

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

یکی از روش‌های طراحی بر مبنای عملکرد که کارآمدی آن برای طراحی سیستم‌های بتنی و فولادی با توجه به تجربیات گذشته ثابت شده است، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد؛ اما بررسی‌ها نشان داده‌اند که روال طراحی متعارف این روش برای قاب‌های فولادی مجهز به میراگر لزج در سطح خطر زلزله طرح، منتهی به سازه‌هایی محافظه کارانه می‌گردد. از آنجایی که عموماً انتظار می‌رود این گونه سازه‌ها عملکرد مناسبی در پیشینه زلزله محتمل داشته باشند، هدف اصلی این مطالعه ارزیابی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها در سطح خطر پیشینه زلزله محتمل می‌باشد. برای انجام این کار، قاب‌های خمشی فولادی کوتاه و میان مرتبه با تعداد طبقات ۳، ۶ و ۹ با استفاده از آرایش غیریکنواخت میراگرها در ارتفاع سازه با مقادیر توان سرعت ۰/۷، ۰/۵ و ۰/۳۵، طبق روش متعارف طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سطح خطر پیشینه زلزله محتمل طراحی می‌شوند. سپس، با استفاده از یک دسته شتاب‌نگاشت‌های منطبق بر طیف طراحی، این سازه‌ها تحت تحلیل‌های تاریخیچه زمانی قرار می‌گیرند. نتایج به دست آمده، طراحی محافظه کارانه روش متعارف را در این سطح خطر لرزه‌ای نیز نشان می‌دهد؛ بنابراین، برای حل این مشکل، با اصلاح رابطه تعیین میرایی معادل و همچنین به کارگیری ضریب اصلاح حاصل از اختلاف بین طیف شبه‌سرعت و طیف سرعت واقعی در روند طراحی، سازه‌های جدید طبق روش پیشنهادی طراحی می‌شوند. علاوه بر آن، عملکرد لرزه‌ای سازه‌های جدید در سطح خطر زلزله طراحی نیز کنترل می‌گردد. نتایج نشان می‌دهد که اعمال اصلاحات در روند طراحی برای میراگرهای خطی و غیرخطی در سازه‌های کوتاه مرتبه و میراگرهای خطی در سازه‌های میان مرتبه، منجر به طراحی سازه‌هایی اقتصادی با عملکرد لرزه‌ای بهینه می‌شود.

واژگان کلیدی: روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، روش طراحی بر مبنای عملکرد، قاب خمشی فولادی، میراگر لزج غیرخطی، میرایی معادل.

طراحی عملکردی سازه‌های کوتاه و میان مرتبه فولادی مجهز به میراگر لزج

سید بهداد آل حجت

دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

امید بهار (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، omidbahar@iiees.ac.ir

مسعود یخچالیان

استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

۱- مقدمه

گرفته است، میراگرهای لزج می‌باشد. این میراگرها دارای بیستونی می‌باشند که درون محفظه‌ای مملو از سیال لزج حرکت می‌کند [۶]. برخی از مزایای خاص میراگرهای لزج که آنها را به ابزارهایی رایج برای مقاصد طراحی لرزه‌ای و بهسازی ساختمان‌های موجود تبدیل کرده‌اند، عبارتند از: فعال شدن در تغییر مکان‌های کوچک، نیاز به نیروی بازبایی کمینه، خواص میرایی پایدار، ظرفیت میرایی بالا و نیروی میراگر خارج از فاز با

