

# ارزیابی رفتار لرزه‌ی سازه‌های فولادی با مهاربندی کمانش تاب به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده

غلامرضا قدرتی‌امیری\* (استاد)

احسان درویشان (دانشجوی دکتری)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران

فرهاد رهگذر (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه شمال

مهندسی عمران شریف، بهار ۱۳۹۳ (ص ۱۳-۲۰)  
دربی ۲-۳، شماره ۱/۲، ص ۱۳-۲۰

در این پژوهش عملکرد لرزه‌ی، قاب‌های فولادی با مهاربندهای کمانش تاب به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده که به تازگی معرفی شده و همین‌طور تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این کار تعدادی قاب مهاربندی شده با پیکربندی‌های مهاربندی قطری، ضربدری دوبخشی، و شورون طراحی شده‌اند. مقادیر پاسخ غیرکشسان سازه‌ها شامل جابجایی، جابجایی نسبی طبقات و بارش طبقات حاصل از تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در نهایت، اثر تعداد رکوردهای زلزله در تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده در پراکندگی نتایج مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که روش تحلیل استاتیکی غیرخطی در برخی مواقع مقادیر پاسخ ساختمان را دست‌بالا تخمین می‌زند. ضمناً افزایش تعداد رکوردهای زلزله، تأثیر چندانی در بهبود پراکندگی نتایج در روش دینامیکی مقیاس شده ندارد.

واژگان کلیدی: مهاربند کمانش تاب، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده.

## ۱. مقدمه

سیستم‌های مهاربندی در قاب‌های فولادی در مقایسه با قاب‌های خمشی، سهولت اجرای بیشتر و قیمت تمام‌شده‌ی پایین‌تری دارند؛ به همین جهت در ساختمان‌های فولادی بسیار پرکاربرد هستند. با این حال با رخ دادن زلزله‌های بزرگ و مخرب در چند دهه‌ی اخیر، بسیاری از ساختمان‌های فولادی بادبندی شده، که طبق آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ی موجود طراحی شده بودند، عملکرد مناسبی از خود نشان ندادند.<sup>[۱]</sup> تحقیقات نشان داده است که بسیاری از نقایص رفتاری مهاربندهای همگرای متعارف، نتیجه‌ی اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی و زوال در سیستم مهاربندی‌های هم‌محور این مهاربندهاست؛ که ناشی از کمانش مهاربند در مود فشاری است.<sup>[۲]</sup> نقطه ضعف مهاربندهای هم‌محور را می‌توان با استفاده از مهاربندهای کمانش تاب، که در آنها مهاربند در فشار بدون رخ دادن کمانش جاری می‌شود، اصلاح کرد.<sup>[۳]</sup>

امروزه با مطرح شدن بحث طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل پوس‌آور به طور گسترده‌ی در دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ی سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. مشکل اساسی روش‌های آنالیز استاتیکی غیرخطی، لحاظ‌نشدن آثار مودهای بالاتر به رسمیت شناخته شده است. رفتار بادبندهای کمانش تاب در گذشته با روش تحلیل‌های سنتی استاتیکی و دینامیکی غیرخطی بررسی شده است. در این پژوهش سعی بر آن است که رفتار لرزه‌ی این نوع مهاربندها با استفاده از روش نوین تحلیل دینامیکی مقیاس شده بررسی شود، تا شناخت دقیق‌تری از رفتار قاب‌های مهاربندی شده با این مهاربندها حاصل شود. برای این کار قاب‌های مهاربندی‌شده‌ی ۳ و ۱۲ طبقه فولادی با سه نوع پیکربندی مهاربندی ضربدری دوبخشی، شورون، و قطری بررسی شده‌اند. مقادیر پاسخ سازه‌ها شامل: جابجایی، جابجایی نسبی، و بارش طبقات حاصل از

در مقادیر پاسخ و همین‌طور نوع الگوی بار جانبی است. هر چند دقت آنها در تعیین تغییرمکان بام (گره‌ی کنترل) قابل قبول است، اما در سازه‌هایی که تأثیر مودهای بالاتر زیاد است، نتایج حاصل از این روش در قیاس با آنالیز دینامیکی غیرخطی مناسب نیست.<sup>[۴]</sup> اخیراً در پژوهشی، روشی با نام روش دینامیکی غیرخطی مقیاس شده<sup>۱</sup> ارائه شده است.<sup>[۵]</sup> طبق این روش، پراکندگی بین نتایج حاصل از آنالیز دینامیکی غیرخطی را می‌توان با مقیاس‌سازی تعداد کمی رکورد زلزله، به گونه‌ی که تغییرمکان پیشینه‌ی مرکز جرم بام در آنالیز دینامیکی غیرخطی برابر تغییرمکان هدف تعیین شده از آنالیز پوس‌آور شود، کاهش داد. این روش هم‌اکنون در دستورالعمل FEMA ۴۴۰،<sup>[۶]</sup> به رسمیت شناخته شده است.

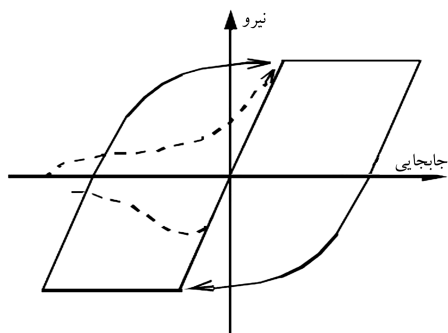
\* نویسنده مسئول  
تاریخ دریافت: ۱۳۹۰/۷/۳۰، اصلاحیه ۱۳۹۱/۶/۲۴، پذیرش ۱۳۹۱/۹/۲۰.

