسخ سازه به دو پارامتر میرایی و جرم، اثر هم‌زمانی وقوع این دو پارامتر و به عبارتی بهترین و بدترین سناریو در وقوع عدم قطعیت جرم و میرایی نیز بررسی شد. نتیجه‌ی بررسی انجام‌شده در شکل ۶ نشان داده شده است.

همان‌طور که در شکل ۶ مشاهده می‌شود، وقوع هم‌زمان $\mu_{mass} - \sigma$ و $\mu_{\xi} + \sigma$ موجب افزایش ظرفیت و بهبود عملکرد لرزه‌ی سازه می‌شود. در $P = 5\%$ ، نسبت به حالتی که کلیه پارامترها به صورت غیر تصادفی هستند، ۱۴/۸۵٪ افزایش ظرفیت و بهبود عملکرد لرزه‌ی وجود دارد. به همین صورت، در حالت $\mu_{mass} + \sigma$ و $\mu_{\xi} - \sigma$ ، نسبت به حالت میانگین، ۱۲/۵٪ کاهش ظرفیت و افزایش احتمال خرابی است.

۵. تحلیل تاریخچه‌ی زمانی

به منظور بررسی اثر میراگر در پاسخ سازه تحت سطح خطر طراحی آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران، نتایج تحلیل تاریخچه‌ی زمانی روی مدل‌های تعینی در دو حالت با و بدون میراگر جرمی مقایسه شده است. برای تحلیل تاریخچه‌ی زمانی، نخست نگاشت‌های معرفی‌شده در جدول ۴ براساس دستورالعمل ارائه‌شده در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی ایران (استاندارد ۲۸۰۰)^[۳۳] به طیف طرح منطقه که برای خاک تیپ ۲ و دوره‌ی بازگشت ۴۷۵ سال تنظیم شده است، مقیاس شدند. بعد از اعمال هر نگاشت، بیشینه‌ی جابه‌جایی نسبی میان طبقه‌ی به عنوان پاسخ سازه برداشت شد. همان‌طور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، میراگر تأثیر قابل ملاحظه‌ی در کنترل پاسخ سازه‌ها خصوصاً سازه‌ی ۹ طبقه (ارتفاع متوسط) داشته است.

البته نمی‌توان به صراحت از تأثیرگذاری مطلوب سیستم اتلاف انرژی ذکر شده در کاهش پاسخ سازه‌ها گفت، چرا که طراحی اولیه‌ی سازه‌ی بدون میراگر، نوع تحریک و ... از عوامل مهم و تأثیرگذار در پاسخ سازه هستند. تحلیل حساسیت از جمله ابزارهای مفید برای بررسی میزان تأثیرپذیری پاسخ سازه از عدم قطعیت‌های موجود است. برای انجام تحلیل موردنظر، ابتدا مقادیر تمام عدم قطعیت‌ها در مقدار میانگین‌شان ثابت فرض می‌شود. در گامی دیگر، با تغییر یکی از عدم قطعیت‌ها در دو مقدار حدی بالا و پایین از بازه‌ی تغییرات محتمل، پاسخ سازه برداشت می‌شود. تکرار این فرایند برای تمام عدم قطعیت‌ها منجر به استخراج دو مقدار حدی خروجی برای هر کدام از متغیرها خواهد شد. نتایج این تحلیل عموماً توسط نموداری موسوم به نمودار تورنادو نمایش داده می‌شود.

آن مطابق شکل ۸ رسم شده است. با توجه به شکل مذکور مشخص می‌شود که پاسخ سازه به عدم قطعیت جرم نسبت به سایر عدم قطعیت‌ها حساس‌تر است. از طرفی حساسیت نسبت به پارامترهای میرایی سازه، مدول ارتجاعی و مقاومت تسلیم فولاد مصرفی تقریباً یکسان و کمتر از ۱۰٪ است.