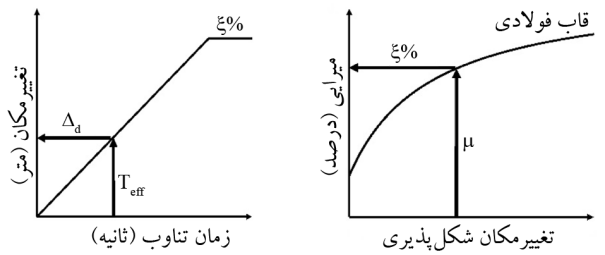
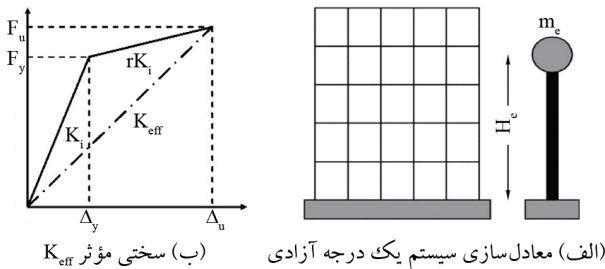
تا به امروز مطالعات زیادی کارآمدی استفاده از میراگرها را در بهبود عملکرد سازه‌ها نشان داده است [۱-۴]. میراگرها با کاهش تغییر مکان نسبی طبقات و کاهش تغییر شکل‌های غیرالاستیک، باعث بهبود عملکرد سازه‌ها می‌شوند [۵]. یکی از انواع میراگرهایی که به‌طور گسترده در طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های جدید و همچنین برای افزایش مقاومت ساختمان‌های موجود در برابر زلزله بسیار مورد استفاده قرار

تغییر مکان [۷]. ارائه روابط مورد نیاز برای طراحی سازه‌های دارای میراگرهای لزج توسط پژوهشگران، از حدود سال ۱۹۹۰ آغاز شده و نتایج مطالعات آنها در مراجع مختلف انتشار یافته است [۸-۹]. آیین‌نامه بارگذاری آمریکا، ASCE 7 [۱۰]، نیز یک فصل را به ضوابط مربوط به طراحی سیستم‌های سازه‌ای دارای میراگر اختصاص داده است. همان‌طور که اشاره شد، هدف اصلی استفاده از میراگرها بهبود عملکرد سازه‌ها است. روش‌های طراحی بر اساس عملکرد که در سال‌های اخیر توسعه یافته‌اند، با در نظر گرفتن رفتار سازه پس از مرحله تسلیم، تلاش دارد سازه را در سطح عملکرد از پیش تعیین شده‌ای، طراحی نماید. یکی از بهترین این روش‌ها، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است که توسط پرستلی و همکاران [۱۱] ارائه شده است. هدف این روش‌ها غلبه بر محدودیت‌های موجود در روش‌های مبتنی بر نیرو و دستیابی به مبانی صحیح‌تر رفتار سازه‌هاست. لازم به ذکر است، سالیوان و همکارانش [۱۲]، شیوه طراحی سازه‌های مختلف را در «راهنمای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان» که به صورت خلاصه با عنوان DBD12 از آن نام برده می‌شود، در سال ۲۰۱۲ منتشر نمودند. در این راهنما، روابط طراحی برای سازه‌های مختلف ارائه شده است. از آنجا که این روش در ابتدا برای طراحی سازه‌های بتنی پیشنهاد شده بود، استفاده از آن برای طراحی بعضی از قاب‌های فولادی به سازه‌هایی با ظرفیت بسیار بالاتر از حد انتظار منتهی می‌گردید. از آن زمان تاکنون پژوهشگران بسیاری در تلاش بوده‌اند تا این مبانی طراحی را به گونه‌ای اصلاح نمایند که در عین حفظ سطح عملکرد مورد نظر طراح، سازه از نظر طراحی نیز بهینه گردد. این مطالعه نیز تلاش دارد مبانی طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزج را مورد بررسی و ارزیابی دقیق‌تر قرار دهد و شیوه طراحی بهینه‌ای را برای آن پیشنهاد نماید.