تحلیل‌ها با یکدیگر مقایسه شده‌اند. در نهایت، اثر تعداد رکوردهای زلزله در تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده در پراکندگی نتایج مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲. مهاربندهای کمانش تاب

مبانی اصلی عملکرد مهاربندهای کمانش تاب، جلوگیری از وقوع کمانش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه است. این امر با پوشاندن سراسر طول هسته فولادی در یک غلاف فولادی پر شده با بتن یا ملات میسر می‌شود. در این سیستم نیاز به فراهم آوردن یک سطح لغزش یا لایه ناپوستگی بین هسته فولادی و بتن محصورکننده است. مزیت عمده این کار در بالارفتن مود کمانش به میزانی است که مود کمانش مهاربند پس از جاری شدن هسته مرکزی آن در فشار رخ دهد. این مطلب در شکل ۱ به صورت شماتیک نشان داده شده است. شکل ۲، اجزاء سازنده مهاربند کمانش تاب را نشان می‌دهد.

رفتار قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب، به رغم مشابهت ظاهری، تفاوت زیادی با قاب‌های مهاربندی متداول هم‌محور دارد. در سیستم مهاربندی کمانش تاب، چرخه‌های هیستریزس از نوع پایدار است و طی چرخه‌های بارگذاری و باربرداری متعدد، افت در مقاومت و سختی سیستم مشاهده نمی‌شود. شکل ۳، رفتار هیستریزس بادبندهای کمانش تاب را نشان می‌دهد.



شکل ۳. رفتار هیستریزس بادبندهای سنتی و کمانش تاب.<sup>[۱۱]</sup>

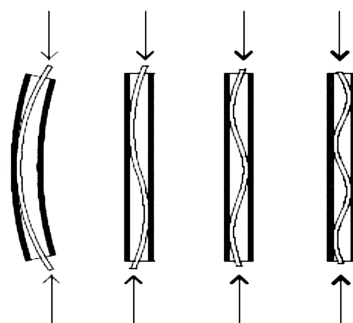
تاکنون پژوهش‌های متعددی بر روی مهاربندهای کمانش تاب صورت گرفته است. برای مثال در سال ۲۰۱۰، انواع روش‌های استاتیکی غیرخطی برای ارزیابی لرزه‌ی این نوع بادبند مورد آزمایش قرار گرفته است.<sup>[۸]</sup> همچنین در پژوهش دیگری، رفتار این نوع بادبند جهت افزایش سختی قاب همراه با قاب خمشی مطالعه شده است.<sup>[۹]</sup> پارامترهای لرزه‌ی این بادبندها با استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی نیز در پژوهشی بررسی شده است.<sup>[۱۰]</sup> همچنین، رفتار لرزه‌ی این مهاربند با پیکربندی‌های مختلف ارزیابی شده است.<sup>[۱۱]</sup> عملکرد اتصالات مهاربندهای کمانش تاب نیز در پژوهش دیگری بررسی شده<sup>[۱۲]</sup> و پاسخ لرزه‌ی یک ساختمان بلندمرتبه‌ی مهاربندی شده با این مهاربندها در یک ناحیه با لرزه‌خیزی بالا آزمایش شده است.<sup>[۱۳]</sup>

## ۳. روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده

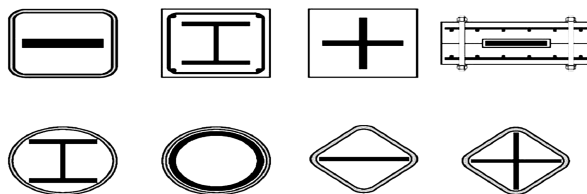
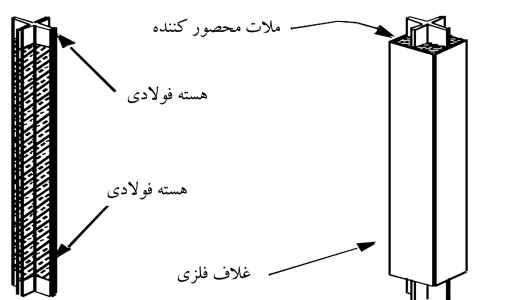
در آنالیز استاتیکی غیرخطی، توزیع نیرو و تعیین تغییرمکان هدف بر این دو فرض استوارند که پاسخ سازه به وسیله مود ارتعاشی اصلی ساختمان کنترل می‌شود و شکل این مود پس از جاری شدن سازه بدون تغییر باقی می‌ماند. برای رفع این مشکل، تاکنون روش‌های متعددی مانند روش پوش‌آور مودال و یا به‌هنگام‌شونده معرفی شده‌اند که هر یک کاستی‌هایی دارند. از طرف دیگر، تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز به علت نیاز به انجام تعداد زیادی تحلیل دینامیکی مجزا با استفاده از رکوردهای زلزله‌ی سازگار با طیف طراحی و همین‌طور به دلیل پراکندگی قابل توجه نتایج، کماکان به‌طور گسترده جهت کاربردهای عملی به کار نمی‌رود.

هدف از ارائه روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده آن است که با ترکیب مزایای هر دو روش، روشی ارائه شود که علاوه بر سهولت و کاربردی بودن، دقت مناسبی در تخمین عملکرد لرزه‌ی سازه داشته باشد. در این روش از تعداد کمی آنالیز تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی با رکوردهای زلزله‌ی مقیاس شده، به گونه‌ی که تغییرمکان بیشینه‌ی مرکز جرم بار برابر تغییرمکان هدف تعیین شده از آنالیز پوش‌آور شود، استفاده می‌شود.

