

# ضریب رفتار پیشنهادی برای کاربرد میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک در قاب‌های خمشی ویژه فولادی و ارزیابی آن

سعید جواهرزاده (دانشجوی دکتری)

دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات تهران

فیاض رحیم‌زاده\* (استاد)

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

مهندسی عمران: شریف  
دوره ۲-۲۸، شماره ۲، ص. ۸۰-۶۵

از ضریب کاهش مقاومت  $R$  در استانداردهای تحلیل و طراحی، برای کاهش مقدار نیروهای طراحی و استفاده از ظرفیت سازه‌ها برای اتلاف انرژی لرزه‌یی ورودی به آن‌ها با وارد شدن به محدوده رفتار غیرخطی مصالح استفاده می‌شود. پارامترهای مختلفی در تعیین مقدار این ضریب مؤثرند که از آن جمله می‌توان به ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل‌پذیری، مقاومت افزون، نامعینی سیستم و... اشاره کرد. از طرفی، استفاده از سیستم‌های اتلاف انرژی خصوصاً میراگرهای الحاقی به تدریج به جزئی تفکیک‌ناپذیر در طراحی لرزه‌یی تبدیل شده است. همچنین ضوابط طراحی سیستم‌های سازه‌یی مجهز به این نوع تجهیزات در برخی از آیین‌نامه‌های بارگذاری لرزه‌یی، از جمله ASCEY-05 ارائه شده است. در این نوشتار، ضمن بررسی مطالعات انجام‌شده، نسبت به تعیین ضریبی به‌منزله‌ی ضریب کاهش مقاومت ناشی از کاربرد میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک برای قاب‌های خمشی فلزی ویژه اقدام شده است. برای این کار ضمن استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین ضریب رفتار مزبور برای تعدادی از مدل‌های سازه‌یی، نتایج حاصله با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی کنترل شده است. برای انجام تحلیل‌ها از نرم‌افزار OpenSees استفاده شده است.

واژگان کلیدی: میراگر ویسکوالاستیک، ضریب تعدیل پاسخ، تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی.

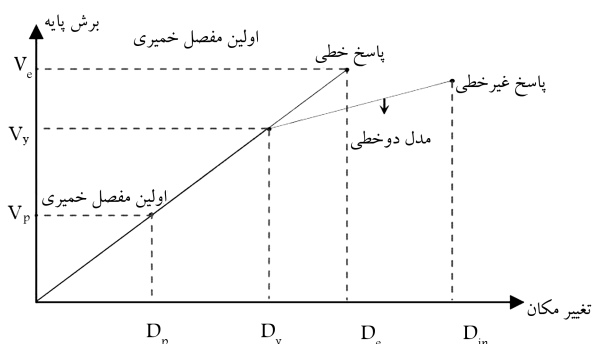
sjavahezade@yahoo.com  
rofooei@sharif.edu

## ۱. مقدمه

استفاده از روش‌های ارتجاعی در تحلیل و طراحی ساختمان‌های مقاوم در برابر زمین‌لرزه به لحاظ سادگی و کاربردی بودن اهمیت ویژه‌ی دارد. در این نوع روش‌ها با کاهش نیروهای طراحی که میزان آن وابسته به نوع سیستم سازه‌یی است، عملاً شرایط ورود سازه‌ها به محدوده رفتار غیرخطی مصالح و اتلاف بخشی از انرژی ورودی به سیستم توسط آن فراهم می‌شود. با توجه به احتمال بروز خسارت ناشی از رفتار چرخه‌یی در اتصالات و یا سایر نقاط سازه، ایده‌ی استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی برای اتلاف انرژی ورودی به سازه در نقاطی مشخص از آن و طبیعتاً تسهیل در امر ترمیم خسارات سازه‌یی وارده مطرح شد. استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی اولین بار پس از زلزله‌ی Loma Prieta (۱۹۸۹) مطرح شد. در سال ۱۹۹۷ Dargush and Soong نسبت به ارائه تاریخچه‌یی از انواع سیستم‌های جاذب انرژی اقدام نمودند<sup>[۱]</sup> در سال ۱۹۹۸، Constantinou and Soong نحوه‌ی طراحی المان‌های به‌کاررفته در این سیستم‌ها را برای مقابله با نیروهای جانبی ناشی از زلزله ارائه کردند.<sup>[۲]</sup> همچنین تلاش‌های انجام‌یافته در این زمینه و نتایج حاصله در مورد چگونگی کاربرد سیستم‌های جاذب انرژی، منجر به ارائه‌ی ضوابط معتبری درخصوص کاربرد این نوع سیستم‌ها شده است. انجمن مهندسان سازه‌ی شمال کالیفرنیا (SEAONC) در سال ۱۹۹۲، دستورالعملی مبنی بر استفاده از روش غیرخطی در سازه‌های مجهز به سیستم‌های جاذب انرژی منتشر کرد.<sup>[۳]</sup> در سال ۱۹۹۴، انجمن SEAOC گزارشی درخصوص کاربرد سیستم‌های جاذب انرژی در ساختمان‌های جدید ارائه کرد.<sup>[۴]</sup> همچنین، از دستورالعمل‌های دیگر برای ارزیابی ساختمان‌های دارای سیستم جاذب انرژی می‌توان به FEMA ۲۷۳، FEMA ۳۵۶ و ATC ۱۹ اشاره کرد.<sup>[۵-۷]</sup> به همین ترتیب در سال‌های ۲۰۰۰ و ۲۰۰۳، NEHRP ضوابط طراحی سیستم‌های سازه‌یی دارای میراگر را درخصوص تحلیل این سیستم‌ها براساس روش‌های خطی و به‌صورت نیروی جانبی معادل منتشر کردند.<sup>[۸]</sup>

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۸۸/۱۲/۱۷، اصلاحیه ۱۳۸۹/۵/۳۰، پذیرش ۱۳۸۹/۱۲/۷.



شکل ۱. منحنی ظرفیت یک مدل سازه‌ی.

همچنین Whittaker در سال ۱۹۹۹، برای در نظر گرفتن آثار ناشی از کاربرد میراگر الحاقی بر روی سیستم‌های سازه‌ی، استفاده از پارامتر  $R_\xi$  را به صورت رابطه‌ی ۳ پیشنهاد کرد: [۱۲]

$$R = R_\mu \Omega \cdot R_r \cdot R_\xi \quad (3)$$

در رابطه‌ی ۳،  $R_\xi$  مربوط به میزان کاهش در نیروهای طراحی لرزه‌ی ناشی از به کار بردن سیستم میراگرهای الحاقی است. با افزایش نسبت میرایی ناشی از اضافه شدن میراگرهای الحاقی (مازاد بر ۵٪ میرایی ذاتی مصالح)، طبعاً کاهش نیاز لرزه‌ی سازه‌ها به وجود خواهد آمد. میزان افزایش در میرایی سیستم و کاهش در نیروهای ورودی به سازه‌ی ناشی از آن بستگی به مشخصات ارتعاشی سیستم (زمان‌های تناوب، شکل‌های مودی، میرایی و سختی مؤثر میراگرها و نحوه‌ی قرارگیری آن‌ها دارد. به طوری که آیین‌نامه‌ی ۰۵-ASCEY در ضوابط طراحی لرزه‌ی خود در حالت استفاده از میراگرها، حداقل مقدار برش پایه را به ۰٫۷۵ برش پایه‌ی سازه بدون سیستم میراگر محدود و طراحی سازه را منوط به باقی ماندن سیستم میراگر در محدوده‌ی رفتاری الاستیک عنوان کرده است. [۹]

در این مطالعه برای در نظرگیری آثار ناشی از افزایش میرایی مربوط به اضافه شدن میراگرهای الحاقی، یک ضریب کاهش نیروی طراحی  $R_\xi$  طبق رابطه‌ی ۴ پیشنهاد می‌شود:

$$\bar{R} = R R_\xi \quad (4)$$

در رابطه‌ی ۴،  $R$  ضریب رفتار پیشنهادی فعلی آیین‌نامه‌ها برای سیستم‌های سازه‌ی با میرایی ذاتی تا ۵٪،  $\bar{R}$  ضریب رفتار سیستم‌سازه‌ی ترکیبی با سیستم‌های میراگر، و  $R_\xi$  ضریب رفتار ناشی از اضافه شدن میراگرهای الحاقی به ساختمان‌هاست. در ادامه، ابتدا ضریب رفتار مربوط به سیستم‌های سازه‌ی تنها و سیستم‌های سازه‌ی دارای میراگر الحاقی برای تعدادی از مدل‌های سازه‌ی انتخاب شده تعیین می‌شوند. سپس نسبت به تعیین مقدار ضریب رفتار  $R_\xi$  پیشنهادی طبق رابطه‌ی ۴ اقدام می‌شود.

### ۳. مشخصات مدل‌های تحلیلی

در این نوشتار، از هفت مدل قاب فولادی خمشی ویژه‌ی دو بُعدی چهار، هفت، هشت، یازده، چهارده و هفده طبقه با تعداد دهانه‌های متغیر هر یک به عرض پنج متر و ارتفاع سه متر استفاده شده است که طبق ضوابط دستورالعمل لرزه‌ی ۰۵-ASCEY تحلیل و طراحی شده‌اند. [۹] وزن کل طبقات هر یک از مدل‌ها برابر

در چند سال اخیر، انجمن مهندسان عمران آمریکا دستورالعمل‌هایی برای شرایط بارگذاری لرزه‌ی، تحلیل، و طراحی سازه‌های دارای میراگر (ASCEY-۰۵) و یا مقاوم‌سازی لرزه‌ی سازه‌های موجود (ASCEY-۰۶)، با استفاده از روش‌های نیروی جانبی معادل و روش طیف پاسخ و یا روش‌های استاتیکی غیرخطی ارائه کرد. [۹] همان‌طور که انتظار می‌رفت، بیشتر این دستورالعمل‌ها اجازه می‌دهند که بارهای طراحی در اثر استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی کاهش یابند.

ضریب کاهش نیرو و یا ضریب تعدیل پاسخ نقش مهمی در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ی دارد. این ضریب در دستورالعمل لرزه‌ی NEHRP با نام ضریب کاهش پاسخ، در آیین‌نامه‌ی UBC-۹۷ با نام ضریب رفتار  $R$  و در گزارش SEAOC با نام ضریب عملکرد سیستم یا ضریب المان سازه به کار گرفته شده است. در این نوشتار، تأثیر استفاده از میراگرهای ویسکوالاستیک بر روی ضریب کاهش پاسخ در قاب‌های خمشی فلزی با شکل‌پذیری ویژه بررسی می‌شود. برای این منظور ضمن حفظ روش‌های تحلیل و طراحی موجود آیین‌نامه‌ها، از ضریب کاهش نیروی جداگانه‌ی برای استفاده از سیستم‌های جاذب انرژی در این نوع سازه‌ها استفاده خواهد شد. برای تعیین این ضریب، از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل رانشی) استفاده شده است و برای کنترل نتایج حاصل نیز با استفاده از نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی اقدام می‌شود.

### ۲. ضریب تعدیل پاسخ ( $R$ )

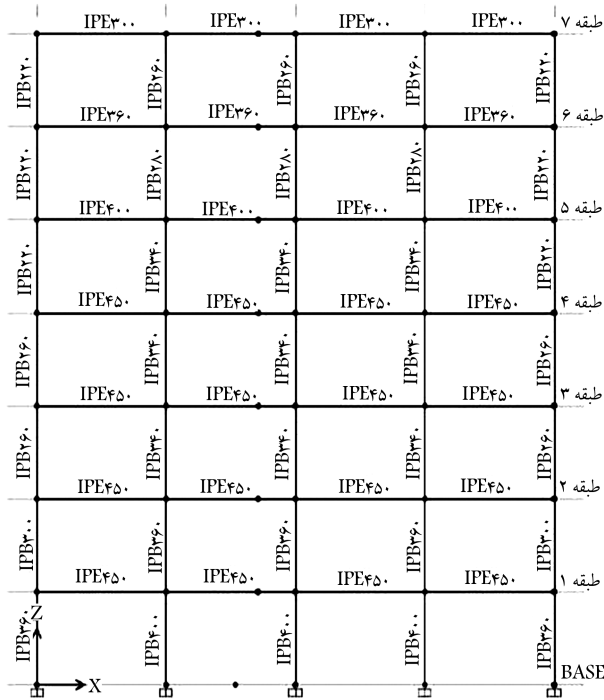
ضریب تعدیل پاسخ برای کاهش نیروهای طراحی لرزه‌ی نقش اساسی در طراحی لرزه‌ی دارد و در آیین‌نامه‌های معتبر نیز به صورت‌های مختلفی پیشنهاد شده است. در این رابطه دستورالعمل لرزه‌ی NEHRP همانند برخی ضوابط طراحی لرزه‌ی معتبر دیگر، مقادیر مختلفی را بر اساس نوع و رفتار سازه برای ضریب رفتار معرفی می‌کند. ATC ۱۹ و ATC ۳۴ از روش ساده‌ی به صورت حاصل ضرب سه پارامتر اصلی ارائه شده در رابطه‌ی ۱ برای تعیین ضریب رفتار استفاده می‌کنند: [۱۱]