مختلف سازه‌های مانند سازه‌های دارای مهاربندهای واگرا [۱۳]، قاب‌های خمشی [۱۴-۱۷]، سازه‌های دارای مهاربند هم‌مرکز [۱۸-۱۹] و موارد دیگری را در بر می‌گیرد. در زمینه سازه‌های مجهز به میراگر نیز تحقیقات محدودی صورت گرفته است. لین و همکاران [۲۰] با استفاده از سازه‌ی جایگزین و شبیه‌سازی خصوصیات مکانیکی چهار نوع میراگر لزج، اصطکاک‌ی، تسلیم‌شونده و ویسکو الاستیک، با پارامترهای سختی مؤثر و میرایی لزج معادل و بهره‌گیری از یک رویه تکرار خطی، موفق به پیش‌بینی مناسب رفتار غیرخطی سازه‌های فولادی شدند. در پژوهشی دیگر، لین و همکاران [۲۱] با استفاده از روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، بهسازی سازه‌های فولادی را با میراگر لزج غیرخطی انجام دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که تلاش‌های ایجاد شده در سازه‌ی بهسازی شده پس از عبور از مرزهای الاستیک با پیش‌بینی روش طراحی مستقیم منطبق می‌باشد. سالیوان و لاگو [۲۲] با استفاده از روابط DBD12 یک سازه ۹ طبقه قاب خمشی بتن آرمه مجهز به میراگر لزج خطی را طراحی نمودند. منطبق بودن نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی با مقادیر مفروض در روش طراحی مستقیم کارا بودن این روش را نشان داد. محققین دیگری با توجه به مطالعه مرجع [۲۲]، به ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های فولادی مجهز به میراگر لزج پرداخته‌اند [۲۳-۲۵]. اختلاف قابل توجه بین تغییر مکان نسبی طبقات (به عنوان سطح عملکرد) منظور شده در مرحله طراحی و مقادیر به دست آمده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی نشان داد که روال طراحی DBD12 برای این سازه‌ها منجر به طراحی غیراقتصادی می‌گردد. برای نمونه، در مطالعه صورت گرفته توسط نوروزوند و همکاران [۲۳] که در آن از روش پیشنهادی DBD12 برای طراحی قاب خمشی فولادی مجهز به میراگر لزج خطی استفاده شده است، اختلاف حدود ۴۴ درصدی بین تغییر مکان نسبی طبقات لحاظ شده در مرحله طراحی و مقدار به دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی در سازه ۱۲ طبقه مشاهده شده است. همچنین ایشان با پیشنهاد اصلاح ضریب میراگر در دو مرحله، موفق به طراحی بهینه میراگرها شدند. مرادپور و

تغییر مکان [۷]. ارائه روابط مورد نیاز برای طراحی سازه‌های دارای میراگرهای لزج توسط پژوهشگران، از حدود سال ۱۹۹۰ آغاز شده و نتایج مطالعات آنها در مراجع مختلف انتشار یافته است [۸-۹]. آیین‌نامه بارگذاری آمریکا، ASCE 7 [۱۰]، نیز یک فصل را به ضوابط مربوط به طراحی سیستم‌های سازه‌ای دارای میراگر اختصاص داده است. همان‌طور که اشاره شد، هدف اصلی استفاده از میراگرها بهبود عملکرد سازه‌ها است. روش‌های طراحی بر اساس عملکرد که در سال‌های اخیر توسعه یافته‌اند، با در نظر گرفتن رفتار سازه پس از مرحله تسلیم، تلاش دارد سازه را در سطح عملکرد از پیش تعیین شده‌ای، طراحی نماید. یکی از بهترین این روش‌ها، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است که توسط پرستلی و همکاران [۱۱] ارائه شده است. هدف این روش‌ها غلبه بر محدودیت‌های موجود در روش‌های مبتنی بر نیرو و دستیابی به مبانی صحیح‌تر رفتار سازه‌هاست. لازم به ذکر است، سالیوان و همکارانش [۱۲]، شیوه طراحی سازه‌های مختلف را در «راهنمای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان» که به صورت خلاصه با عنوان DBD12 از آن نام برده می‌شود، در سال ۲۰۱۲ منتشر نمودند. در این راهنما، روابط طراحی برای سازه‌های مختلف ارائه شده است. از آنجا که این روش در ابتدا برای طراحی سازه‌های بتنی پیشنهاد شده بود، استفاده از آن برای طراحی بعضی از قاب‌های فولادی به سازه‌هایی با ظرفیت بسیار بالاتر از حد انتظار منتهی می‌گردید. از آن زمان تاکنون پژوهشگران بسیاری در تلاش بوده‌اند تا این مبانی طراحی را به گونه‌ای اصلاح نمایند که در عین حفظ سطح عملکرد مورد نظر طراح، سازه از نظر طراحی نیز بهینه گردد. این مطالعه نیز تلاش دارد مبانی طراحی سازه‌های قاب خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزج را مورد بررسی و ارزیابی دقیق‌تر قرار دهد و شیوه طراحی بهینه‌ای را برای آن پیشنهاد نماید.