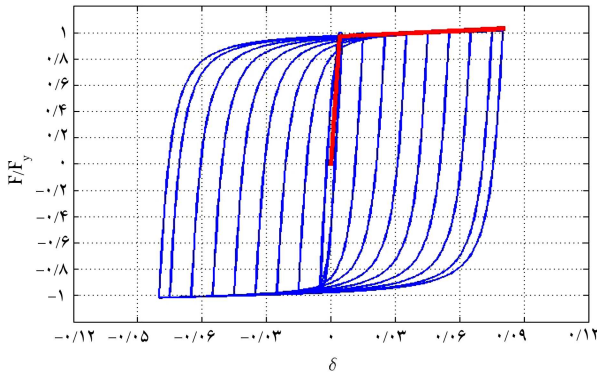
در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده، خطر لرزه‌ی با تغییرمکان غیرکوشان بیشینه در تراز بام مشخص می‌شود. تغییرمکان هدف سازه با استفاده از روش‌های آنالیز استاتیکی غیرخطی و روش‌های ارائه شده در FEMA ۳۵۶،<sup>[۱۴]</sup> ATC 40<sup>[۱۷]</sup> و یا روابط اصلاح شده‌ی FEMA 440 قابل تعیین است. در واقع در این روش، مدل سازه‌ی تحت یک الگوی بار دینامیکی (به جای الگوی بار استاتیکی) قرار می‌گیرد و میزان بار جانبی تا رسیدن مرکز جرم بام به تغییرمکان هدف حاصل از روش استاتیکی غیرخطی افزایش می‌یابد. شیوه‌ی کار بدین ترتیب است که ابتدا با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی تغییرمکان هدف بام مشخص



شکل ۱. ایده‌ی محصورکردن ستون برای ظرفیت باربری فشاری بیشتر.<sup>[۱۵]</sup>



شکل ۲. اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی مهاربند کمانش تاب.<sup>[۱۵]</sup>



شکل ۵. رفتار هیستریزس و پوش نیرو-جابجایی مهاربندهای کمانش تاب.

قبلاً توسط مصالح Steel ۲ تعریف شده است. برای تعریف پارامترهای مصالح Steel ۲ از رفتار دوخطی بدون کاهندگی با سخت‌شدگی کرنشی ۰/۳٪ و بدون سخت‌شدگی ایزوتروپیک استفاده و تنش تسلیم فولاد برابر  $2400 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. المان‌ها از نوع Nonlinear beam-column تعریف شده‌اند تا رفتار غیرخطی تمامی اعضای تیر، ستون، و بادبند در تحلیل‌های غیرخطی لحاظ شود. شکل ۵، نمودار هیستریزس و پوش منحنی نیرو-جابجایی اعضای مهاربند را نشان می‌دهد. برای لحاظ کردن کمانش احتمالی ستون‌ها، در وسط هر ستون یک گره تعریف شده است؛ که دارای مقدار اندکی خروج از محوریت<sup>۲</sup> برابر با  $1/1000$  طول ستون است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی هندسی در تحلیل می‌توان کمانش ستون‌ها را مدل کرد.

## ۵. شتاب‌نگاشت‌ها و مقیاس کردن آنها

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس‌دهی نیاز به رکوردهای زلزله است. تمامی رکوردهای انتخاب‌شده در این تحقیق در خاک نوع III ثبت شده‌اند. برای مقایسه‌ی نتایج پاسخ‌های تحلیل‌های روش استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس‌دهی، مقادیر جابجایی بام در این تحلیل‌ها برابر در نظر گرفته شده است. مقدار جابجایی بام به ارتفاع کل برای ساختمان‌های سه طبقه برابر ۰/۲٪ و ۱٪ و برای ساختمان‌های ۱۲ طبقه برابر ۰/۲٪ و ۰/۵٪ در نظر گرفته شده است. این اعداد بر اساس تحلیل‌های اولیه‌ی انجام‌شده متناظر با ابتدای ناحیه‌ی غیرخطی و نزدیکی فروریزش سازه هستند. بدین ترتیب امکان مقایسه‌ی دقت تحلیل‌ها برای سطح عملکردهای مختلف وجود خواهد داشت. جدول ۱، رکوردهای مورد استفاده در تحلیل را نشان می‌دهد.

## ۶. تحلیل‌های انجام‌شده

### ۶.۱. تحلیل استاتیکی غیرخطی

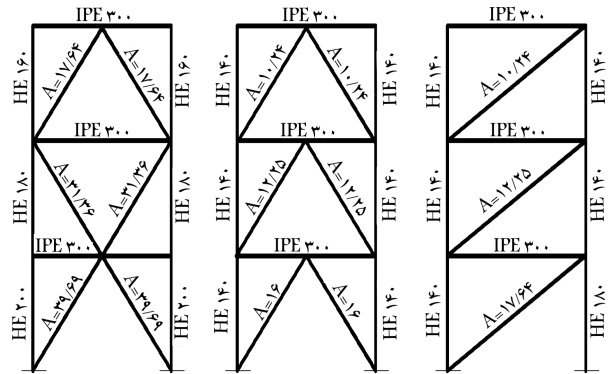
برای انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار OpenSEES استفاده شده است. با توجه به منظم بودن ساختمان‌ها در ارتفاع، برای بارگذاری جانبی سه نوع الگوی بار جهت مقایسه استفاده شده است: ۱. الگوی بار مطابق با شکل مود اول سازه، ۲. الگوی بار مطابق با تحلیل استاتیکی معادل، ۳. الگوی بار یک‌نواخت سازگار با جرم طبقات. در شکل‌های ۶ و ۷، نمودار ظرفیت سازه‌ها در تحلیل استاتیکی غیرخطی نشان داده شده است.