$$R = R_\mu \Omega \cdot R_r \quad (1)$$

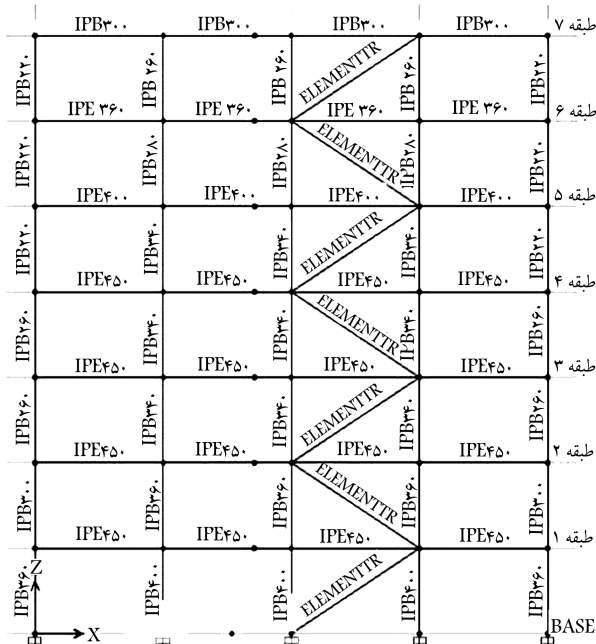
در رابطه‌ی ۱،  $R_\mu$  ضریب مقاومت شکل‌پذیری، نشانگر ظرفیت شکل‌پذیری سازه در محدوده‌ی غیرخطی مصالح و  $\Omega$  ضریب مقاومت افزون (OverStrength) است که به طور کلی تابعی از دوره‌ی تناوب سیستم، مقاومت واقعی مصالح و مقاومت طراحی است.  $R_r$  نیز ضریب مربوط به نامعینی ساختمان‌ها برای لحاظ میزان قابلیت اعتماد سیستم لرزه‌بر با توجه به تعداد قاب‌های مقاوم در هر راستا از ساختمان است. [۱۱] شکل ۱، دیاگرام برش پایه - تغییرمکان بام مربوط به یک تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover) را به همراه تقریب دو خطی آن نمایش می‌دهد. [۱۲] با توجه به شکل ۱، ضرایب مختلف  $R$  به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شوند:

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{D_e}{D_y}, \quad \Omega = \frac{V_y}{V_p} = \frac{D_y}{D_p}, \quad \mu = \frac{D_{in}}{D_y} \quad (2)$$

در رابطه‌ی ۲،  $D_p$  و  $V_p$  به ترتیب مقاومت برش پایه‌ی طرح (مقاومت متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری) و تغییرمکان طرح،  $D_y$  و  $V_y$  به ترتیب مقاومت تسلیم تعیین شده و تغییرمکان تسلیم تعیین شده توسط دوخطی کردن نمودار،  $V_e$  و  $D_e$  بیشینه‌ی مقاومت الاستیک و بیشینه‌ی تغییرمکان الاستیک نیاز، و  $\mu$  ضریب شکل‌پذیری‌اند.



الف) بدون میراگر الحاقی ویسکوالاستیک؛



ب) با میراگر الحاقی.

شکل ۲. مدل قاب دو بعدی هفت دهانه.

در رابطه‌ی ۶،  $T_m$ ،  $m$  آمین دوره‌ی تناوب الاستیک ساختمان دارای میراگر الحاقی ویسکوالاستیک،  $W_i$  وزن هر طبقه از قاب،  $C_i$  میرایی مؤثر میراگر نام،  $\phi_m$  مود ارتعاشی  $m$  و  $\beta v_m$  نسبت میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی در مود  $m$  است. با توجه به رابطه‌ی ۶، با انتخاب مناسب سطح مقطع برشی و ضخامت برشی برای المان‌های ویسکوالاستیک، نسبت میرایی ناشی از میراگر الحاقی موردنظر به دست می‌آید. به عبارت دیگر، با استفاده از یک روند تکرار جهت انتخاب ابعاد مناسب و نیز

با  $577/5$  کیلو نیوتن و وزن بام برابر با  $495$  کیلو نیوتن تعیین شده است. همچنین ضمن یک فرض کردن ضریب اهمیت  $I$ ، زمین انتخابی از نوع  $C$  و در ناحیه‌ی با خطر لرزه‌ی بالا در نظر گرفته شده است و از مقادیر طیف شتاب در دوره‌های تناوب کوتاه و یک ثانیه به ترتیب برابر با  $g/6 = S_{D1}$  و  $g = S_{D5}$  استفاده شده است ( $T_s = 0.6$  sec). نسبت میرایی بحرانی ذاتی برای قاب بدون میراگر الحاقی نیز ۵٪ انتخاب شده است. محل قرارگیری میراگرهای ویسکوالاستیک به صورت المان باندند در دهانه‌ی قاب‌ها فرض شده است و به صورت اعضای باندندی با سطح مقطع معادل مدل شده‌اند. سطح مقطع معادل، برابر سطح مقطع یک المان باندندی فرضی است که سختی آن برابر سختی میراگر ویسکوالاستیک در این قاب باشد. بعد از تعیین طیف شتاب استاندارد و ضریب زلزله، تحلیل هر یک از قاب‌ها و طراحی آن‌ها نیز مطابق دستورالعمل  $ASCEY-05$  انجام شده است. مثلاً مقاطع انتخابی برای مدل هفت طبقه با و بدون میراگر ویسکوالاستیک مطابق شکل ۲ است. در جدول ۱، مشخصات دینامیکی مدل‌های سازه‌ی شامل دوره‌ی تناوب، جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی برای تعدادی از مودها با جمع جرم مؤثر مودی بیش از ۹۰٪ برای هر قاب آن آورده شده است. همان‌طور که انتظار می‌رفت در کلیه‌ی قاب‌ها اثر مود اول قابل ملاحظه است. در طراحی قاب‌ها، جابه‌جایی نسبی طبقات هم طبق ضوابط  $ASCEY-05$  کنترل شده‌اند.

#### ۴. تعیین سختی مؤثر در میراگرهای ویسکوالاستیک براساس نسبت میرایی

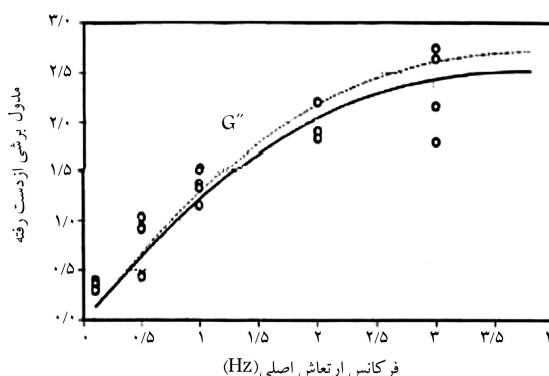
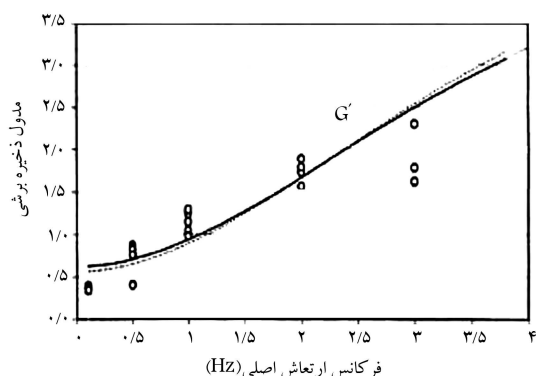
در میراگرهای ویسکوالاستیک، مدول ذخیره‌ی برشی ( $G'$ ) و مدول برشی از دست‌رفته ( $G''$ ) که تابعی از فرکانس اصلی ارتعاش سازه هستند، برای تعیین سختی و میرایی مؤثر طبق رابطه‌ی ۵ به کار می‌روند.<sup>[۱۳]</sup>

$$C_e = \frac{G'' A_d}{h_d \omega}, \quad K_e = \frac{G' A_d}{h_d} \quad (5)$$

در رابطه‌ی ۵،  $A_d$  سطح مقطع میراگر الحاقی،  $h_d$  ضخامت میراگر الحاقی،  $\omega$  فرکانس اصلی ارتعاش،  $K_e$  سختی مؤثر میراگر و  $C_e$  میرایی مؤثر میراگرند. برای تعیین این دو مدول، طبق مطالعات انجام‌شده ( $2000$ )، می‌توان از نمودارهای شکل ۳ استفاده کرد.<sup>[۱۵]</sup> این نمودارها براساس درجه‌ی حرارت محیط و کرنش‌های برشی مختلف، ارتباط بین فرکانس اصلی ارتعاش سیستم سازه‌ی و مدول ذخیره‌ی برشی و مدول برشی از دست‌رفته را نشان می‌دهند. در این شکل‌ها خطوط رگزیون رسم‌شده برای نتایج به دست‌آمده از آزمایشات انجام‌شده بر روی میراگر ویسکوالاستیک  $3M SD110$  با فرکانس  $0.1$  الی  $3$  هرتز و کرنش برشی  $25\%$  الی  $10\%$  و درجه‌ی حرارت محیط  $20$  درجه‌ی سانتی‌گراد ملاک عمل قرار گرفته است.

در قاب‌های ساختمانی چندطبقه با حاکم بودن شرایط ارتجاعی و توزیع یکمواخت میرایی در ارتفاع قاب و مشخص بودن میرایی مؤثر میراگر و مودهای ارتعاشی و نحوه‌ی قرارگیری میراگرها، می‌توان نسبت میرایی الحاقی در مود  $m$  را از رابطه‌ی ۶ تعیین کرد:<sup>[۱۳]</sup>

$$\beta v_m = \frac{T_m}{4\pi} \cdot \frac{\sum_{i=1}^n C_i f_i^2 \phi_{ri}^2}{\sum_{i=1}^n \frac{W_i}{g} \phi_{im}^2} \quad (6)$$



شکل ۳. ارتباط بین فرکانس - مدول برشی از دست‌رفته و مدول ذخیره‌ی برشی طبق مطالعات Zimmer [۱۵].

جدول ۱. مشخصات دینامیکی قاب‌های سازه‌ی مورد استفاده.

ب) قاب هفت طبقه‌ی چهار دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۱٫۰۷۵	۱٫۴۰	۷۷
۲	۰٫۴۰۴	-۰٫۵۶	۱۲٫۲۳
۳	۰٫۲۳	۰٫۲۶	۵٫۲۶

الف) قاب چهار طبقه‌ی سه دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۰٫۹۱	۱٫۳۶	۷۶٫۳۰
۲	۰٫۳۵۲	-۰٫۴۶۸	۱۵٫۱۳
۳	۰٫۲۰۲	۰٫۱۱۷	۴٫۹۰

د) قاب یازده طبقه‌ی شش دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۱٫۴۴	۱٫۲۸	۷۴٫۵۶
۲	۰٫۵۴	-۰٫۶۳	۱۲٫۳۰
۳	۰٫۳۳	۰٫۳۵	۴٫۷۱

ج) قاب هشت طبقه‌ی سه دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۱٫۴۰	۱٫۳۹	۷۴٫۶۷
۲	۰٫۵۵	-۰٫۵۹	۱۲٫۲۱
۳	۰٫۳۳	۰٫۳۱	۵٫۳۹

و) قاب هفده طبقه‌ی شش دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۱٫۸۸	۱٫۴۲	۷۷٫۲۲
۲	۰٫۷۰۳	-۰٫۱۸	۱۱٫۷۰
۳	۰٫۴۲۱	۰٫۳۷	۴٫۶۶
۴	۰٫۳	-۰٫۴۲	۲٫۶۲

ه) قاب چهارده طبقه‌ی پنج دهانه

شماره‌ی مود	دوره‌ی تناوب (ثانیه)	ضریب مشارکت مودی	درصد جرم مؤثر مودی
۱	۱٫۷۰	۱٫۴۰	۷۳٫۵۱
۲	۰٫۶۲۵	-۰٫۵۸۴	۱۱٫۹۶
۳	۰٫۳۷۱	۰٫۴۰۱	۴٫۰۵
۴	۰٫۲۶۵	-۰٫۲۴	۲٫۷۳

## ۵. تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)

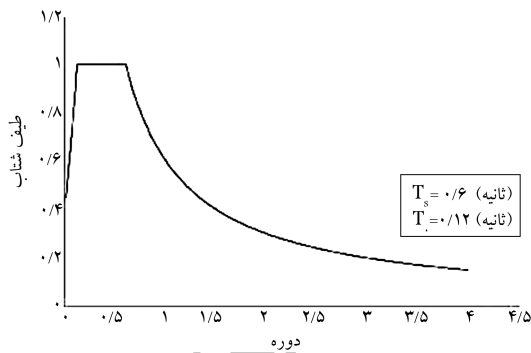
برای انجام تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی از نرم‌افزار ۲/۴ OpenSees استفاده شده است. پس از انجام طراحی اولیه، قاب‌ها در نرم‌افزار OpenSees برای تعیین زمان تناوب اصلی سازه و مودهای ارتعاشی و منحنی ظرفیت مدل شدند. در این مدل‌سازی از یک سیستم جرم متمرکز برای شبیه‌سازی خواص دینامیکی سازه‌های اصلی استفاده شده است. المان به‌کاررفته برای مدل‌سازی المان‌های تیر و ستون از نوع فیبری است و جنس مصالح فلزی به‌صورت تک محوری دو خطی با نسبت

الاستیک اصلی ارتعاش ناشی از آن برای میراگر، می‌توان سطح مقطع المان بادی‌بندی معادل مربوط به میراگر الحاقی را تعیین کرد. نتیجه‌ی انجام این‌کار برای مدل‌های مختلف در جدول ۲ نشان داده شده است.