بر روی گام‌های طراحی سازه‌های فولادی در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان تحقیقات زیادی صورت پذیرفته است. این پژوهش‌ها مواردی از جمله طراحی سیستم‌های



شکل (۱): مفاهیم روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان.

گام ۱- تعیین سطح عملکرد سازه: این مقدار توسط تغییر مکان نسبی طبقات تعیین می‌شود. در اکثر آیین‌نامه‌ها این مقدار برابر با ۲ یا ۲/۵ درصد برای سطح ایمنی جانی در سطح زلزله طرح (با احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال) انتخاب می‌شود.

گام ۲- تعیین پروفیل تغییر مکان طرح: این پروفیل با توجه به تغییر مکان نسبی طبقات که در گام قبل مشخص شده است، تعیین می‌گردد. با استفاده از رابطه (۱) تغییر مکان طبقات محاسبه می‌شود:

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \left(\frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \right) \quad (1)$$

$$\omega_\theta = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (2)$$

در این رابطه، Δ_i تغییر مکان طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام از تراز پایه، H_n ارتفاع طبقه آخر (ارتفاع کل)، θ_c تغییر مکان نسبی طبقات با توجه به سطح عملکرد انتخابی، n تعداد طبقات و ω_θ ضریب کاهشنده برای اعمال اثر مدهای بالاتر می‌باشد که توسط رابطه (۲) محاسبه می‌شود. در ادامه، تغییر مکان معادل (Δ_d)، جرم معادل (m_e) و ارتفاع معادل (H_e) برای سیستم یک درجه آزادی به ترتیب با روابط (۳) تا (۵) تعیین می‌گردند. در این روابط، m_i جرم طبقه i ام می‌باشد.

دهستانی [۲۴] با استفاده از بهینه‌سازی توزیع میراگرها در ارتفاع سازه توسط الگوریتم ژنتیک، موفق به اصلاح مشکل طراحی غیراقتصادی میراگرها شدند.

در زمینه طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های فولادی مجهز به میراگر لزوج، مطالعات محدودی صورت گرفته است. در این مطالعات عملکرد این سازه‌ها در سطح زلزله طرح مورد ارزیابی قرار گرفته است. در مطالعه حاضر با توجه به انتظار عملکرد قابل قبول لرزه‌ای از سازه‌های مجهز به میراگرهای لزوج در سطح خطر بیشینه زلزله محتمل، تمرکز اصلی مطالعه بر روی رفتار لرزه‌ای این گونه سازه‌ها در سطح خطر نامبرده می‌باشد. برای این هدف، از سازه‌های کوتاه و میان مرتبه قاب خمشی فولادی مجهز به میراگرهای لزوج در حالت‌های خطی و غیرخطی استفاده می‌شود. پس از مشخص شدن نتایج که در بخش‌های جلوتر به صورت کامل ارائه می‌گردد، اصلاحاتی در روند روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان اعمال خواهد شد تا طراحی این گونه سازه‌ها اقتصادی بشود. علاوه بر آن، رفتار سازه‌های طراحی شده با روش پیشنهادی در سطح خطر زلزله طرح نیز کنترل می‌گردد.