می‌شود. سپس یک تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از یک رکورد زلزله بر روی سازه انجام می‌شود. ضریب مقیاس این رکورد با استفاده از سعی و خطا به نحوی انتخاب می‌شود که جابجایی بام حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی برابر با تغییرمکان هدف حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی شود. این کار برای چند رکورد زلزله تکرار و میانگین نتایج به‌عنوان پاسخ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین هر رکورد زلزله‌ی مقیاس‌دهی بیانگر الگوی بارگذاری دینامیکی متفاوتی است. در پژوهشی پیشنهاد شده است که دست‌کم از ۳ رکورد زلزله برای تحلیل استفاده شود.<sup>[۶]</sup>

## ۴. طراحی مدل‌سازی تحلیلی سازه‌ها

در این پژوهش از ۲ گروه ساختمان ۳ و ۱۲ طبقه فولادی مهاربندی‌شده با مهاربندهای کمانش تاب استفاده شده است. برای مطالعه‌ی تأثیر پیکربندی بادبندها در رفتار ساختمان‌ها، در هر گروه از سه نوع مهاربند قطری، شورون، و ضربدری در مدل‌سازی و تحلیل استفاده شده است. به دلیل اینکه در قاب‌های مهاربندی‌شده فقط دهنه‌ی مهاربندی‌شده در مقابل بارهای جانبی مقاومت می‌کند، در مدل‌سازی و تحلیل فقط دهنه‌ی مهاربندی‌شده منظور شده است. ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر و طول دهنه‌ها ۶ متر است. فرض شده است که ساختمان‌ها در منطقه‌ی با خاک نوع III و خط‌نمایی زلزله‌ی خیلی زیاد طبق آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰<sup>[۱۸]</sup> واقع شده‌اند. قاب‌ها در پلان و ارتفاع منظم هستند. بنابراین مدل‌سازی قاب‌ها به‌صورت دو بعدی انجام شده است. با توجه به شباهت‌های ضوابط کلی آیین‌نامه‌ی مبحث دهم ویرایش ۸۷<sup>[۱۹]</sup> و آیین‌نامه‌ی ۳۶۰-۰۵ AISC<sup>[۲۰]</sup> طراحی ساختمان‌ها به روش حدی و مطابق با آیین‌نامه‌ی ۳۶۰-۰۵ AISC انجام شده است. کلیه‌ی پارامترهای لرزه‌ی طراحی شامل ضریب رفتار ( $R$ )، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب تغییرشکل ( $C_d$ ) مطابق جدول ۲-۱۲ آیین‌نامه‌ی ۰۵ ASCEV<sup>[۲۱]</sup> به ترتیب برابر با ۷، ۲ و ۵/۵ در نظر گرفته شده‌اند. برای بارگذاری ثقلی از آیین‌نامه‌ی مبحث ششم<sup>[۲۲]</sup> و بارگذاری لرزه‌ی از آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ ویرایش سوم استفاده شده است. بار مرده‌ی طبقات برابر  $700 \text{ kg/m}^2$  و بار زنده برابر  $200 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است، که به نسبت سطح بارگیر دهانه‌ها تقسیم شده است. در شکل ۴، پیکربندی ساختمان‌های ۳ طبقه و همین‌طور سطح مقطع هسته‌ی بادبندها (به سانتی‌متر) نشان داده شده است.

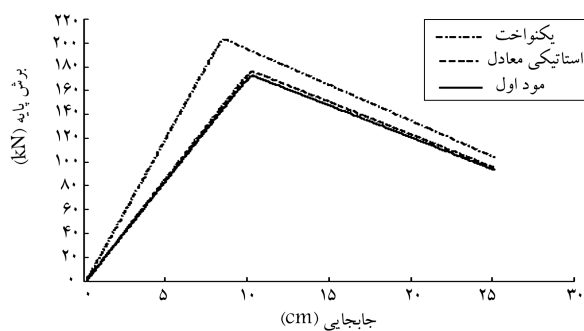
مدل‌سازی و تحلیل‌های غیرخطی ساختمان‌ها توسط نرم‌افزار OpenSEES<sup>[۲۳]</sup> انجام شده است. تمامی اتصالات به‌صورت مفصلی مدل شده‌اند. اعضای تیر، ستون، و بادبند نیز از مقاطع فایبر تشکیل شده‌اند که رفتار غیرخطی آنها



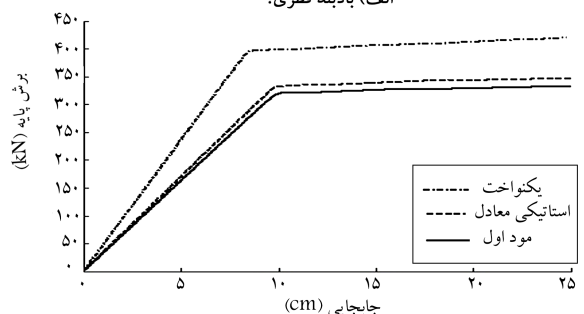
شکل ۴. ساختمان‌های مهاربندی‌شده‌ی ۳ طبقه در ارتفاع.

جدول ۱. شتاب‌نگاشت‌های استفاده‌شده در تحلیل‌ها.

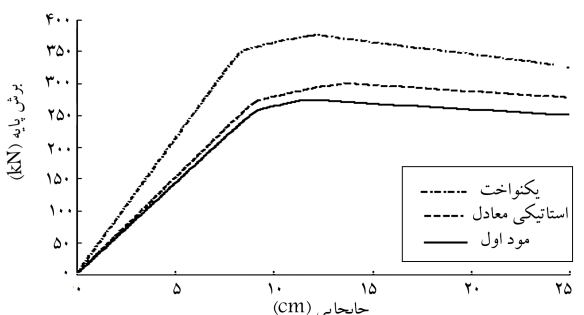
ردیف	زلزله	سال	بزرگا	ایستگاه	فاصله (Km)	خاک	PGA (g)
۱	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Agnews State Hospital	۲۸٫۲	III	۰٫۱۷۲
۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Capitola	۱۴٫۵	III	۰٫۴۴۳
۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Gilroy Array #3	۱۴٫۴	III	۰٫۳۶۷
۴	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Hollister City Hall	۲۸٫۲	III	۰٫۲۴۷
۵	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶٫۹	Sunnyvale - Colton Ave.	۲۸٫۸	III	۰٫۲۰۷
۶	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Canoga Park - Topanga Can.	۱۵٫۸	III	۰٫۴۲۰
۷	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	LA - N Faring Rd.	۲۳٫۹	III	۰٫۲۷۳
۸	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	LA - Fletcher Dr.	۲۹٫۵	III	۰٫۲۴۰
۹	Northridge	۱۹۹۴	۶٫۷	Glendale - Las Palmas	۲۵٫۴	III	۰٫۲۰۶
۱۰	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶٫۷	El Centro Imp. Co. Cent	۱۳٫۹	III	۰٫۲۵۶
۱۱	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶٫۷	Brawley	۱۸٫۲	III	۰٫۱۵۶