طبق انتظار، نتایج حاصله نشان‌دهنده‌ی افزایش سختی مؤثر در قاب‌های ترکیبی در اثر افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی است. همچنین با افزایش فرکانس اصلی قاب‌ها، ثابت میرایی مؤثر به‌کاررفته نیز به‌طور تقریبی سیر صعودی داشته و نسبت میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی نیز به همان نسبت افزایش داشته است.

جدول ۲. سختی و میرایی مؤثر میراگرهای الحاقی.

نوع مدل سازه‌یی	$G'$	$G''$	فرکانس (Hz)	سختی مؤثر $K_e$ (kN/cm)	سطح مقطع معادل المان بادبندی ( $cm^2$ )	دوره‌ی تناوب مواصلی	ثابت میرایی مؤثر $C_e$ (kN.sec/cm)	نسبت میرایی اضافی ناشی از میراگر الحاقی ( $\beta_v\%$ )
۴ طبقه‌ی دهانه ۳	۱٫۰۱	۱٫۰۲	۱٫۱۱	۲۳٫۱۸	۰٫۶۸	۰٫۸۸۱	۴٫۱۳	۵
	۱٫۰۱	۱٫۰۲	۱٫۲۰	۴۷٫۸۷	۱٫۴۱	۰٫۸۴	۸٫۵۵	۱۰
	۰٫۹۸	۰٫۹۹	۱٫۲۸	۹۳٫۴۸	۲٫۴۷	۰٫۷۸۵	۱۴٫۴۹	۱۵
۷ طبقه‌ی دهانه ۴	۰٫۹۱	۰٫۹	۰٫۹۴	۷۲٫۴۷۰	۲٫۱۴	۱٫۰۵	۱۵٫۴۵	۵
	۰٫۹۲	۰٫۹	۱٫۰	۱۵۱٫۸۸	۴٫۵۰	۱٫۰	۳۲٫۲۴	۱۰
	۱٫۰۵	۱٫۰	۱٫۰۵	۲۶۸٫۶۳	۷٫۹۴	۰٫۹۴۲	۵۱٫۵۵	۱۵
۸ طبقه‌ی دهانه ۳	۰٫۸۲	۰٫۸۰	۰٫۸۴	۴۱٫۰۸	۱٫۲۱	۱٫۱۹۰	۹٫۷۴۰	۵
	۱٫۰۳	۱٫۰	۰٫۸۸	۸۶٫۶۹	۲٫۵۶	۱٫۱۳۷	۲۰٫۴۱	۱۰
	۰٫۹۴	۰٫۹۰	۰٫۹۲	۱۵۷٫۲۲	۴٫۶۵	۱٫۰۶	۳۲٫۵۱	۱۵
۱۱ طبقه‌ی دهانه ۶	۰٫۹۶	۰٫۹۰	۰٫۷۳	۱۰۱٫۳۶	۳٫۰	۱٫۳۳	۲۸٫۶۳	۵
	۰٫۸۲	۰٫۸۰	۰٫۸	۲۴۰٫۵	۷٫۱۱	۱٫۲۵	۶۰٫۸۸	۱۰
	۰٫۸۲	۰٫۸۲	۰٫۸۴	۴۰۸٫۰۶	۱۱٫۹۹	۱٫۱۹	۹۷٫۲۸	۱۵
۱۴ طبقه‌ی دهانه ۵	۰٫۷۲۸	۰٫۷۲	۰٫۶۲	۱۳۱٫۰۹	۳٫۸۷	۱٫۵۸	۳۳٫۳۸	۵
	۰٫۷۶۴	۰٫۷۶	۰٫۶۶	۳۰۴٫۶۳	۹٫۰۰	۱٫۴۸	۷۱٫۷۱	۱۰
	۰٫۸۳۶	۰٫۸۰۲	۰٫۷۲	۴۹۱٫۸۸	۱۴٫۵۴	۱٫۳۸	۱۱۲٫۶۹	۱۵
۱۷ طبقه‌ی دهانه ۶	۰٫۶۶	۰٫۶۵	۰٫۵۵	۱۶۳٫۰۳	۴٫۸۲	۱٫۸۱	۴۷٫۷۰	۵
	۰٫۷۰	۰٫۶۹	۰٫۵۹	۳۷۱٫۴۴	۱۰٫۹۸	۱٫۶	۱۰۰٫۹۳	۱۰
	۰٫۷۳۷	۰٫۷۳	۰٫۶۳	۶۳۰٫۲۳	۱۸٫۶۴	۱٫۴۵	۱۶۱٫۰۸	۱۵



شکل ۴. طیف شتاب استاندارد.

شکل‌های ۵ الی ۱۰، نشان‌گر آن هستند که با افزایش میراگر الحاقی ویسکوالاستیک مقاومت تسلیم افزایش داشته است، ولی تغییرمکان تسلیم کاهش پیدا می‌کند. همان‌طور که انتظار می‌رفت، نسبت سختی غیرارتجاعی به سختی ارتجاعی ( $\alpha$ ) نیز با افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی ویسکوالاستیک نیز افزایش خواهد داشت. همچنین، شکل‌های برش پایه - تغییرمکان دو الگوی بار مود اول و بار یکنواخت، اختلافی کمتر از ۴٪ را نشان می‌دهند. از طرفی مقایسه‌ی نتایج حاصل از سه الگو با نتایج حاصله از تحقیقات دیگر پژوهشگران<sup>[۱۶]</sup> برای قاب‌های فاقد میراگر الحاقی، نشان‌دهنده‌ی هم‌خوانی بیشتر نتایج حاصل از الگوی بار یکنواخت و بار طیفی این نوشتار با نتایج حاصل از تحقیق آنان است. از این‌رو در ادامه، از

سخت‌شوندگی مجدد ۳٪ تعیین شده است. بارهای ثقیلی به‌صورت یک ترکیب خطی از بارهای مرده و زنده در نظر گرفته شده‌اند. در دستورالعمل مقاوم‌سازی لرزه‌یی ASCE 41-06 برخلاف FEMA 356 برای تعیین تغییرمکان هدف، فقط الگوی بار مود اول پیشنهاد شده است. در این بخش، به‌منظور بررسی نتایج به نوع الگوی بار از هر سه الگوی بار مود اول، بار یکنواخت و بار مودال استفاده می‌شود. تغییرمکان هدف طبق ضوابط دستورالعمل ASCE 41-06 از رابطه‌ی ۷ تعیین می‌شود:<sup>[۱۰]</sup>

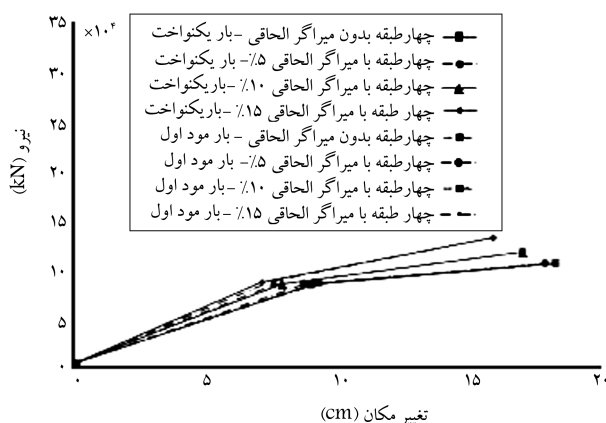
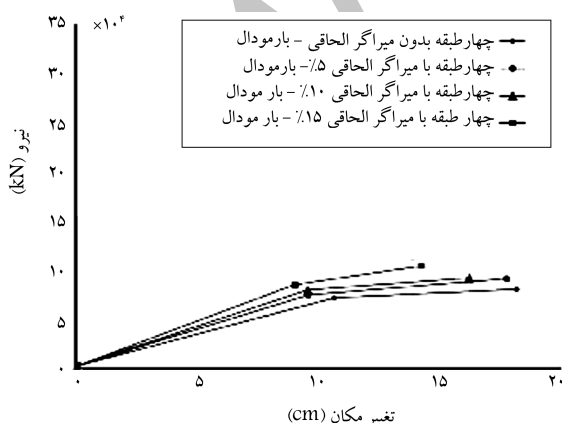
$$\delta_{in} = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (7)$$

در رابطه‌ی ۷،  $C_0$  نشان‌دهنده‌ی ضریب اصلاح تغییرمکان سیستم یک درجه‌ی آزادی به تغییرمکان بام در سیستم چند درجه‌ی آزادی است که براساس ضریب مشارکت مود اول تعیین می‌شود.  $C_1$  ضریب اصلاح تبدیل تغییرمکان طیفی خطی به تغییرمکان بیشینه‌ی غیرخطی است و مقدار آن برای پاسخ‌های خطی ۱ در نظر گرفته شده است.  $C_2$  ضریب آثار کاهش سختی و مقاومت اعضای سازه‌یی که برای دوره‌های تناوب بزرگ‌تر از ۰٫۷ ثانیه برابر ۱٫۰ است.  $T_e$  دوره‌ی تناوب اصلی مؤثر قاب‌ها و  $S_a$  نیز طیف شتاب استاندارد است که طبق ضوابط دستورالعمل ASCE برای سایت موردنظر تولید شده است (شکل ۴). نتیجه‌ی انجام محاسبات برای مدل‌های مختلف در جدول ۳ نشان داده شده است.

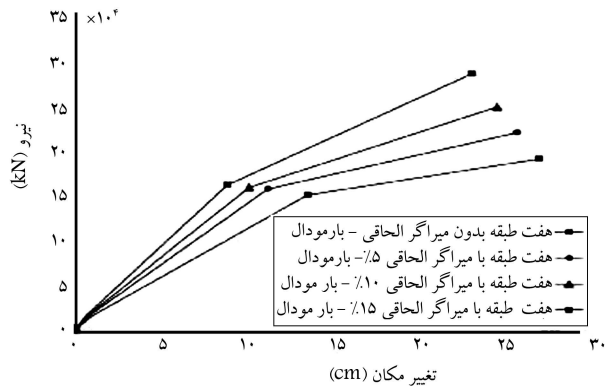
بر این اساس، مدل‌های دو خطی‌شده‌ی حاصل از منحنی‌های Pushover برای تعیین مقاومت تسلیم در قاب‌های بدون میراگر الحاقی و قاب‌های با میرایی ۵٪، ۱۰٪ و ۱۵٪ ناشی از میراگرهای الحاقی در شکل‌های مذکور ارائه شده‌اند.

جدول ۳. برش پایه در حالت استاتیکی خطی.