۲- گام‌های روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، سازه یک درجه آزادی معادل می‌باشد که جایگزین سازه چند درجه آزادی غیرخطی می‌شود. ویژگی‌های سازه یک درجه آزادی معادل، جرم معادل، ارتفاع معادل و میرایی معادل است. تغییر مکان طرح با توجه به سطح عملکرد انتخابی طراح بر مبنای مقدار تغییر مکان نسبی تعیین می‌گردد [۱۴]. توضیحات بیشتر در این زمینه در مرجع [۱۱] قابل مطالعه می‌باشد. در شکل (۱) روال روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان به طور خلاصه نشان داده شده است.

با توجه به DBD12 [۱۲] گام‌های طراحی سازه‌های فولادی قاب خمشی را می‌توان به شرح زیر بیان نمود. گفتنی است که در برخی از گام‌ها از روابط پیشنهادی دیگر مطالعات معتبر انجام شده در زمینه سازه‌های مجهز به میراگر لزوج استفاده شده است و برای هر یک از این موارد ارجاع‌دهی مناسب صورت گرفته است.

$$\xi_{FVD} = \frac{T^{2-\alpha} 2^{\alpha-3} \pi^{\alpha-2} \cdot \sum C_i \lambda \Delta_{d,i}^{\alpha+1}}{2} \quad (10)$$

$$\lambda = \frac{2^{2+\alpha} \Gamma^2 \left(1 + \frac{\alpha}{2}\right)}{\pi \Gamma(2 + \alpha)} \quad (11)$$

در این رابطه، C_i ضریب میراگر نام، T زمان تناوب سازه است. رابطه (۱۰) توسط سلیمان و کنستانتینو [۱] برای میرایی اضافه شده توسط میراگر ارائه شده است. پارامتر λ ضریب ثابت طراحی است که توسط رابطه (۱۱) قابل محاسبه می‌باشد و Γ تابع گاما است. ضریب ثابت طراحی، λ ، برای میراگرهای خطی برابر یک در نظر گرفته می‌شود. α ضریب مربوط به توان سرعت میراگر می‌باشد که پاسخ غیرخطی آنها را توصیف می‌کند. پارامتر $\Delta_{d,i}$ در رابطه (۱۰) تغییر مکان محوری دو انتهای میراگر نام می‌باشد که طبق رابطه زیر محاسبه می‌گردد:

$$\Delta_{d,i} = (\Delta_i - \Delta_{i-1}) \cos \theta_{damp} \quad (12)$$

در رابطه (۱۲)، θ_{damp} زاویه میراگر مورد نظر با افق می‌باشد. بیشینه نیروی میراگر از ضرب ضریب میرایی در بیشینه شبه سرعت ایجاد شده، طبق رابطه (۱۳) به دست می‌آید:

$$F_d = C \left(\frac{2\pi \Delta_d}{T} \right)^\alpha \quad (13)$$

با استفاده از روابط (۱۰) و (۱۳) و بسط آنها در نهایت می‌توان به رابطه (۹) رسید [۲۴]. مقدار نسبت میرایی هیسترتیک یک قاب خمشی فولادی پس از تشکیل مفصل پلاستیک در آن به صورت رابطه (۱۴) توسط پرستلی [۱۱] پیشنهاد شده است:

$$\xi_{hys} = 0.577 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (14)$$

در نهایت، نسبت میرایی معادل کل سازه به صورت جمع سه مقدار میرایی ذاتی، میرایی هیسترتیک و میرایی ناشی از میراگرها طبق رابطه (۱۵) قابل بیان است:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hys} + \xi_{FVD} \quad (15)$$

گام ۵- تعیین زمان تناوب مؤثر: با استفاده از تغییر مکان سازه یک درجه آزاد به دست آمده از گام (۲) و میرایی معادل محاسبه شده از گام (۴)، زمان تناوب مؤثر از روی طیف تغییر مکان خوانده می‌شود. لازم به ذکر است که طیف تغییر مکان الاستیک