الف) بادبند قطری؛

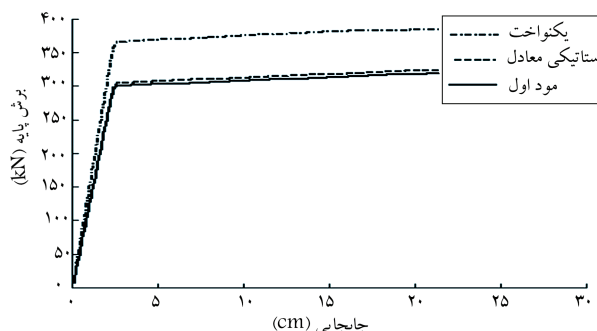


ب) بادبند شورون؛

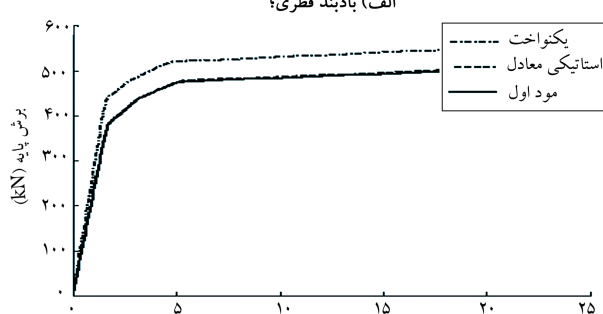


ج) بادبند ضربدری.

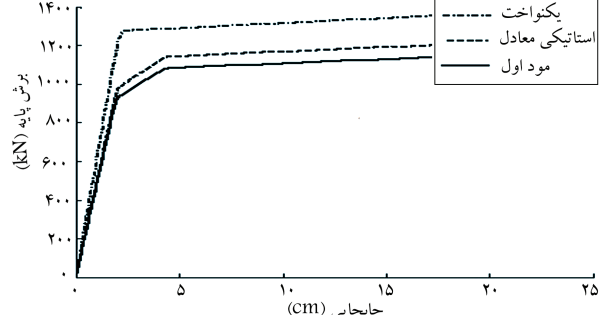
شکل ۷. منحنی ظرفیت ساختمان ۱۲ طبقه.



الف) بادبند قطری؛



ب) بادبند شورون؛



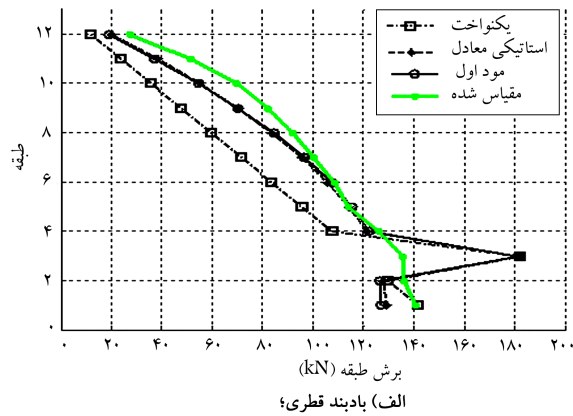
ج) بادبند ضربدری.

شکل ۶. منحنی ظرفیت ساختمان ۳ طبقه.

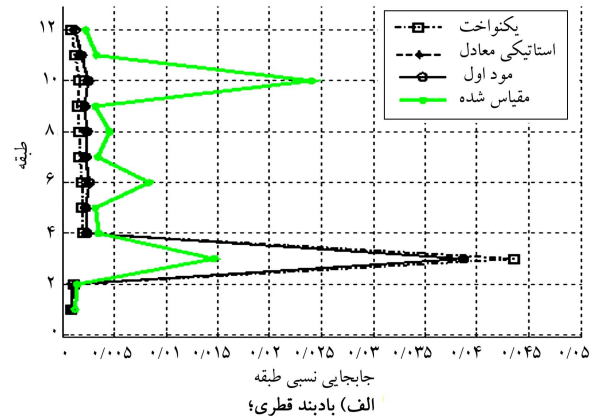
## ۲.۶. تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده

با توجه به توضیحاتی که در بخش قبل داده شد، به عنوان نمونه در شکل های ۸ و ۹ نتایج هر دو تحلیل استاتیکی و دینامیکی مقیاس شده برای ساختمان های ۱۲ طبقه در جابجایی نسبی بام ۰/۵٪ با یکدیگر مقایسه شده اند. تحلیل دینامیکی مقیاس شده بر اساس ۵ رکورد زلزله انجام شده است. تحلیل های مقدماتی انجام شده نشان می دهد که انتخاب ۵ رکورد زلزله برای تحلیل کافی به نظر می رسد. با توجه به نمودارها می توان گفت که نتایج جابجایی و استاتیکی مقیاس شده در روش استاتیکی غیرخطی تحت دو الگوی بار یکنواخت و استاتیکی معادل با یکدیگر بسیار متفاوت است. این مسئله در ساختمان های ۳ طبقه بیشتر مشهود است. به علت اینکه تحت الگوی بار یکنواخت، برش بیشتری به طبقات پایینی وارد می شود؛ در این