۶. نتیجه‌گیری

بدیهی است نتایج حاصل از مطالعه‌ی حاضر محدود به مدل‌ها و فرضیات انجام شده است و استفاده از نتایج به دست آمده نمی‌تواند برای تمامی مدل‌های تحلیلی آتی مورد استناد قرارگیرد. نتایج به دست آمده از پژوهش حاضر به این شرح است:

۱. از میان مدل‌های مورد مطالعه، با توجه به شرایط طراحی اولیه و مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees، قاب ۹ طبقه‌ی مجهز به میراگر جرمی تنظیم‌شونده، حساسیت بیشتری نسبت به عدم قطعیت‌های مربوط به جرم و میرایی سازه و همچنین تنش تسلیم و مدول ارتجاعی فولاد داشته است.

۲. اختلال در تنظیمات میراگر جرمی می‌تواند به‌طور قابل ملاحظه‌ی در افزایش یا کاهش احتمال خرابی سازه‌ی فلزی در محدوده‌ی تغییرشکل‌های غیرخطی مؤثر باشد. میزان این تأثیرگذاری، برای دو عدم قطعیت شناختی سازه (جرم و میرایی)، نسبت به سایر عدم قطعیت‌های شناختی برجسته‌تر است.

۳. تغییر مطلوب جرم و میرایی به‌طور هم‌زمان $\mu_{mass} + \sigma_{mass}$ و $\mu_{\xi} + \sigma_{\xi}$ موجب افزایش قابل توجه در بهبود عملکرد لرزه‌ی سازه نسبت به حالت تعیینی می‌شود. به طوری که این تغییر مطلوب موجب افزایش احتمال فراگذشت ۱۴/۸۵٪ نسبت به حالت تعیینی می‌شود.

۴. تأثیر اختلال پارامترهای E و F_y ، در سطوح عملکردی مختلف تقریباً ناچیز است و می‌توان از آن‌ها صرف‌نظر کرد.

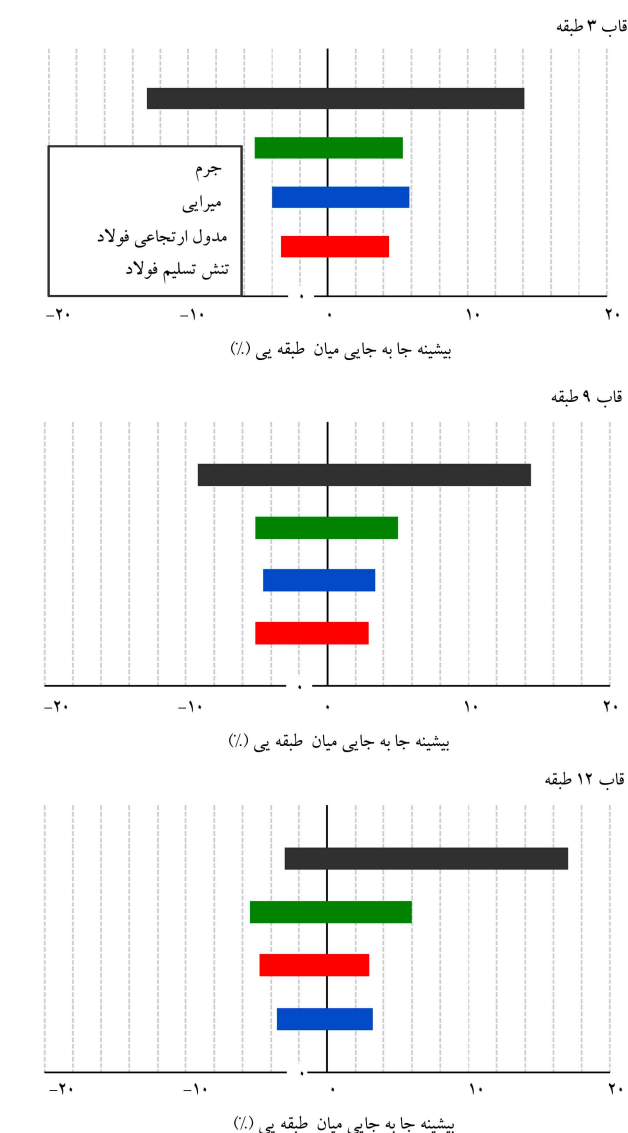
۵. اختلال در میرایی ذاتی سازه در جهت افزایش آن، در دو حالت با و بدون میراگر، تأثیری مطلوب در کاهش پاسخ سازه خواهد داشت. عکس این قضیه نیز صادق است.