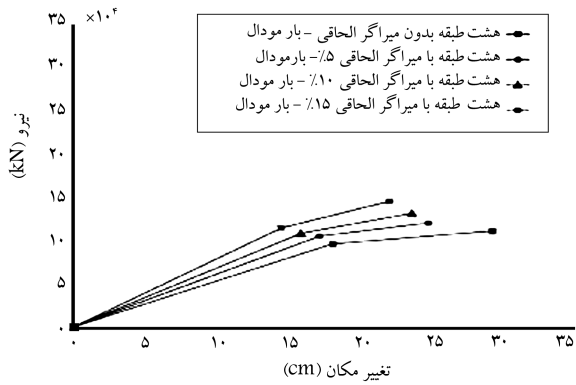
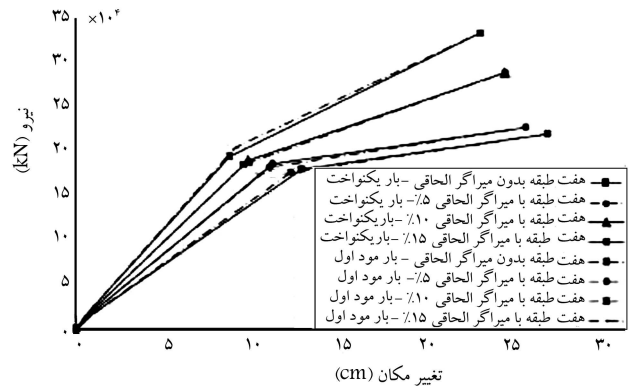
قاب‌ها (طبقه)	افزایش میراگر الحاقی (%)	تغییر مکان هدف		دورهی تناوب ارتجاعی $T_e$	ضریب میرایی B	شتاب طیفی $S_a$	برش پایه‌ی استاتیکی $V_e$ (Kg)
		الگوی بار یکنواخت	الگوی بار مودال				
۴	بدون میراگر الحاقی	۱۸,۳۵	۱۸,۳۵	۰,۹۱	۱	۰,۶۵۶	۱۷۵۱۵۶
	۵	۱۷,۹۰	۱۷,۹۰	۰,۸۸۱	۱,۲۱	۰,۵۴۲	۱۴۸۶۳۷
	۱۰	۱۷,۰۲	۱۷,۰۲	۰,۸۴	۱,۳۸	۰,۴۷۵	۱۳۳۱۲۴
	۱۵	۱۵,۹۱	۱۵,۹۱	۰,۷۸۵	۱,۵۳	۰,۴۲۸	۱۲۳۶۲۳
۷	بدون میراگر الحاقی	۲۶,۷۷	۲۶,۷۷	۱,۱۰	۱	۰,۶۳۶	۴۳۷۶۸۴
	۵	۲۵,۵۴	۲۵,۵۴	۱,۰۵	۱,۲۱	۰,۵۲۵	۳۸۲۶۸۹
	۱۰	۲۴,۳۵	۲۴,۳۵	۱,۰	۱,۳۸	۰,۴۶۰	۳۴۰۷۲۹
	۱۵	۲۶,۷۷	۲۶,۷۷	۰,۹۴۲	۱,۵۳	۰,۴۱۵	۳۱۵۹۸۰
۸	بدون میراگر الحاقی	۲۹,۱۲	۲۹,۱۲	۱,۴۰۷	۱	۰,۴۲۶	۲۸۲۱۰۰
	۵	۲۴,۶۵	۲۴,۶۵	۱,۱۹	۱,۲۱	۰,۳۵۲	۲۴۳۲۲۰
	۱۰	۲۳,۵۳	۲۳,۵۳	۱,۱۳۷	۱,۳۸	۰,۳۰۸	۲۱۱۴۰۸
	۱۵	۲۱,۹۶	۲۱,۹۶	۱,۰۶۰	۱,۵۳	۰,۲۷۸	۱۹۱۴۱۹
۱۱	بدون میراگر الحاقی	۳۱,۶۵	۳۱,۶۵	۱,۴۰	۱	۰,۵۰	۶۰۲۳۷۰
	۵	۳۰,۰۵	۳۰,۰۵	۱,۳۳	۱,۲۱	۰,۴۱۳	۵۲۸۴۷۱
	۱۰	۲۸,۲۶	۲۸,۲۶	۱,۲۵	۱,۳۸	۰,۳۶۲	۵۰۰۵۹۱
	۱۵	۲۶,۹۰	۲۶,۹۰	۱,۱۹	۱,۵۳	۰,۳۲۶	۴۸۳۶۲۰
۱۴	بدون میراگر الحاقی	۴۰,۸۴	۴۰,۸۴	۱,۶۸	۱	۰,۴۱۱	۵۷۶۴۵۰
	۵	۳۸,۴۷	۳۸,۴۷	۱,۵۸	۱,۲۱	۰,۳۳۹	۴۸۶۳۹۵
	۱۰	۳۶,۰۴	۳۶,۰۴	۱,۴۸	۱,۳۸	۰,۲۹۷	۴۴۸۷۱۷
	۱۵	۳۳,۷۷	۳۳,۷۷	۱,۳۸۸	۱,۵۳	۰,۲۶۸	۴۲۵۵۶۷
۱۷	بدون میراگر الحاقی	۴۷,۱۱	۴۷,۱۱	۱,۹۱	۱	۰,۳۷۲	۷۹۱۶۸۸
	۵	۴۴,۶۲	۴۴,۶۲	۱,۸۱	۱,۲۱	۰,۳۰۷	۶۵۴۲۸۷
	۱۰	۴۱,۹۱	۴۱,۹۱	۱,۶۰	۱,۳۸	۰,۲۶۹	۵۷۳۶۸۶
	۱۵	۳۹,۲۵	۳۹,۲۵	۱,۴۵	۱,۵۳	۰,۲۴۳	۵۱۷۴۴۳



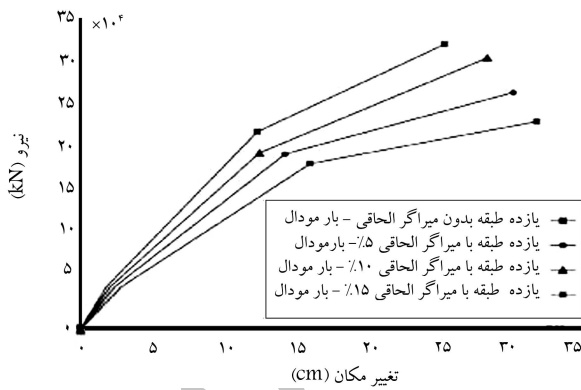
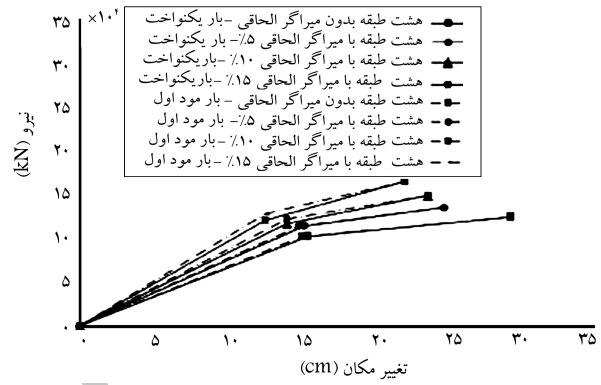
شکل ۵. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های چهار طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بار مود اول.



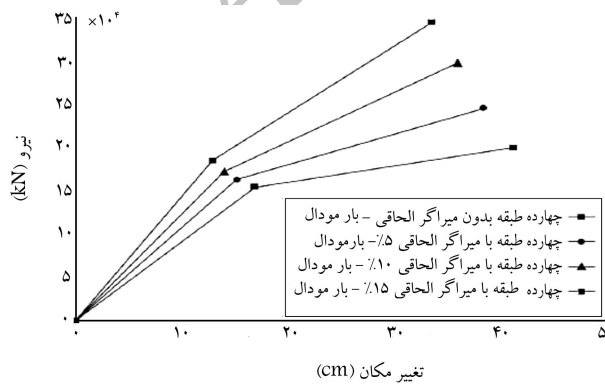
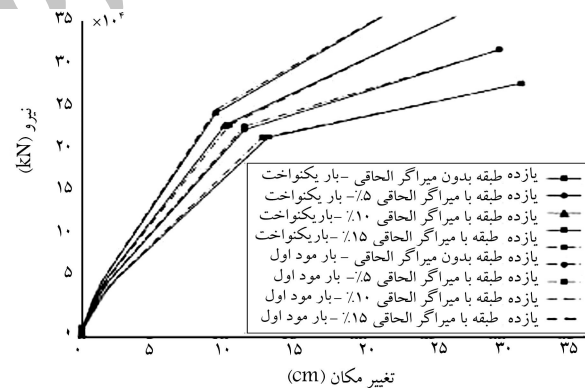
شکل ۶. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های هفت طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بارمود اول.



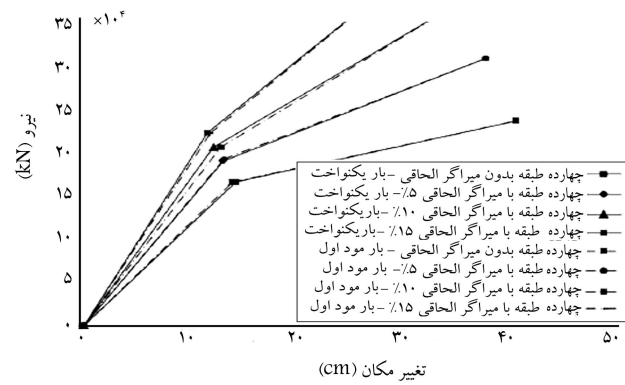
شکل ۷. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های هشتم طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بارمود اول.

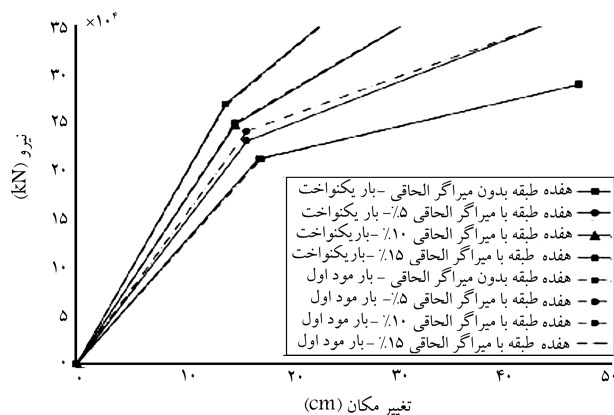
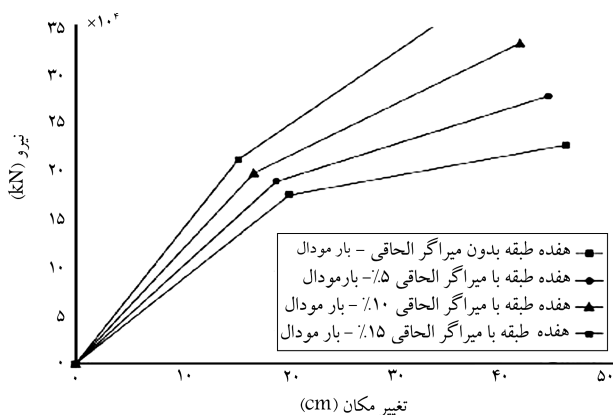


شکل ۸. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های یازده طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بارمود اول.



شکل ۹. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های چهارده طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بارمود اول.

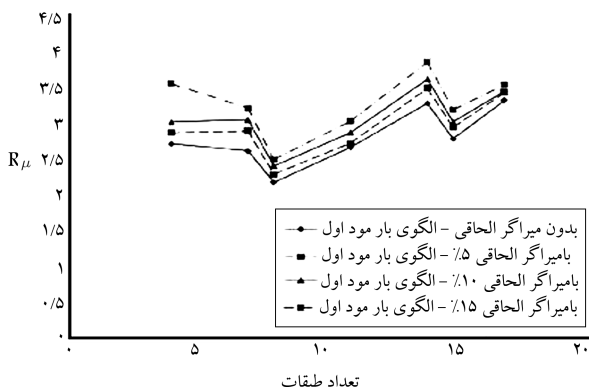




شکل ۱۰. نمودار برش پایه - تغییر مکان هدف برای قاب‌های هفده طبقه با و بدون میراگر الحاقی برای الگوهای بار یکنواخت، بار مودال و بارمود اول.

در رابطه ی ۹،  $\alpha$  نسبت سختی غیرارتجاعی به سختی ارتجاعی،  $T_e$  دوره ی تناوب ارتجاعی،  $T_s$  زمان تناوب مشترک بین دو ناحیه ی شتاب ثابت و سرعت ثابت در طیف بازتاب طرح و  $\alpha_0$  ضریب ثابتی است که بستگی به مقدار  $\alpha$  و نسبت میرایی دارد. با توجه به تحلیل‌های Pushover انجام شده در بخش ۵ و تعیین مقاومت تسلیم و همچنین تجزیه و تحلیل استاتیکی خطی طبق بخش ۶ برای هر یک از نمونه‌ها براساس دستورالعمل ASCE 41-06، تغییرات ضریب مقاومت شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری برای نسبت‌های میرایی اضافی ۰.۵٪، ۱.۰٪ و ۱.۵٪ مطابق جدول ۴ خواهد بود. ضریب  $R_{\mu}$  طبق رابطه ی داده شده در معادله ی ۲ و از شکل‌های ۵ الی ۱۰ تعیین شده است.

نتایج به دست آمده برای قاب‌های خمشی فلزی مختلف در نظر گرفته شده در این نوشتار نشان‌دهنده ی آن است که با افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی و اسکوالاستیک طبق جدول ۴، ضریب مقاومت شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. به طوری که در اثر افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی به میزان ۰.۵٪، ضریب مقاومت شکل‌پذیری قاب بدون میراگر الحاقی به طور متوسط ۰.۴٪ افزایش داشته است و با افزایش آن به میزان ۱.۰٪ و ۱.۵٪، ضریب مقاومت شکل‌پذیری قاب بدون میراگر الحاقی نیز به ترتیب به طور متوسط ۰.۸٪ و ۱.۴٪ افزایش از خود نشان می‌دهد. با توجه به نزدیکی بسیار زیاد نتایج  $R_{\mu}$  برای دو الگوی بار یکنواخت و بار مودال و عدم امکان نمایش آن‌ها به صورت واضح در یک شکل، تغییرات مقاومت شکل‌پذیری در مقابل تعداد طبقات برای الگوی بار مودال در شکل ۱۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۱. تغییرات مقاومت شکل‌پذیری در مقابل تعداد طبقات.