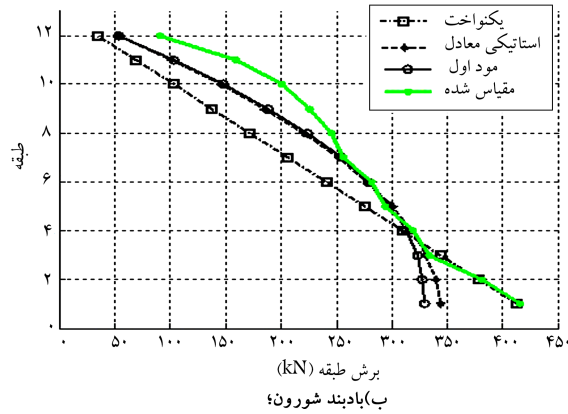
طبقات مقادیر جابجایی بیشتر است. ضمناً این اختلاف باعث شده است که شکل پروفیل جابجایی نسبی طبقات تحت دو الگوی بار مذکور متفاوت باشد، به طوری که تحت الگوی بار یکنواخت بیشینه ی جابجایی نسبی طبقات در طبقه اول و تحت الگوهای دیگر در طبقات بالاتر رخ داده است. در ساختمان های ۱۲ طبقه، الگوی بار یکنواخت باعث شده است که در طبقات سوم و چهارم جابجایی های نسبتاً بزرگی رخ دهد؛ که سازه را به سمت تشکیل طبقه ی نرم سوق می دهد. این مسئله باعث شده است که این طبقات بیشتر تغییر شکل های غیرکشسان را در ساختمان ها متحمل شوند و سایر طبقات به مقدار اندکی رفتار غیرکشسان را تجربه کنند. در ساختمان های با مهاربندهای قطری این رفتار علاوه بر بارگذاری تحت الگوی بار یکنواخت در الگوهای بار استاتیکی و شکل مود اول سازه نیز قابل مشاهده است. این مسئله به این علت رخ داده است که در روش استاتیکی غیرخطی به علت



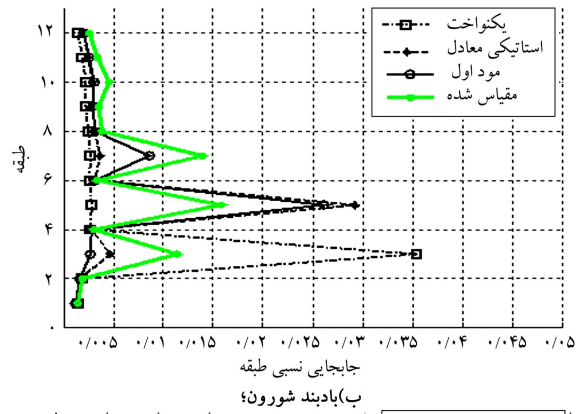
الف) بادبند قطری؛



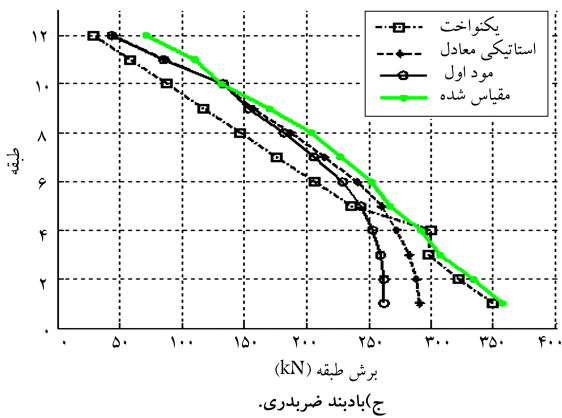
الف) بادبند قطری؛



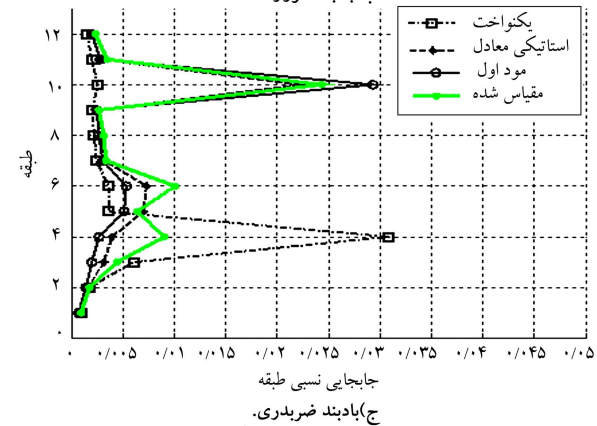
ب) بادبند شورون؛



ب) بادبند شورون؛



ج) بادبند ضربدری.



ج) بادبند ضربدری.

شکل ۹. پروفیل برش طبقات ساختمان های ۱۲ طبقه در جابجایی نسبی بام ۰/۵٪.

شکل ۸. پروفیل طبقات ساختمان های ۱۲ طبقه در جابجایی نسبی بام ۰/۵٪.

جدول ۳. مقادیر ضریب تغییرات جابجایی نسبی ساختمان‌های ۱۲ طبقه.

مهاربند ضربدری					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۱۰	۱۰	۹	۱۱	۱۳
طبقه ۷	۱۰	۱۰	۹	۸	۱۳
طبقه ۱۲	۹	۹	۹	۵	۴
مهاربند شورون					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۱۱	۱۰	۴	۳	۲
طبقه ۷	۳۰	۲۲	۲۲	۲۲	۲۱
طبقه ۱۲	۴	۳	۳	۴	۳
مهاربند قطری					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۱۷	۱۹	۱۸	۱۸	۱۸
طبقه ۷	۳۷	۳۸	۳۶	۳۷	۳۸
طبقه ۱۲	۲۰	۲۱	۱۹	۲۰	۲۲

جدول ۴. مقادیر ضریب تغییرات جابجایی نسبی ساختمان‌های ۳ طبقه.

مهاربند ضربدری					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۲۴	۲۲	۲۳	۲۲	۲۱
طبقه ۲	۱۴	۱۵	۱۸	۱۲	۱۷
طبقه ۳	۲۴	۲۴	۲۳	۱۹	۲۶
مهاربند شورون					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۱۸	۱۷	۱۶	۲۰	۱۵
طبقه ۲	۲۰	۱۶	۱۸	۱۶	۱۷
طبقه ۳	۱۳	۱۲	۱۴	۱۲	۱۱
مهاربند قطری					
تعداد رکوردها	۱۱	۹	۷	۵	۳
طبقه ۱	۴۵	۴۷	۵۱	۴۲	۲۴
طبقه ۲	۱۰	۱۰	۹	۱۰	۹
طبقه ۳	۹	۸	۹	۹	۹

مشهود است. لذا با توجه به این موارد، استفاده از ۵ رکورد زلزله در این پژوهش منطقی به نظر می‌رسد.