۶. اختلال در جرم سازه، بیشترین تأثیر را در پاسخ سازه در دو حالت با و بدون میراگر جرمی می‌گذارد. کاهش جرم سازه‌ی مجهز به میراگر در قاب ۹ طبقه‌ی مورد بررسی در سطح عملکردی خرابی کامل (CD)، افزایش ۱۴/۶۷٪ عملکرد لرزه‌ی سازه را موجب می‌شود.

پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی اثر هم‌زمانی عدم قطعیت در پارامترهای سازه و میراگر، با نسبت جرمی‌های متفاوت برای سازه‌هایی با تعداد طبقات مختلف بررسی شود.

پانوشته‌ها

1. tuned mass damper (TMD)
2. multiple tuned mass damper (MTMD)



شکل ۸. نمودار تورنادو - حساسیت پاسخ سازه به عدم قطعیت‌های مختلف.

افقی به ترتیب نزولی، نموداری شبیه گردباد ایجاد می‌شود، که علت نام‌گذاری آن به تورنادو نیز همین مورد است.

لازم به ذکر است که در مطالعه‌ی حاضر از $\mu + \sigma$ و $\mu - \sigma$ به ترتیب به عنوان کرانه‌های بالا و پایین تغییرات هر عدم قطعیت استفاده شده است. برای مدل‌های مورد مطالعه، نمودار تورنادو برای هر متغیر تصادفی (عدم قطعیت) در بازه‌ی تغییرات

3. distributed plasticity method (DPM)
4. mass
5. intensity measure (IM)
6. incremental dynamic analysis (IDA)
7. pacific earthquake engineering research (PEER)

8. damage measure (DM)
9. "first-mode" spectral acceleration ($Sa(T_1, \zeta, \delta)$)

منابع (References)