دو الگوی بار یکنواخت و مودال برای تعیین ضریب تعدیل پاسخ به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است.

## ۶. تحلیل استاتیکی خطی

در روش تحلیل استاتیکی خطی، طبق ضوابط دستورالعمل ASCE 41-06 برش پایه ی سیستم سازه‌ی از رابطه ی ۸ تعیین می‌شود: [۱۰]

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (8)$$

در رابطه ی ۸،  $W$  وزن لرزه‌ی ساختمان با احتساب وزن بار مرده و درصدی از بار زنده است،  $S_a$  طیف شتاب استاندارد متناظر با دوره ی تناوب سیستم و میرایی افزوده شده است که از شکل ۴ تعیین می‌شود.  $C_1$  ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیرارتجاعی سیستم،  $C_2$  آثار ناشی از کاهش سختی و مقاومت اعضاء،  $C_m$  نیز ضریب مشارکت مودی است که برای اعمال اثر مودهای بالاتر طبق جدول ۳-۱، از دستورالعمل ASCE 41-06 به کار می‌رود. نتیجه ی محاسبات انجام شده در این خصوص برای مدل‌های مختلف در جدول ۳ ارائه شده است. طبق نتایج ارائه شده در این جدول، با افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی به میزان ۰.۵٪، ۱.۰٪ و ۱.۵٪، برش پایه ی استاتیکی حاصل از ASCE 41-06 به طور میانگین به ترتیب بیش از ۱.۴٪، ۲.۳٪ و ۲.۹٪ کاهش نشان می‌دهد.

## ۷. ضریب مقاومت شکل‌پذیری

در خصوص ارتباط بین ضریب مقاومت شکل‌پذیری  $R_{\mu}$  و دوره ی تناوب ارتجاعی و ضریب شکل‌پذیری  $\mu$  مطالعات گسترده‌ی انجام شده است. در پژوهشی در سال ۲۰۰۳ ارتباط بین ضریب شکل‌پذیری و ضریب مقاومت شکل‌پذیری برای یک سیستم یک درجه‌ی آزادی با افزایش میرایی و اسکوز خطی  $\beta_v$  ناشی از میراگرهای الحاقی به صورت رابطه ی ۹ نشان داده شد: [۱۲]

$$\mu = R_{\mu} + (1 - \alpha)(R_{\mu} - 1)\left(\alpha \frac{T_e}{T_s}\right)^{\beta}$$

$$\alpha = \alpha_0(2 + 0.745 R_{\mu})$$

$$\beta = (3.24 - 0.1 R_{\mu} - 4.5 \beta_v) \quad (9)$$



جدول ۴. ضریب مقاومت شکل پذیری  $R_{\mu}$  و ضریب شکل پذیری  $\mu$  برای مدل‌های سازه‌یی در نظر گرفته شده.

ضریب مقاومت شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ )		ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )		میزان افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی (%)	قاب ساختمانی (طبقه)
الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت	الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت		
۳,۱۸	۲,۷۵	۱,۷۰	۲,۰۳	بدون میراگر الحاقی	۴
۲,۸۷	۲,۸۷	۲,۰۸	۲,۰۸	۵	
۲,۹۶	۲,۹۶	۲,۱۲	۲,۱۲	۱۰	
۳,۲۶	۳,۲۶	۲,۴۰	۲,۴۰	۱۵	
۲,۸۷	۲,۶۵	۲,۱۴	۲,۲۱	بدون میراگر الحاقی	۷
۲,۲۸	۲,۲۸	۲,۲۸	۲,۲۸	۵	
۲,۳۸	۲,۳۸	۲,۴۹	۲,۴۹	۱۰	
۲,۵۸	۲,۵۸	۲,۶۲	۲,۶۲	۱۵	
۲,۱۲	۲,۲۱	۱,۶۳	۱,۹۴	بدون میراگر الحاقی	۸
۲,۲۹	۲,۲۹	۱,۹۹	۱,۹۹	۵	
۲,۳۵	۲,۳۵	۲,۰۵	۲,۰۵	۱۰	
۲,۶۱	۲,۶۱	۲,۰۸	۲,۰۸	۱۵	
۲,۵۱	۲,۷۳	۲,۱۵	۲,۳۵	بدون میراگر الحاقی	۱۱
۲,۷۶	۲,۷۶	۲,۳۸	۲,۳۸	۵	
۲,۹۷	۲,۹۷	۲,۴۶	۲,۴۶	۱۰	
۳,۲۵	۳,۲۵	۲,۵۶	۲,۵۶	۱۵	
۲,۷۹	۳,۳۸	۲,۴۴	۲,۸۱	بدون میراگر الحاقی	۱۴
۳,۵۱	۳,۵۱	۲,۹۵	۲,۹۵	۵	
۳,۶۵	۳,۶۲	۳,۰۹	۳,۰۹	۱۰	
۳,۹۷	۳,۹۷	۳,۳۸	۳,۳۸	۱۵	
۲,۷۴	۲,۸۳	۲,۳۰	۲,۷۶	بدون میراگر الحاقی	۱۷
۲,۹۸	۲,۹۸	۲,۸۸	۲,۸۸	۵	
۳,۰۷	۳,۰۷	۲,۹۲	۲,۹۲	۱۰	
۳,۲۵	۳,۲۵	۳,۰۲	۳,۰۲	۱۵	

## ۸. ضریب مقاومت افزون

در رابطه‌ی ۱۰،  $\Omega_0$  مقاومت افزون واقعی،  $\Omega_{0.1}$  مقاومت افزون اولیه که براساس رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود،  $F_1$  ضریب اضافه‌ی مقاومت سیستم،  $F_T$  ضریب اضافه‌ی مقاومت مصالح، و  $F_T$  ضریب اضافه‌ی مقاومت طراحی‌اند. در این نوشتار، با استفاده از مطالعات Elingwood مقادیر ضرایب  $F_1$ ،  $F_T$  و  $F_T$  برای قاب‌های خمشی فلزی به ترتیب برابر با ۱٫۰۵، ۱٫۱ و ۱ در نظر گرفته شده‌اند. با فرض قرارگیری میراگرهای ویسکوالاستیک به صورت یکنواخت در ارتفاع قاب‌های انتخاب شده، مقادیر مقاومت افزون واقعی  $\Omega_0$  طبق رابطه‌ی ۱۰ محاسبه شده است. جدول ۵، نتایج حاصل از انجام این محاسبات را نشان می‌دهد.

نتایج حاصله در این مطالعه نشان‌دهنده‌ی آن است که با افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی ویسکوالاستیک در قاب‌ها به میزان ۵٪، مقاومت افزون به‌طور متوسط بیش از ۴٪ و با افزایش آن به میزان ۱۰ و ۱۵٪، مقاومت افزون به‌طور متوسط به ترتیب بیش از ۵٪ و ۸٪ افزایش نشان می‌دهد. همچنین طبق شکل ۱۲، می‌توان نشان داد برای حالت مربوط به الگوی بار مودال که با افزایش تعداد طبقات مقدار ضریب مقاومت افزون هم در قاب‌های بدون میراگر الحاقی و هم در قاب‌های دارای

همان‌طورکه در شکل ۱ نشان داده شد، مقاومت ذخیره‌یی بین مقاومت تسلیم سازه  $V_y$  پس از دو خطی شدن و سطح نیروی طراحی به روش مقاومت نهایی  $V_p$  وجود دارد که میزان آن تابعی از درجه‌ی نامعینی سیستم سازه‌یی است. در سال ۱۹۹۰، مطالعات وسیعی بر روی انواع سازه‌های فلزی قاب خمشی و دارای بادبند انجام شد و محدوده‌ی ضریب اضافه‌ی مقاومت  $\Omega_0$  بین ۱٫۸ الی ۶٫۵ گزارش شد.<sup>[۱۷]</sup> در سال ۱۹۹۸، محدوده‌ی تغییرات این ضریب در قاب‌های فلزی خمشی ده طبقه با دهانه‌های مختلف بین ۱٫۵ الی ۳٫۵ تعیین شد.<sup>[۱۸]</sup> از طرفی ضمن تعریف ضریب مقاومت افزون واقعی  $\Omega_0$  به صورت ارائه شده در رابطه‌ی ۱۰، در سال ۱۹۹۱ محدوده‌ی تغییرات این ضریب برای قاب‌های فلزی خمشی بین ۲ الی ۳ نشان داده شد.<sup>[۱۳]</sup>

$$\Omega_0 = \Omega_{0.1} \times F_1 \times F_T \times F_T \quad (۱۰)$$

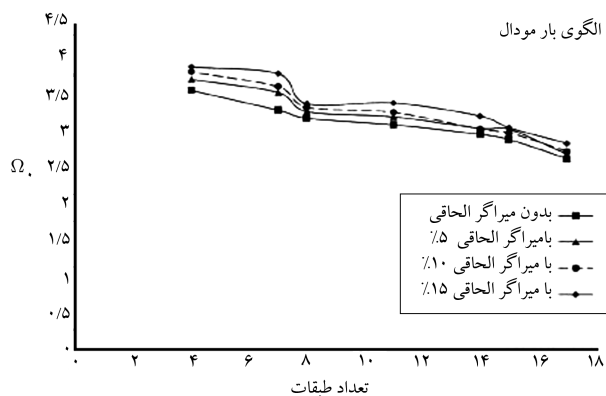
جدول ۵. مقاومت افزون  $\Omega_{0.1}$  تعیین شده در این نوشتار.

انواع قاب‌ها (طبقه)	نسبت افزایش میراگر الحاقی (%)	ضریب مقاومت افزون اولیه $\Omega_{0.1}$		ضریب مقاومت افزون واقعی ( $1 \times 1.1 \times 1.05$ ) $\Omega_{0.1}$	
		الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت	الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت
۴	بدون میراگر الحاقی	۲,۸۹	۳,۰۶	۳,۳۳	۳,۵۳
	۵	۳,۰۴	۳,۱۸	۳,۵۱	۳,۶۸
	۱۰	۳,۱۰	۳,۲۷	۳,۵۸	۳,۷۸
	۱۵	۳,۱۳	۳,۳۳	۳,۶۱	۳,۸۵
۷	بدون میراگر الحاقی	۲,۶۱	۲,۸۳	۳,۰۱	۳,۲۶
	۵	۲,۷۲	۲,۹۳	۳,۱۴	۳,۵۰
	۱۰	۲,۷۷	۳,۱۰	۳,۲۰	۳,۵۸
	۱۵	۲,۸۳	۳,۲۶	۳,۲۶	۳,۷۶
۸	بدون میراگر الحاقی	۲,۶۸	۲,۷۳	۳,۰۹	۳,۱۵
	۵	۲,۹۰	۲,۸۱	۳,۳۵	۳,۲۴
	۱۰	۲,۸۶	۲,۸۶	۳,۳۰	۳,۳۰
	۱۵	۲,۹۷	۲,۹۰	۳,۴۳	۳,۳۵
۱۱	بدون میراگر الحاقی	۲,۵۰	۲,۶۵	۲,۸۸	۲,۰۶
	۵	۲,۶۰	۲,۷۵	۳,۰	۳,۱۷
	۱۰	۲,۶۴	۲,۸۰	۳,۰۵	۳,۲۳
	۱۵	۲,۷۸	۲,۹۱	۳,۲۱	۳,۳۶
۱۴	بدون میراگر الحاقی	۲,۳۶	۲,۵۴	۲,۷۲	۲,۹۳
	۵	۲,۴۱	۲,۶۱	۲,۷۸	۳,۰۱
	۱۰	۲,۴۸	۲,۶۰	۲,۸۶	۳,۰
	۱۵	۲,۶۰	۲,۷۶	۳,۰	۳,۱۸
۱۷	بدون میراگر الحاقی	۲,۰۹	۲,۲۵	۲,۴۱	۲,۶۰
	۵	۲,۱۴	۲,۳۱	۲,۴۷	۲,۶۶
	۱۰	۲,۲۲	۲,۳۴	۲,۵۶	۲,۷۰
	۱۵	۲,۳۱	۲,۴۴	۲,۶۶	۲,۸۱

میراگر الحاقی کاهش می‌یابد. برای الگوی بار یکنواخت نیز نتایج مشابهی حاصل شده است.