## ۷. نتیجه‌گیری

روش‌های تحلیل استاتیکی غیرخطی دارای قابلیت مناسبی در تخمین جابجایی بام هستند. با این حال این روش‌ها در تخمین پارامترهای میان طبقات (نظیر جابجایی و جابجایی نسبی) به خصوص در ساختمان‌هایی که آثار مودهای بالاتر مطرح است، دقت مناسب ندارند. به همین علت روش تحلیل دینامیکی مقیاس شده سعی در استفاده از نقاط قوت روش استاتیکی غیرخطی (در تخمین تغییرمکان هدف) و روش دینامیکی غیرخطی (در تخمین مقادیر پاسخ میان طبقات) دارد. البته این تذکر لازم است که در این پژوهش فقط قاب‌های مهاربندی شده با مهاربندهای کماتش

ثابت بودن الگوی بارگذاری مقادیر نیروها در مکان‌هایی که مفاصل خمیری تشکیل شده‌اند، متمرکز و باعث بزرگنمایی جابجایی این طبقات شده‌اند. با این حال تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده، رفتار به مراتب یکنواخت‌تری را از نظر تشکیل مفاصل خمیری در ارتفاع را نشان می‌دهد.

از طرف دیگر در روش تحلیل استاتیکی غیرخطی به علت استفاده از الگوهای بار ثابت نیاز به استفاده از دو و یا چند الگوی بارگذاری است. این مسئله باعث می‌شود که مقادیر پاسخ به ازاء الگوهای بار مختلف در یک محدوده‌ی نسبتاً بزرگ قرار گیرند که مرزهای این محدوده مقادیر پاسخ را دست بالا و دست پایین برآورد می‌کنند. این امر به خصوص در ساختمان‌های ۳ طبقه (به ویژه در طبقات پایینی) مشهود است. ضمناً با وجود یک دامنه‌ی نسبتاً بزرگ از پاسخ‌ها، این مقادیر همواره مقادیر پاسخ را در جهت اطمینان برآورد نمی‌کنند. این مسئله در ساختمان‌های با مهاربندهای قطری و شورون قابل مشاهده است.

در جدول ۲، میانگین پراکندگی کمیت‌های پاسخ طبقات ساختمان (جابجایی، جابجایی نسبی، و برش طبقات) با استفاده از ضریب تغییرات این کمیت‌ها به ازاء مقادیر مختلف سطح عملکرد نشان داده شده است. این نمودارها نشان می‌دهند که با افزایش تقاضا، پراکندگی نتایج به سرعت زیاد می‌شود. افزایش پراکندگی پاسخ‌ها در ساختمان‌های ۳ طبقه بیشتر در طبقه‌ی اول و در ساختمان‌های ۱۲ طبقه در طبقات میانی قابل مشاهده است. این امر می‌تواند به این علت باشد که سازه‌های مهاربندی شده با مهاربندهای کماتش تاب با افزایش تقاضا تمایل به ایجاد طبقه‌ی نرم دارند، که بیشتر به علت تحمل تغییرشکل‌های زیاد غیرکشسان و سخت‌شدگی کرنشی نه چندان زیاد در آنهاست. این مطلب به خوبی در پروفیل‌های جابجایی و جابجایی نسبی ساختمان‌ها قابل مشاهده است.

جدول‌های ۳ و ۴ نشان می‌دهند که در ساختمان‌های ۳ طبقه پراکندگی نتایج تحت سه رکورد زلزله به طور غیرواقعی پایین است. پراکندگی نتایج با افزایش تعداد رکوردها به ۵ رکورد اندکی افزایش می‌یابد و با افزایش تعداد رکوردها مقادیر پراکندگی تغییر چندانی نمی‌کنند.

در ساختمان‌های ۳ طبقه به طور کلی پراکندگی نتایج در طبقات تحتانی بیشتر از طبقات فوقانی است. در ساختمان‌های ۱۲ طبقه نیز همین روال برقرار است با این تفاوت که با افزایش تعداد رکوردها به طور کلی پراکندگی نتایج اندکی بیشتر کاهش پیدا می‌کند. پراکندگی نتایج در این ساختمان‌ها در طبقات میانی بیشتر از طبقات تحتانی و فوقانی است. به همین نسبت نیز کاهش پراکندگی بیشتر در طبقات میانی

جدول ۲. متوسط ضریب تغییرات مقادیر پاسخ طبقات ساختمان‌های ۳ و ۱۲ طبقه.

ساختمان ۳ طبقه					
جابجایی نسبی بام ۱٪			جابجایی نسبی بام ۲٪		
مهاربند ضربدری	جابجایی نسبی طبقه	جابجایی برش	مهاربند شورون	جابجایی نسبی طبقه	جابجایی برش
۲	۲	۲	۲	۲	۲
۲	۲	۳	۲	۱	۳
۱	۱	۲	۲	۲	۲
ساختمان ۱۲ طبقه					
جابجایی نسبی بام ۵٪			جابجایی نسبی بام ۲٪		
مهاربند ضربدری	۴	۴	۴	۶	۴
مهاربند شورون	۵	۴	۵	۷	۴
مهاربند قطری	۶	۵	۶	۸	۵