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}{\Delta_d} \quad (4)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (5)$$

گام ۳- تعیین شکل پذیری: با استفاده از رابطه (۶) مقدار شکل پذیری در تغییر مکان معادل به دست می‌آید. برای محاسبه شکل پذیری نیاز به تغییر مکان تسلیم سازه یک درجه آزادی می‌باشد که برای محاسبه آن نیاز به تعیین دوران تسلیم می‌باشد. روابط (۷) و (۸) به ترتیب برای محاسبه تغییر مکان تسلیم و محاسبه تقریبی دوران تسلیم برای قاب‌های خمشی فولادی توسط پرستلی [۱۱] پیشنهاد شده است.

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (6)$$

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (7)$$

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (8)$$

در این روابط، μ شکل پذیری، Δ_y تغییر مکان تسلیم، θ_y دوران تسلیم، L_b طول دهانه ی تیر بین مراکز ستون، h_b عمق تیر و ε_y کرنش تسلیم فولاد می‌باشد که با توجه به تنش تسلیم فولاد تعیین می‌گردد.

گام ۴- تعیین میرایی سیستم معادل: برای محاسبه ی نسبت میرایی معادل میراگرهای لزج می‌توان از رابطه (۹) استفاده نمود [۱۲]. در این رابطه، β درصدی از برش پایه است که توسط میراگرها تحمل می‌شود. لازم به ذکر است که مؤلفه لزج میرایی به شکل یک بیضی می‌باشد که بیشینه نیرو در بیشینه سرعت و در تغییر مکان صفر رخ می‌دهد در حالی که نیروی صفر در بیشینه تغییر مکان ایجاد می‌شود. با استفاده از تعریف رابطه میرایی بحرانی از دینامیک سازه و بیشینه نیروی ایجاد شده در میراگر، رابطه (۹) قابل استخراج است [۲۶].

$$\xi_{FVD} = \frac{\lambda \beta}{2} \quad (9)$$

$$M_{col,int} = \frac{(1-K_1)h_s V_{b,fr}}{n_b} \quad (22)$$

$$M_{col,ext} = \frac{M_{col,int}}{2} \quad (23)$$

در روابط بالا، M_{bi} مقاومت مورد نیاز تیر در طبقه‌ی i ام، n_b تعداد دهانه‌ی قاب، و h_s و $V_{b,fr}$ به ترتیب ارتفاع طبقه و برش پایه‌ی طراحی در قاب می‌باشند. V_i و V_{i+1} برش طراحی در تراز i و $i+1$ ام در تراز بام صفر در نظر گرفته می‌شود و K_1 نیز ضریب انتخاب شده برای کنترل نقطه‌ی عطف می‌باشد که مقدار آن برای تیر و ستون طبقه‌ی اول برابر با $0/4$ و برای سایر طبقات $0/5$ در نظر گرفته می‌شود. $M_{col,int}$ و $M_{col,ext}$ نیز مقاومت خمشی مورد نیاز ستون‌های داخلی و ستون‌های خارجی قاب در تراز پایه می‌باشند. البته در نهایت باید برای ستون‌های سازه، طراحی ظرفیتی انجام شود تا از الاستیک باقی ماندن آنها اطمینان حاصل گردد. در این مطالعه از روش طراحی ظرفیتی رایج پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه AISC 341 [29] استفاده شده است؛ بنابراین، در هر گره، مجموع مقادیر ممان‌های ستون‌ها بزرگ‌تر یا مساوی مجموع مقادیر ممان‌های تیرها می‌باشد.