### ۹. تعیین ضریب رفتار ناشی از میراگرهای الحاقی

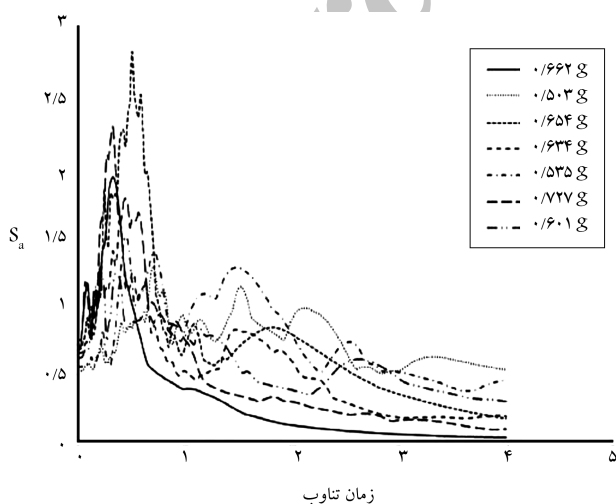
بر اساس مطالعات انجام شده در بندهای ۷ و ۸ بر روی هر یک از ضرایب مقاومت شکل‌پذیری و ضرایب مقاومت افزون، مقادیر ضریب رفتار قاب‌های فاقد میراگر الحاقی ( $R$ ) و ضریب رفتار قاب‌های دارای میراگر الحاقی ( $\bar{R}$ ) مطابق رابطه‌ی ۱ محاسبه و نتایج در جدول ۶ ارائه شده است. نهایتاً، با توجه به رابطه‌ی پیشنهادی ۳، می‌توان با تقسیم ضریب رفتار قاب دارای میراگر الحاقی به ضریب رفتار قاب



شکل ۱۲. تغییرات ضریب مقاومت افزون واقعی براساس تعداد طبقات.

جدول ۶. ضریب رفتار قاب‌ها با و بدون میراگر الحاقی.

ضریب رفتار ناشی از اضافه شدن میراگر الحاقی ( $R_{\xi}$ )		ضریب رفتار با میراگر الحاقی ( $\bar{R}$ )		ضریب رفتار بدون میراگر الحاقی ( $R$ )		میزان افزایش میراگر الحاقی (%)	انواع قاب‌ها (طبقه)
الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت	الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت	الگوی بار مودال	الگوی بار یکنواخت		
۱,۰۸۸	۱,۱۰۱	۱۰,۵۶	۱۰,۲۷	۹,۷۰	۹,۳۲	۵	۴
۱,۱۵۲	۱,۱۳۶	۱۱,۱۸	۱۰,۵۹	۹,۷۰	۹,۳۲	۱۰	
۱,۲۹۳	۱,۲۹۲	۱۲,۵۵	۱۲,۰۵	۹,۷۰	۹,۳۲	۱۵	
۱,۱۰۸	۱,۰۸۳	۷,۹۸	۸,۴۷	۷,۲۰	۷,۸۲	۵	۷
۱,۱۸۳	۱,۱۴۹	۸,۵۲	۸,۹۹	۷,۲۰	۷,۸۲	۱۰	
۱,۳۷۴	۱,۲۹۵	۹,۷۰	۱۰,۱۳	۷,۲۰	۷,۸۲	۱۵	
۱,۰۶	۱,۱۳	۷,۴۲	۶,۳۳	۷,۰	۵,۶۰	۵	۸
۱,۱۰۷	۱,۱۴۶	۷,۷۵	۶,۴۳	۷,۰	۵,۶۰	۱۰	
۱,۲۴۸	۱,۳۰	۸,۷۴	۷,۳۰	۷,۰	۵,۶۰	۱۵	
۱,۰۴۸	۱,۰۹۲	۸,۷۵	۷,۸۰	۸,۳۵	۷,۱۴	۵	۱۱
۱,۱۴۸	۱,۴۰	۹,۵۹	۸,۱۴	۸,۳۵	۷,۱۴	۱۰	
۱,۳۰	۱,۳۱	۱۰,۹۲	۹,۳۷	۸,۳۵	۷,۱۴	۱۵	
۱,۰۷۰	۱,۰۶۱	۱۰,۵۶	۸,۲۸	۹,۹۰	۷,۸۰	۵	۱۴
۱,۱۰۶	۱,۱۴۳	۱۰,۹۵	۸,۹۲	۹,۹۰	۷,۸۰	۱۰	
۱,۲۷۰	۱,۲۳۴	۱۲,۶۲	۹,۶۳	۹,۹۰	۷,۸۰	۱۵	
۱,۰۸۴	۱,۰۵۹	۷,۹۲	۶,۹۹	۷,۳۵	۶,۴۰	۵	۱۷
۱,۱۳۵	۱,۱۵۹	۸,۲۹	۷,۶۵	۷,۳۵	۶,۴۰	۱۰	
۱,۲۵۰	۱,۲۳۶	۹,۱۳	۸,۱۶	۷,۳۵	۶,۴۰	۱۵	



شکل ۱۳. طیف‌های شتاب رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده.

فاقد میراگر، مقدار ضریب کاهش مقاومت ناشی از افزایش میرایی سیستم،  $R_{\xi}$  را مطابق جدول ۶ تعیین کرد.

## ۱۰. مقایسه‌ی نتایج با تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی

برای بررسی نتایج به دست آمده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover)، از تحلیل‌های تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی استفاده می‌شود. برای این منظور از هفت رکورد زلزله‌ی ثبت شده در فاصله‌ی دور از گسل بر روی خاک مطابق جدول ۷، با دوره‌ی تناوب غالب خاک در محدوده‌ی ۰/۷-۰/۴ ثانیه استفاده شده است. طیف‌های شتاب و رکوردهای زلزله در شکل ۱۳ ارائه شده است.

برای کنترل عملکرد روش پیشنهادی، یک قاب هفت طبقه با میراگر الحاقی ویسکوالاستیک طبق شکل ۱۴ با نسبت‌های میرایی ناشی از اضافه شدن میراگرهای

جدول ۷. مشخصات رکوردهای زلزله‌ی مورد استفاده در این نوشتار.

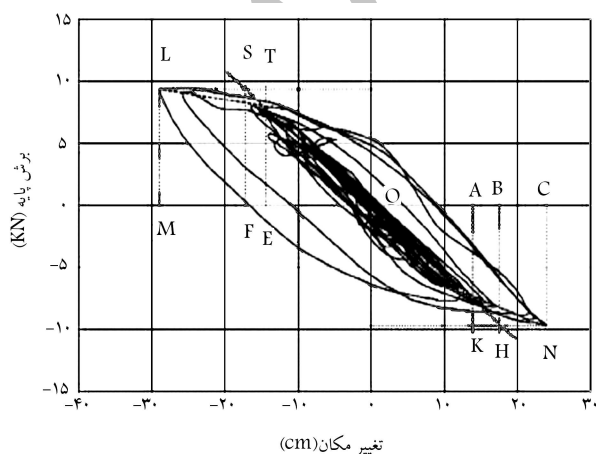
شماره‌ی رکورد	Earthquake	تاریخ وقوع	محل	PGA	نوع خاک
۱	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۰٫۶۶۲ g	C
۲	Duzce turkey	۱۹۹۹	Duzce	۰٫۵۰۳ g	C
۳	Imperial Valley	۱۹۷۹	Bonds corner	۰٫۶۰۱ g	C
۴	Chi-Chi Taiwan	۱۹۹۹	Chyozs	۰٫۷۲۷ g	C
۵	Loma prieta	۱۹۸۹	Cilroy Atray	۰٫۶۵۴ g	C
۶	Chi-Chi Taiwan	۱۹۹۹	Choyz	۰٫۶۳۴ g	C
۷	Cape Mendocino	۱۹۹۲	Petrolia	۰٫۵۳۵ g	C

بعد از انجام تحلیل‌های غیرخطی و ترسیم منحنی هیستریزیس کلی قاب به صورت نموداری از برش پایه‌ی طبقه‌ی اول نسبت به تغییر مکان بام برای هر رکورد زلزله، نسبت به محاسبه‌ی ضریب رفتار اقدام شد. مثلاً منحنی هیستریزیس مربوط به قاب هفت طبقه تحت اثر رکورد زلزله شماره ۱ در شکل ۱۵ نشان داده شده است. برای تعیین نقاط مربوط به تغییر مکان‌های مورد نظر بر روی منحنی هیستریزیس می‌توان از روش گفته شده توسط Lu و Chen استفاده کرد.<sup>[۱۹]</sup> ابتدا باید از نقاط N و L مربوط به تغییر مکان‌های بیشینه منفی و مثبت خطوطی موازی با محورهای افقی و قائم رسم کرد تا مجانب خطوط هیستریزیس رسم شده از مرکز را در نقاط S و H قطع کنند. بدین ترتیب مقادیر تغییر مکان‌های بیشینه منفی و مثبت OM و OC و همچنین مقادیر تغییر مکان‌های بیشینه مثبت و منفی تسلیم کلی قاب OB و OF به دست می‌آیند.

محل تقاطع خط مجانب رسم شده از مرکز با خطوط مجانب ناحیه‌ی سخت‌شدگی کرنشی نیز نقاط مربوط به تشکیل اولین مفصل خمیری هستند (نقاط T و K). با توجه به توضیحات داده شده و شکل ۱۵، مقادیر زیر به دست می‌آیند:

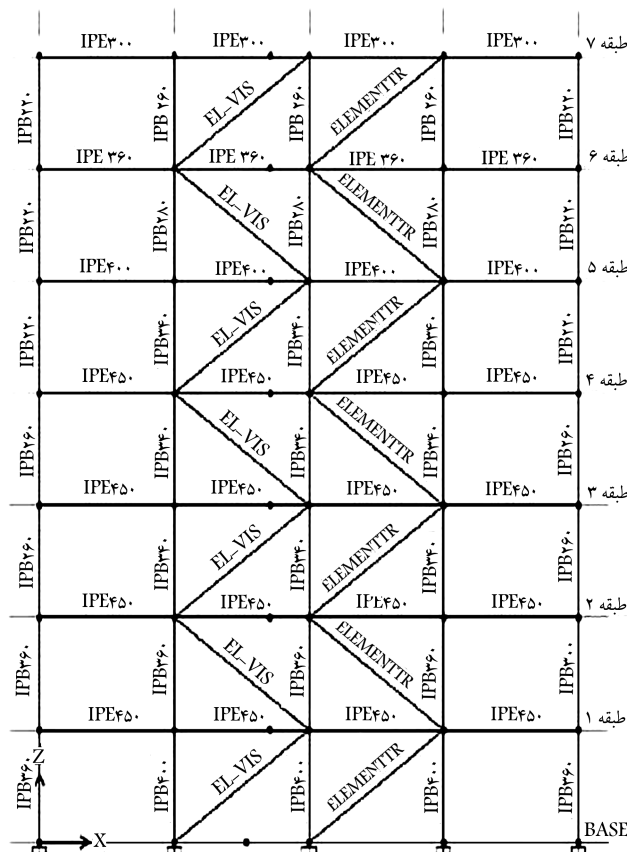
$$\begin{aligned}
 OC &= \Delta_{\max}^+ = 24/75 (mm), & OM &= \Delta_{\max}^- = 29/85 (mm) \\
 OB &= \Delta_y^+ = 18/35 (mm), & OF &= \Delta_y^- = 18/80 (mm) \\
 OA &= \Delta_s^+ = 10/10 (mm), & OE &= \Delta_s^- = 10/05 (mm) \quad (11)
 \end{aligned}$$

نهایتاً، برای محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب از روابط ۱۲ الی ۱۶ استفاده شده



شکل ۱۵. منحنی هیستریزیس قاب هفت طبقه برای محاسبه‌ی ضریب رفتار.

الحاقی به آن به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵٪، تحت اثر تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی و خطی قرار گرفته است. کلیه‌ی تحلیل‌ها با استفاده از نرم‌افزار OpenSees انجام شده است. برای تعیین مقاومت‌های لازم برای مدل‌سازی در حالت تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی از مدل کابین (متشکل از میرایی و سختی معادل به دست آمده از جدول ۱) استفاده شده است.<sup>[۱۲، ۱۰]</sup> در این مدل‌سازی، المان‌های به کار رفته از نوع فیبری است و برای تجزیه و تحلیل سیستم نیز از روش شتاب متوسط ثابت نیومارک با  $\beta = 0.25$  و  $\gamma = 0.75$  استفاده شده است. کلیه‌ی رکوردهای زلزله طبق ضوابط ASCEY-05 مقیاس شده‌اند.



شکل ۱۴. قاب هفت طبقه با میراگر الحاقی ویسکوالاستیک.

جدول ۸. نتایج تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی برای قاب هفت طبقه.