1. Frahm, H. "Device for damping vibrations of bodies", U.S. Patent No. 989958 (1909).
2. Den Hartog, J.P., *Mechanical Vibrations*, Mc Graw-Hill, New York Reprinted by Dover, New York (1985) (1956).
3. Bishop, R.E.D. and Welbourn, D.B. *The Problem of the Dynamic Vibration Absorber*, Engineering, Lond 174, 796 p. (1952).
4. Falcon, K.C., Stone, B.J. and Simcock, W.D. "Optimization of vibration absorbers: a graphical method for use on idealized systems with restricted damping", *Journal of Mechanical Engineering, Sci.*, **9**(5), pp. 374-381 (1967).
5. Randall, S.E., Halsted, D.M. and Taylor, D.L. "Optimum vibration absorbers for linear damped systems", *ASME, Journal of Mechanical Design*, **103**(4), pp. 908-913 (1981).
6. Mohebbi, M. and Joghataie, A. "Designing optimal tuned mass dampers for nonlinear frames by distributed genetic algorithms", *The Structural Design of Tall and Special Building*, **21**(1), pp. 57-76 (2011).
7. Venanzi, I. "Robust optimal design of tuned mass dampers for tall buildings with uncertain parameters", *Struct. Multidisc. Optim.*, **51**(1), pp. 239-250 (2014).
8. Bekdas, G. and Nigdeli, S.M. "Response of discussion Estimating optimum parameters of tuned mass dampers using harmony search", *Engineering Structures*, **58**, pp. 105-106 (2014).
9. Xiang, P. and Nishitani, A. "Optimum design and application of non-traditional tuned mass damper toward seismic response control with experimental test verification", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **44**(13), pp. 2199-2220 (2015).
10. Kenarangi, H. and Rofooei, F. "Application of tuned mass dampers in controlling the nonlinear behavior of 3-D structural models, considering the soil-structure interaction", *Proceedings of 5th National Congress on Civil Engineering*, Mashhad, Iran (May 4-6, 2010).
11. Roffel, A., Lourenco, R., Narasimhan, S. and Yarusvych, S. "Adaptive compensation for detuning in pendulum tuned mass dampers", *Journal of Structural Engineering*, **137**(2), pp. 242-251 (2011).
12. Hazra, B., Sadhu, A., Lourenco, R. and Narasimhan, S. "Re-tuning tuned mass dampers using ambient vibration measurements", *Smart Materials and Structures*, **19**(11), 13 p. (2010).
13. Dehghan-Niri, E., Zahrai, S.M. and Mohtat, A. "Effectiveness-robustness objectives in MTMD system design: An evolutionary optimal design methodology", *Structural Control & Health Monitoring*, **17**(2), pp. 218-238 (2010).
14. Rana, R. and Soong, T.T. "parametric study and simplified design of tuned mass dampers", *Engineering Structures*, **20**(3), pp. 193-204 (1998).
15. Sggoba, S. and Marano, G.C. "Optimum design of linear tuned mass dampers for structures with nonlinear behavior", *Mechanical Systems and Signal Processing*, **24**(6), pp. 1739-1755 (2010).
16. Tarbali, K. and Nateghi, F. "Effect of structural uncertainty on seismic response of steel moment-resisting frames equipped with tuned mass damper", *International Journal of Steel Structures*, **14**(2), pp. 231-241 (2014).
17. Hoang, N., Fujino, Y. and Warnitchai, P. "Optimal tuned mass damper for seismic applications and practical design formulas", *Engineering Structures*, **30**(3), pp. 707-715 (2008).
18. Computers and Structures Inc. (CSI), "Structural and earthquake engineering software, ETABS", Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems Non-linear Version 9.5.0, Berkeley, CA, USA (2008).
19. OpenSees 2.4.0., "Open system for earthquake engineering simulation", Home Page Web Site: <http://opensees.berkeley.edu>.
20. FEMA-451B, "NEHRP recommended provisions for new buildings and other structures: Training and instructional materials, topic 15-5a: Advanced analysis, Part 1", Federal Emergency Management Agency (FEMA), Washington D.C. (2007).
21. Porter, K.A., Beck, J.L. and Shaikhutdinov, R.V. "Sensitivity of building loss estimates to major uncertain variables", *Earthquake Spectra*, **18**(4), pp. 719-743 (2002).
22. Cardoso, J.B., Almeida, J.R., Dias, J.M. and Coelho, P.G. "Structural reliability analysis using Monte Carlo simulation and neural networks", *Advances in Engineering Software*, **39**(6), pp. 505-513 (2008).
23. Wirsching, P.H. and Campbell, G.W. "Minimal structural response under random excitation using vibration absorber", *Earthquake eng. struct. Dyn.*, **2**(4), pp. 303-312 (1974).
24. Cimellaro, G.P., Reinhorn, A.M., Bruneau, M. and Rutenberg, A., *Multi-Dimensional Fragility of Structures: Formulation and Evaluation*, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER), 162 p. (2006).
25. Khalvati, A.H. and Hosseini, M. "A new methodology to evaluate the seismic risk of electrical power substations", The 14th WCEE, Beijing, China (October 12-17, 2008).
26. Vamvatsikos, D. and Cornell, C.A. "Incremental dynamic analysis", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **31**(3), pp.491-514 (2002).
27. Beheshti-Aval, S.B. "Seismic rehabilitation of existing buildings", K.N. Toosi University of Technology Press, Iran, I, pp. 725-756 (2013).
28. Shome, N. "Probabilistic seismic demand analysis of nonLinear structures", PhD. Dissertation, Stanford University (1999).
29. *PEER Ground Motion Database*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Web Site: http://peer.berkeley.edu/peer_ground_motion_database.
30. *Risk Management Solutions, Inc. Earthquake Loss Estimation Method-HAZUS97 Technical Manual*, National Institute of Building Sciences, Washington D.C. (1997).

31. Beheshti-Aval, S.B. and et al. "Seismic characteristics of tunnel form irregular plan", *Journal of Solid and Fluid Mechanics, Concrete Buildings with Irregular Plan*, **5**(3), pp. 1-15 (2015).
32. Nowak, A.S. and Collins, K.R., *Reliability of Structures*, MC-Graw Hill, USA (2000).
33. Permanent Committee for Revising the Standard 2800, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Building and Housing Research Center, Tehran, Iran (2005).
34. Clemen, R.T., *Making Hard Decisions: An Introductory to Decision Analysis (2nd ed.)*, Belmont, CA: Duxbury, pp. 50-84 (1996).