گام ۷- محاسبه ضریب میراگر: با در نظر گرفتن درصدی از برش هر طبقه برای تحمل توسط میراگر و با استفاده از رابطه (24) ضریب میراگر محاسبه می‌شود. رابطه (25) نیروی میراگر در هر طبقه را تعیین می‌کند [24]:

$$C_i = \frac{F_{d,i} T_e^\alpha}{2\pi^\alpha \Delta_{d,i}^\alpha} \quad (24)$$

$$F_{d,i} = \beta V_i \quad (25)$$

۳- روش پیشنهادی برای بهبود روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

همان‌طور که پیش‌تر نیز بیان شد اگرچه روش متعارف پیشنهادی DBD12 می‌تواند حد عملکردی مورد نظر را برای سازه‌های طراحی شده در سطح خطر زلزله طرح ارضا کند اما تحقیقات گذشته نشان داده است که محافظه‌کاری قابل ملاحظه‌ای در روند طراحی این سازه‌ها وجود دارد [23-25]. نتایج سازه‌های

با استفاده از ضریب کاهنده پیشنهادی آیین‌نامه اروپا برای طراحی سازه‌ها در برابر زلزله، EC8 [27] طبق رابطه (16) برای مقادیر میرایی بالاتر به دست می‌آید:

$$R_\xi = \left(\frac{10}{5 + \xi_{eq}} \right)^{0.5} \quad (16)$$

گام ۶- تعیین برش پایه و توزیع آن در ارتفاع: برش پایه با استفاده از روابط (17) و (18) تعیین می‌شود. در این روابط، T_e و K_{eff} به ترتیب زمان تناوب و سختی مؤثر سازه‌ی یک درجه آزاد جایگزین می‌باشد.

$$K_{eff} = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (17)$$

$$V_b = K_{eff} \Delta_d \quad (18)$$

از آنجا که نسبت تغییر مکان طبقات در طبقات بالایی ساختمان بیشتر تحت تأثیر مدهای بالاتر قرار دارد، طبق توصیه‌ی برخی مراجع [11، 12، 28]، در ساختمان‌های حدود 10 طبقه و بلندتر با اختصاص دادن 10 درصد برش پایه به بالاترین طبقه و 90 درصد دیگر به سایر طبقات، تا حد زیادی این اثر منظور می‌گردد. به این ترتیب، توزیع برش پایه به نسبت جرم و پروفیل تغییر مکان با استفاده از روابط (19) و (20) انجام می‌گیرد.

$$F_i = x V_b \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad \text{طبقه 1 تا } n-1 \quad (19)$$

$$F_n = (1-x) V_b + x V_b \frac{m_n \Delta_n}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad \text{طبقه } n \quad (20)$$

که در آنها مقدار x برای قاب‌های 10 طبقه یا بلندتر برابر با $0/9$ و برای سایر قاب‌ها برابر با 1 می‌باشد.

گام ۶- تحلیل و طراحی سازه تحت برش پایه‌ی توزیع شده: مقاومت مورد نیاز اعضا به دو صورت قابل محاسبه است. با استفاده از مدل تحلیلی که سختی مؤثر در نواحی مفاصل پلاستیک آن تأمین شده باشد، یا استفاده از روش تعادل طبق روابط زیر [11، 14 و 22]:

$$M_{bi} = \frac{(2K_i V_i + V_{i+1}) h_s}{4n_b} \quad (21)$$

رابطه (۱۴) پیشنهاد شده است؛ بنابراین، دو اصلاح در روند تعیین میرایی در مطالعه حاضر صورت می‌گیرد و روابط (۲۶) و (۲۸) به ترتیب برای تعیین میرایی معادل کل سیستم و میرایی هیسترتیک مورد استفاده قرار خواهد گرفت.

$$\xi_{\text{hys}} = 0.71 \left(\frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (28)$$

برای استفاده از روش ELF ملاحظه برخی از محدودیت‌ها در آیین‌نامه ۷ ASCE بیان شده است. از جمله این موارد می‌توان به محدودیت ارتفاع کل سازه و محدودیت بیشینه میرایی اشاره نمود. به همین دلیل، در مطالعه حاضر نیز سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