شماره رکورد زلزله	میزان افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی (%)	بیشینه‌ی تغییر مکان غیرارتجاعی (mm)	بیشینه‌ی تغییر مکان ارتجاعی (mm)	$C_1$	$\Delta_{\max}^+$ (mm)	$\Delta_{\max}^-$ (mm)	$\Delta_y^+$ (mm)	$\Delta_y^-$ (mm)	$\Delta_s^+$ (mm)	$\Delta_s^-$ (mm)	$\mu$	$R_\mu$	$\Omega_0$	$R$	$R_\xi$
۱	بدون میراگر الحاقی				۴۵٫۱۸	۱۹٫۱۰	۱۶٫۷۷	۱۸٫۱۵	۹٫۱۲	۸٫۷۰	۱٫۸۴	۳٫۰۶	۲٫۲۷	۶٫۹۴	-
	۵	۴۱٫۱۸	۵۵٫۹۵	۰٫۷۳	۴۱٫۱۳	۳۰٫۵۹	۱۳٫۸۱	۱۶٫۱۹	۸٫۰۸	۷٫۰۷	۲٫۳۹	۳٫۲۸	۲٫۲۹	۷٫۵۳	۱٫۰۸۵
	۱۰	۳۶٫۶۸	۴۶٫۷۷	۰٫۷۸	۳۲٫۰۵	۲۶٫۶۸	۱۳٫۱۰	۱۳٫۱۳	۶٫۸۰	۵٫۶۷	۲٫۶۲	۳٫۳۷	۲٫۴۳	۸٫۲۰	۱٫۱۸۱
	۱۵	۳۰٫۶۸	۳۸٫۸۴	۰٫۷۹	۲۱٫۸۹	۲۰٫۱۲	۱۳٫۰۱	۱۲٫۵۹	۵٫۳۲	۴٫۴۵	۲٫۷۱	۳٫۵۱	۲٫۵۱	۸٫۸۱	۱٫۲۶۹
۲	بدون میراگر الحاقی				۹٫۶۵	۱٫۰۲	۹٫۴۶	۳٫۸۸	۳٫۸۵	۴٫۱۱	۲٫۷۷	۲٫۷۲	۲٫۴۰	۶٫۵۴	-
	۵	۸٫۹۹	۸٫۹۰	۱٫۰۱	۹٫۱۳	۸٫۹۹	۲٫۹۸	۳٫۲۷	۳٫۴۰	۳٫۹۰	۲٫۹۰	۲٫۸۸	۲٫۴۸	۷٫۱۶	۱٫۰۹۴
	۱۰	۷٫۵۷	۷٫۳۸	۱٫۰۲	۷٫۸۴	۷٫۵۷	۲٫۵۰	۲٫۷۴	۲٫۳۰	۲٫۳۰	۲٫۹۴	۲٫۸۹	۲٫۶۵	۷٫۶۶	۱٫۱۷۱
	۱۵	۳٫۶۴	۶٫۵۴	۱٫۰۳	۵٫۴۵	۶٫۷۶	۲٫۲۲	۲٫۱۲	۲٫۰۴	۲٫۸۹	۳٫۰۹	۳٫۱۰	۲٫۷۱	۸٫۴۰	۱٫۲۸۴
۳	بدون میراگر الحاقی				۱۱٫۶۰	۰٫۹۸	۱۱٫۶۰	۴٫۵۳	۴٫۲۱	۵٫۴۰	۲٫۵۰	۲٫۵۵	۲٫۳۹	۶٫۱۱	-
	۵	۱۱٫۹۵	۱۲٫۸۳	۰٫۹۳	۱۱٫۹۵	۱۱٫۲۶	۴٫۴۴	۴٫۸۰	۵٫۳۸	۵٫۳۸	۲٫۵۱	۲٫۷۰	۲٫۴۹	۶٫۷۳	۱٫۱۰۱
	۱۰	۱۰٫۷۰	۱۱٫۲۵	۰٫۹۵	۱۰٫۵۴	۱۰٫۷۰	۴٫۱۳	۴٫۱۳	۴٫۹۸	۴٫۴۵	۲٫۵۷	۲٫۵۷	۲٫۶۰	۷٫۰۶	۱٫۱۵۵
	۱۵	۱۰٫۲۵	۱۱٫۱۵	۰٫۹۲	۱۰٫۰۵	۱۰٫۳۴	۳٫۹۸	۳٫۸۹	۴٫۴۳	۳٫۶۸	۲٫۶۸	۲٫۹۲	۲٫۶۸	۷٫۸۲	۱٫۲۷۹
۴	بدون میراگر الحاقی				۳۰٫۸۰	۰٫۸۲	۳۷٫۵۰	۲۳٫۷۶	۱۰٫۵۹	۱۲٫۷۱	۱۲٫۳۴	۲٫۳۴	۲٫۸۵	۷٫۲۱	-
	۵	۲۸٫۹۱	۳۱٫۳۸	۰٫۹۲	۲۱٫۰۵	۲۸٫۹۱	۹٫۸۳	۷٫۱۸	۱۲٫۰۱	۱۲٫۰۱	۲٫۷۸	۳٫۰۳	۲٫۶۱	۷٫۹۲	۱٫۰۹۸
	۱۰	۲۴٫۸۷	۳۲٫۸۶	۰٫۷۵	۱۸٫۶۱	۲۴٫۸۷	۸٫۱۶	۶٫۰۱	۱۰٫۱۴	۸٫۲۵	۲٫۳۱	۳٫۰۸	۲٫۷۳	۸٫۴۳	۱٫۱۶۹
	۱۵	۲۲٫۴۵	۳۴٫۵۴	۰٫۶۵	۱۵٫۴۰	۲۱٫۷۸	۷٫۲۳	۵٫۴۵	۹٫۶۷	۷٫۵۴	۲٫۱۲	۳٫۱۲	۲٫۲۴	۹٫۲۶	۱٫۲۸۴
۵	بدون میراگر الحاقی				۲۲٫۳۹	۰٫۶۲	۳۶٫۲۰	۱۵٫۲۸	۱۱٫۹۶	۹٫۱۱	۷٫۸۸	۲٫۴۳	۲٫۴۳	۶٫۲۳	-
	۵	۲۲٫۰۸	۲۴٫۴۸	۰٫۹۰	۱۳٫۲۳	۲۰٫۰۸	۷٫۴۱	۵٫۲۵	۸٫۱۶	۶٫۵۲	۲٫۳۶	۲٫۶۳	۲٫۶۳	۶٫۹۳	۱٫۱۱۲
	۱۰	۱۷٫۰۴	۱۷٫۵۶	۰٫۹۷	۱۰٫۹۴	۱۷٫۰۴	۶٫۰۲	۴٫۵۷	۶٫۲۳	۵٫۵۲	۲٫۵۶	۲٫۶۴	۲٫۶۴	۷٫۲۶	۱٫۱۶۵
	۱۵	۱۴٫۱۴	۱۵٫۳۲	۰٫۹۵	۷٫۵۶	۱۵٫۳۹	۵٫۷۲	۵٫۷۲	۳٫۵۶	۴٫۷۸	۲٫۶۶	۲٫۷۷	۲٫۷۷	۷٫۸۹	۱٫۲۶۶
۶	بدون میراگر الحاقی				۲۸٫۹۶	۰٫۵۶	۵۱٫۵۸	۱۷٫۲۰	۱۷٫۶۰	۱۲٫۶۵	۱٫۴۷	۲٫۹۴	۲٫۹۴	۶٫۲۳	-
	۵	۲۴٫۴۳	۳۵٫۱۷	۰٫۶۹	۲۵٫۸۰	۲۴٫۴۳	۹٫۸۴	۷٫۸۴	۱۱٫۱۴	۱۰٫۷۵	۱٫۸۲	۲٫۶۴	۲٫۶۴	۶٫۹۹	۱٫۱۲۳
	۱۰	۲۱٫۳۰	۲۳٫۲۵	۰٫۸۷	۲۰٫۵۷	۲۱٫۳۰	۸٫۶۴	۸٫۶۴	۱۰٫۰۹	۸٫۰۹	۲٫۳۷	۲٫۳۷	۲٫۶۲	۷٫۲۵	۱٫۱۶۵
	۱۵	۱۷٫۳۸	۱۹٫۱۰	۰٫۹۱	۱۵٫۹۴	۱۸٫۱۶	۷٫۴۵	۷٫۷۱	۹٫۴۱	۹٫۴۱	۲٫۲۳	۲٫۵۹	۲٫۸۴	۷٫۸۲	۱٫۲۵۶
۷	بدون میراگر الحاقی				۱۸٫۰۸	۰٫۷۸	۲۳٫۱۳	۹٫۷۶	۷٫۷۷	۷٫۲۱	۱٫۹۸	۲٫۵۵	۲٫۸۷	۷٫۳۲	-
	۵	۱۶٫۳۵	۲۱٫۴۸	۰٫۷۶	۱۷٫۳۵	۱۴٫۴۰	۸٫۱۳	۷٫۲۸	۶٫۸۱	۵٫۶۰	۲٫۰۶	۲٫۰۶	۲٫۹۶	۸٫۰۴	۱٫۰۹۸
	۱۰	۱۷٫۲۷	۲۰٫۱۱	۰٫۸۵	۱۳٫۲۷	۱۳٫۲۷	۶٫۰۸	۵٫۳۴	۵٫۶۳	۴٫۸۶	۲٫۳۸	۲٫۳۸	۳٫۰۰	۸٫۴۱	۱٫۱۴۸
	۱۵	۱۶٫۳۱	۱۸٫۵۴	۰٫۸۸	۱۱٫۷۸	۱۲٫۹۰	۴٫۷۷	۴٫۶۷	۴٫۳۴	۴٫۰۳	۲٫۴۷	۲٫۴۷	۳٫۱۵	۹٫۱۹	۱٫۲۵۵
مقادیر متوسط	۵	۲۱٫۹۸	۲۷٫۱۷	۰٫۸۴	۱۹٫۹۴	۱۹٫۸۰	۸٫۰۶	۷٫۴۰	۷٫۸۵	۷٫۰۴	۲٫۸۵	۲٫۸۶	۲٫۸۶	۷٫۴۰	۱٫۱۰
	۱۰	۱۹٫۳۴	۲۲٫۷۴	۰٫۸۸	۱۶٫۳۵	۱۸٫۷۷	۶٫۹۴	۶٫۹۳	۵٫۹۳	۵٫۶۹	۲٫۵۶	۲٫۹۱	۲٫۵۶	۷٫۸۳	۱٫۶۴
	۱۵	۱۶٫۴۰	۲۰٫۵۷	۰٫۸۷	۱۴٫۰۱	۱۷٫۹۲	۶٫۳۴	۵٫۲۸	۵٫۸۹	۴٫۹۴	۲٫۷۸	۳٫۰۷	۲٫۷۸	۸٫۵۴	۱٫۲۷

است. [۱۹]

$$\mu = \frac{|\Delta_{\max}^+| + |\Delta_{\max}^-|}{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|} = 1,47 \quad (12)$$

$$R_\mu = \frac{\mu}{C_1} = 2,94 \quad (13)$$

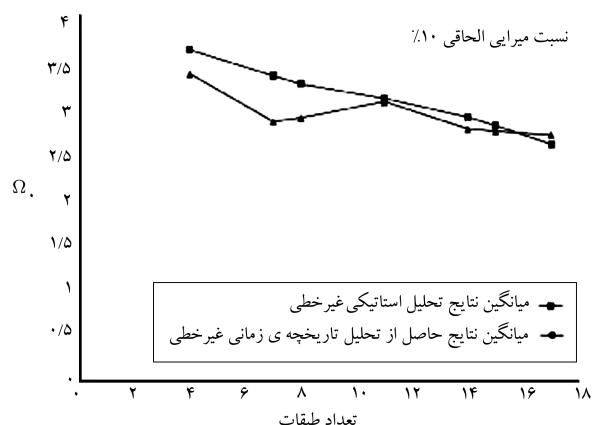
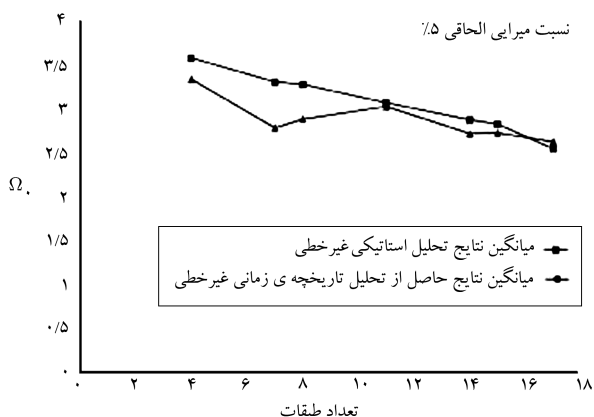
$$\Omega_{0,1} = \frac{|\Delta_y^+| + |\Delta_y^-|}{|\Delta_s^+| + |\Delta_s^-|} = 1,84 \quad (14)$$

$$\Omega_0 = \Omega_{0,1} \times F_1 \times F_T = 1,84 \times 1,05 \times 1,10 = 2,13 \quad (15)$$

$$R = R_\mu \times \Omega_0 = 2,13 \times 2,94 = 6,26 \quad (16)$$

در روابط ۱۱ الی ۱۶،  $C_1$  نسبت بیشینه تغییرمکان غیرارتجاعی به بیشینه تغییرمکان ارتجاعی،  $\Omega_0$  ضریب مقاومت افزون واقعی،  $\Omega_{0,1}$  ضریب مقاومت افزون اولیه،  $F_1$  و  $F_T$  ضرایب افزایشی،  $\Delta_{\max}^+$  تغییرمکان بیشینه مثبت و  $\Delta_{\max}^-$  تغییرمکان بیشینه منفی،  $\Delta_y^+$  تغییرمکان بیشینه مثبت تسلیم کلی قاب و  $\Delta_y^-$  تغییرمکان بیشینه منفی تسلیم کلی قاب،  $\Delta_s^+$  تغییرمکان مثبت مربوط به تشکیل اولین مفصل خمیری و  $\Delta_s^-$  تغییرمکان منفی مربوط به تشکیل اولین مفصل خمیری هستند. [۱۹، ۱۴]