۳. در کلیه‌ی ساختمان‌های مورد استفاده در این پژوهش در ابتدای ناحیه‌ی غیرخطی (جابجایی نسبی با  $0.2\%$ ) مقادیر پاسخ‌های به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده دارای مطابقت خوبی با پاسخ‌های حاصل از الگوی بار استاتیکی معادل و مود اول سازه در روش استاتیکی غیرخطی دارد. با این حال با افزایش تقاضا اختلاف پاسخ‌ها در دو روش مذکور تشدید می‌شود.
۴. مقایسه‌ی ساختمان‌های ۱۲ طبقه با مهاربندی شورون و قطری نشان می‌دهد که مقادیر پاسخ‌ها در روش تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده بین مقادیر پاسخ دو الگوی بار استاتیکی معادل (و یا توزیع مطابق مود اول سازه) و یکنواخت قرار می‌گیرد. با این حال استفاده از دو الگوی بار مطابق FEMA۳۵۶ همیشه در جهت اطمینان نیست.
۵. با بالارفتن تقاضا در سازه‌های فوق پراکندگی پاسخ جابجایی و جابجایی نسبی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده به شدت افزایش می‌یابد. ضمناً نتایج نشان می‌دهد که افزایش تعداد رکوردهای زلزله به بیش از ۵ رکورد در سازه‌های مورد مطالعه تأثیر بسزایی در کاهش پراکندگی نتایج ندارد.

تاب مورد بررسی قرار گرفته‌اند و جهت اظهار نظر قطعی در مورد مرزایا و معایب این روش، نیاز به پژوهش‌های بیشتر و گسترده‌تری بر روی انواع دیگر سیستم‌های ساختمانی است. با توجه به نتایج تحلیل‌ها در این پژوهش می‌توان گفت:

۱. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده قابلیت مناسبی در تخمین پاسخ لرزه‌ی ساختمان‌ها دارد. لذا این روش در مواقعی که تعداد رکورد کافی مطابق با ساختگاه ساختمان در دسترس نیست (مانند کشور ایران) روشی کارآمد است.
۲. مقایسه‌ی مقادیر پاسخ ساختمان‌های ۳ و ۱۲ طبقه در تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی مقیاس شده نشان می‌دهد که تحلیل استاتیکی مقادیر جابجایی، جابجایی نسبی، و برش طبقات را در این سازه‌ها در سطح عملکردهای بالا به مقدار زیادی دست بالا تخمین می‌زند. این مطلب می‌تواند باعث طراحی و یا بهسازی غیراقتصادی سازه شود. با این حال جهت اظهار نظر کلی در این رابطه نیاز به بررسی طیف گسترده‌تری از سازه‌هاست.

## پانویس‌ها

1. scaled NDP
2. imperfection

## منابع (References)

1. Tremblay, R., Timler, P., Bruneau, M. and Filiatrault, A. "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*, **22**(2), pp. 338-360 (1995).
2. Architectural Inst. of Japan., *Steel Committee of Kinki Branch*, Reconnaissance Report on Damage to Steel Building Structures Observed from the 1995 Hyogoken-Nanbu (Hanshin/Awaji) Earthquake, AIJ, Tokyo (1995).
3. Rai, D.C. and Goel, S.C. "Seismic evaluation and up-grading of chevron braced frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **59**(8), pp. 971-994 (2003).
4. Clark, P., Aiken, I., Kasai, K., Ki, E. and Kimura, I. "Design procedures for buildings incorporating hysteresis damping devices", *Proceedings, 69th Annual Convention, SEAOC*, Sacramento, CA (1999).
5. Chopra, A.K. and Goel, R.K. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 561-582 (2002).
6. Aschheim, M., Tjhin, T., Comartin, C., Hamburger, R. and Inel, M. "The scaled nonlinear dynamic procedure", *Engineering Structures*, **29**(7), pp. 1422-1441 (2007).
7. Applied Technology Council. Improvement of Non-linear Static Seismic Analysis Procedures. ATC-55 (FEMA440) project, Redwood City, California 94065 (2005).
8. Nguyen, A.H., Chintanapakdee, C. and Hayashikawa, T. "Assessment of current nonlinear static procedures for seismic evaluation of BRBF buildings", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(8-9), pp. 1118-1127 (2010).
9. Ariyaratana, C. and Fahnestock, L.A. "Evaluation of buckling-restrained braced frame seismic performance considering reserve strength", *Engineering Structures*, **33**(1), pp. 77-89 (2011).
10. Kim, J. and Park, J. "Seismic behavior factors of buckling-restrained braced frames", *Structural Engineering and Mechanics*, **33**(3), pp. 261-284 (2009).
11. Asgarian, B. and Shokrgozar, H.R. "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, **65**(2), pp. 290-298 (2009).
12. Wigle, V.R. and Fahnestock, L.A. "Buckling-restrained braced frame connection performance", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(1), pp. 65-74 (2010).
13. Jones, P. and Zareian, F. "Seismic response of a 40-storey buckling-restrained braced frame designed for the Los Angeles region", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, doi: 10.1002/tal.687 (2010).
14. Uang, C.M. and Nakashima, M., *Steel Buckling-Restrained Frames*, In: Bozorgnia, Y., Bertero, V.V., editors. Earthquake engineering: Recent advances and applications. CRC Press, publication pending, [chapter 16] (2003).

15. SEAOC, *Recommended Provision for Buckling-restrained Braced Frames*. Seismology and Structural Committee, Structural Engineers Association of Northern California: San Francisco, CA (October 2001).
16. FEMA 356, *Pre Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2000).
17. ATC 40, *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, 201 Redwood Shores Parkway, Suite 240 Redwood City, California 94065 (1997).
18. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistance Design of Buildings*, Standard no. 2800 (3rd edition), Building and Housing Research Center (2005).
19. MHUD, *Iranian National Building Code*, part 10, Steel Structure Design, Tehran, Iran, Ministry of Housing and Urban Development (2006).
20. ANSI/AISC360-05, *Specifications for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois (2005).
21. ASCE/SEI 7-05, *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*.
22. Standard No. 519, Part 6, *Iranian National Building Code for Structural Loadings*, Ministry of Housing and Urban Development, Tehran, Iran (2004).
23. McKenna, F. and Feneves, G.L., *Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSEES)*, Version 2.1.0, Pacific Earthquake Engineering Research Center (2009).