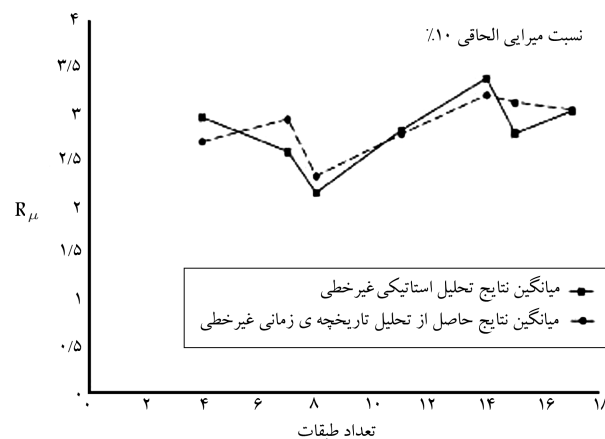
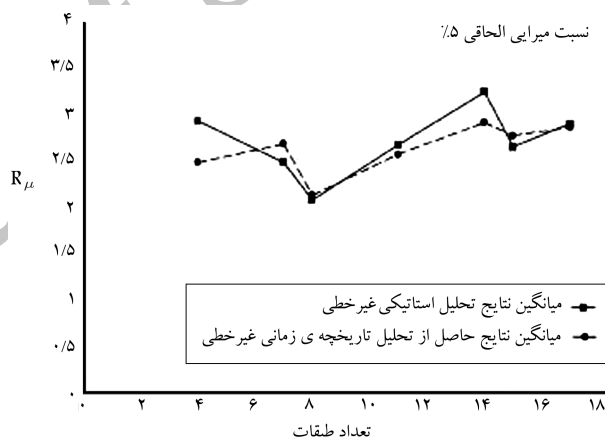
جدول ۸، نتایج حاصل از انجام این محاسبات توسط هفت رکورد بر روی قاب هفت طبقه را نشان می‌دهد. این تذکر لازم است که برای محاسبه ضریب



شکل ۱۷. نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی و تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ضریب مقاومت افزون در قاب‌های مورد بررسی.

رفتار الحاقی  $R_E$ ، با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی، ابتدا ضریب مقاومت شکل‌پذیری  $R_{\mu}$  طبق جدول ۴ و سپس ضریب مقاومت افزون اولیه  $\Omega_0$  طبق جدول ۵ برای قاب‌های بدون میراگر الحاقی و با میراگر الحاقی تعیین شدند. در ادامه با استفاده از رابطه‌ی ۳ مقدار ضریب رفتار الحاقی  $R_E$  طبق جدول ۷ محاسبه شد. براساس جدول ۸، با افزایش میرایی اضافی ناشی از میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵٪، مقادیر متوسط ضریب رفتار  $R_E$  برای ساختمان‌های فلزی قاب خمشی به صورت ارائه شده در جدول ۹ پیشنهاد می‌شوند.

نتایج حاصل از تجزیه و تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی طبق جدول ۸، نشان‌دهنده‌ی تطبیق بسیار خوب آن با نتایج حاصله از تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی است. به طوری که میزان خطا در اثر افزایش میرایی ناشی از میراگر الحاقی به میزان ۵٪، به ۱۱٪ و با افزایش آن به میزان ۱۰ و ۱۵٪، به ترتیب ۱۷٪ و ۲۲٪ محدود شده است. به همین ترتیب با انجام تجزیه و تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی برای کلیه‌ی قاب‌ها مشاهده می‌شود که نتایج حاصله از تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی و تجزیه و تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی، برای ضریب مقاومت شکل‌پذیری و ضریب مقاومت افزون برای نسبت میرایی الحاقی ۵٪ و ۱۰٪، طبق شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نشان‌دهنده‌ی تطبیق بسیار خوب نتایج حاصل از ضریب  $R_E$  پیشنهادی و نیز تحلیل‌های تاریخیچه‌ی زمانی با خطای کمتر از ۵٪ است.



شکل ۱۶. نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی غیرخطی و تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی برای ضریب مقاومت شکل‌پذیری در قاب‌های مورد نظر.

جدول ۹. مقادیر پیشنهادی  $R_E$ .

$R_E$	مقدار افزایش در میرایی ناشی از میراگر الحاقی (%)
۱٫۰۹	۵
۱٫۱۵	۱۰
۱٫۲۸	۱۵

این کار ضمن استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای تعیین ضریب رفتار مزبور، برای یک مدل سازه‌ی نتایج حاصله با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی نیز کنترل شد. نتایج حاصله نشان‌دهنده‌ی آن است که با افزایش الاستیک اصلی در قاب‌های ترکیبی میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی به‌طور تقریبی به همان نسبت افزایش می‌یابد. به همین نحو، با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها، سختی مؤثر نیز به جهت افزایش ثابت میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی افزایش خواهد یافت. از طرفی با افزایش نسبت میراگر الحاقی به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵٪ در سیستم‌های سازه‌ی، متوسط مقادیر برش استاتیکی خطی نیز به‌طور متوسط به ترتیب ۱۴٪، ۲۳٪، ۲۹٪ کاهش نشان می‌دهند. همین‌طور، با افزایش میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک در قاب‌ها به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵٪، متوسط ضریب مقاومت شکل‌پذیری ناشی از تغییرمکان به ترتیب ۴، ۸ و ۱۴٫۵٪ و مقادیر ضریب اضافه‌ی مقاومت واقعی  $\Omega_1$  به‌طور متوسط به ترتیب بیش از ۴، ۵ و ۸٫۷٪ افزایش نشان می‌دهند. با افزایش میرایی ناشی از میراگرهای الحاقی به میزان ۵، ۱۰ و ۱۵٪، مقادیر ضریب تعدیل پاسخ مربوط به میراگرهای الحاقی  $R_E$ ، به‌طور متوسط برابر با ۱٫۰۹، ۱٫۱۵ و ۱٫۲۸ برای قاب‌های سازه‌ی در نظر گرفته‌شده برآورد شده‌اند. نهایتاً، مقایسه‌ی نتایج حاصله از تجزیه و تحلیل استاتیکی غیرخطی و تجزیه و تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی، نشان‌دهنده‌ی تطبیق قابل‌قبول نتایج است.

در نهایت، جدول ۹ مقادیر پیشنهادی ضریب کاهش مقاومت ناشی از میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک برای قاب‌های خمشی فلزی ویژه را نشان می‌دهد.

## ۱۱. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی محدود انجام‌شده که با استفاده از ۷ مدل سازه‌ی فولادی قاب خمشی دو بعدی با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف و تعداد محدودی از زلزله‌های زلزله انجام شد، نسبت به تعیین ضریبی به‌منزله‌ی ضریب کاهش مقاومت ناشی از میراگرهای الحاقی ویسکوالاستیک برای قاب‌های خمشی فلزی ویژه اقدام شده است. برای

## پانویس

1. shear-storage modulus
2. shear-loss modulus

## منابع (References)

1. Soong, T.T. and Dargush, G.F., *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering*, John Wiley & Ltd., London (UK) and New York (USA) (1997).
2. Constantinou, M.C.; Soong, T.T. and Dargush, G.F., *Passive Energy Dissipation Systems for Structural Design and Retrofit*, Monograph Series No.1, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, University at Buffalo, State University of New York at Buffalo, Buffalo, N.Y. (1998).
3. SEAONC-Structural Engineers Association of Northern California, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, California*, (1992).
4. SEAOC-Structural Engineers Association of California, *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*, Sacramento, CA. (1999).
5. FEMA-Federal Emergency Management Agency, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings and NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*, Reports No. FEMA-273 and FEMA-274, Washington, D.C. (1997).
6. NEHRP - National Earthquake Hazard Reduction Program, *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, Federal Emergency Management Agency, Report No. FEMA 302, Washington D.C. (1997).
7. ATC, *Structural Response Modification Factors: ATC-19*, Applied Technology Council, Redwood City, California, pp. 5-32 (1995).
8. NEHRP - National Earthquake Hazard Reduction Program "NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures", Appendix to Chapter 13, Structures with Damping Systems, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C. (2003).
9. ASCE7-05, American Society of Civil Engineers, *Minimum Design Loads for Buildings and other Structures*, ASCE, Reston, Virginia, (2006).
10. ASCE 41-06, American Society of Civil Engineers, *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*, ASCE, Reston, Virginia (2007).
11. ATC, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake Resistant Design*, ATC-34, Applied Technology Council, Redwood City, California (1995).
12. Whittaker, A.; Hart, G. and Rojahn, C. "Seismic response modification factors", *Journal Structural Engineering*, **125**, (4), pp.438-444 (1999).
13. Uang, C.M.; "Establishing R (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factors for building seismic provisions", *Journal of Structural Engineering*, **117** ASCE, (1), pp.341-348 (1991).

14. Ramirez, O.M.; Constantinou, M.C.; Whittaker, A.S.; Kircher, C.A.; Johnson, M.W. and Chrysostomou, C.Z. "Validation of the 2000 NEHRP provisions equivalent lateral force and modal analysis procedures for buildings with damping systems", *Earthquake Spectra*, **19**(4), pp. 981-999 (2003).
15. Zimmer, M., *Characterization of Visco-Elastic Materials for Use in Seismic Energy Dissipation Systems*, Master of Science Thesis, Department of Civil, Structural and Environmental Engineering, University at Buffalo, State University of New York, Buffalo, N.Y. (2000).
16. Miranda, E. and Bertero, V.V. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp.357-379 (1994).
17. Osteraas, J.D. and Krawinkler, H., *Strength and Ductility Considerations in Seismic*, Report No.90, The John A. Blume Earthquake Engineering Center, Department of Civil and Environmental Engineering Stanford University (1990).
18. Rahgozar, M.A. and Humar, J.L. "Accounting for over-strength in seismic design of steel structures", *Canadian Journal of Civil Engineering (CJCE)*, **25**(1), pp. 1-15 (1998).
19. Fukumoto, Y. and Lu, G. "Stability and ductility of steel structure under cyclic loading", CRC press, Inc, pp. 99-122 (1991).

Archive of SID



# PROPOSING A RESPONSE REDUCTION FACTOR FOR APPLICATION OF ADDED VISCOELASTIC DAMPERS IN SPECIAL STEEL MOMENT RESISTING FRAMES AND ITS EVALUATION

S. Javaherzadeh

sjavaherzade@yahoo.com

Dept. of Civil Engineering

Islamic Azad University, Science and Research Branch

F. Rahimzadeh\*

rofooei@sharif.edu

Dept. of Civil Engineering

Sharif University of Technology

Sharif Civil Engineering Journal

Volume 28, Issue 2, Page 65-80, Original Article

© Sharif University of Technology

## Abstract

The response reduction factor ( $R$ ) is employed in different seismic design and analysis codes to reduce the level of design forces and utilize the existing capacity of structures in dissipating the seismic input energy caused by the nonlinear behavior of structural systems. Different parameters are involved in finding this factor, among which the ductility related reduction factor, ( $R_\mu$ ), the overstrength related reduction factor, ( $\Omega_0$ ), the redundancy related reduction factor, ( $R_r$ ), and etc., could be named. On the other hand, application of energy dissipation systems, especially added dampers, has grad-

ually become an essential part of the seismic design of structures. The design guidelines of buildings equipped with these devices have already been provided in a number of seismic design codes, such as ASCE7-05. In this paper, a so-called "Response Reduction Factor" is introduced to take into account the effect of added viscoelastic dampers in dissipating input seismic energy in special steel moment resisting frames, ( $R_\xi$ ). In that regard, a number of 2-D SSMRF models, with a different number of bays and floors, are selected. The viscoelastic dampers are uniformly distributed along the height of the structural models, employing a Kelvin arrangement, in their mathematical modeling. Nonlinear static analyses (pushover analyses) are used to determine the "added damping related" response reduction factor, ( $R_\xi$ ), for these structural models. Nonlinear dynamic time history analyses are performed to investigate the obtained results using seven far-field earthquake components recorded on soil type C (dominant period of 0.4 to 0.7 second), based on the ASCE7-05 code. The results show an increase in the ductility related reduction factor, ( $R_\mu$ ), as well as the overstrength reduction factor, ( $\Omega_0$ ), by increasing damping ratios of structural systems caused by added viscoelastic dampers. Also, on average, the response reduction factor, ( $R_\xi$ ), is determined to be equal to 1.09, 1.15 and 1.28 for added damping ratios of structural systems equal to 5%, 10%, and 15%, respectively. The OpenSees program is used for numerical analyses.

**Key Words:** viscoelastic dampers, response reduction factor, nonlinear static analysis, nonlinear dynamic analysis.

---

\* corresponding author

Received 08 March 2010; received in revised form 21 August 2010; accepted 26 February 2011