عامل دیگری که به نظر می‌رسد می‌تواند در طراحی محافظه کارانه روش متعارف DBD12 نقش داشته باشد، نحوه محاسبه ضرایب میراگرها می‌باشد. رابطه (۲۹) نیروی به وجود آمده در میراگر را نشان می‌دهد. v سرعت نسبی ایجاد شده در دو انتهای میراگر می‌باشد.

$$F_d = C |v|^\alpha \text{sign}(v) \quad (29)$$

$$F_d = C \left(\frac{2\pi \Delta_d}{T_e} \right)^\alpha \quad (30)$$

در رابطه (۳۰)، در حقیقت از شبه‌سرعت به جای سرعت واقعی استفاده شده است و رابطه (۲۴) نیز برای تعیین ضرایب میراگرها از رابطه (۳۰) مستخرج شده است. از آنجایی که محاسبه طیف سرعت واقعی دارای پیچیدگی‌هایی است و در مقادیر پایین میرایی طیف شبه‌سرعت و سرعت واقعی تقریباً با هم برابر می‌باشند، از این ساده‌سازی استفاده شده است. به این دلیل که در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان میرایی واقعی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد نه میرایی الاستیک و اینکه در سازه‌های مجهز به میراگر میرایی سازه دارای مقدار بالایی می‌باشد، ساده‌سازی بیان شده منجر به ضرایب بزرگ تری برای میراگرها خواهد شد؛ بنابراین، در مطالعه حاضر یک ضریب اصلاح سرعت که نسبت طیف شبه‌سرعت به طیف سرعت واقعی می‌باشد در محاسبه ضرایب میراگرها اعمال می‌شود. این ضریب اصلاح با پارامتر (۷) در

طراحی شده در مطالعه حاضر نیز که برای سطح خطر لرزه‌ای بیشینه زلزله محتمل مورد ارزیابی قرار می‌گیرند، نشان می‌دهد که این محافظه کاری در سطح خطر نامبرده نیز مشاهده می‌شود. در واقع، رفتار غیرخطی شدیدتر سازه‌ها در سطح بیشینه زلزله محتمل در مقایسه با سطح خطر زلزله طرح، منجر به طراحی اقتصادی سازه‌ها نشده است؛ بنابراین، عدم استفاده از ظرفیت میرایی قاب خمشی می‌تواند به عنوان یکی از دلایل مطرح شود. در مطالعه حاضر، برای اصلاح رابطه تعیین میرایی معادل از رابطه پیشنهادی روش نیروی جانبی معادل^۱ (که به اختصار ELF نامیده می‌شود) در آیین‌نامه ۷ ASCE استفاده می‌شود. این روش نیز مانند روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، یک سیستم یک درجه آزاد را جایگزین سیستم چند درجه آزاد می‌کند. رابطه (۲۶) نحوه محاسبه میرایی معادل را برای سازه‌های مجهز به سیستم‌های جاذب انرژی بیان می‌کند.

$$\xi_{\text{eq}} = \xi_{\text{inh}} + \xi_{\text{damper}} (\mu)^{\frac{1-\alpha}{2}} + \xi_{\text{hyst}} \quad (26)$$

در این رابطه، ξ_{inh} میرایی الاستیک یا ذاتی سازه، ξ_{damper} نسبت میرایی حاصل از میراگرها و ξ_{hyst} نسبت میرایی ناشی از تسلیم اعضای سازه یا به عبارتی ناشی از رفتار هیسترتیک سازه است. برای تخمین نسبت میرایی هیسترتیک، رابطه (۲۷) پیشنهاد شده است که در آن پارامتر q_H ضریب اصلاح چرخه هیسترتیک می‌باشد که نحوه محاسبه آن در مرجع [۱۰] توضیح داده شده است:

$$\xi_{\text{hyst}} = q_H (0.64 - \xi_{\text{inh}}) \left(1 - \frac{1}{\mu} \right) \quad (27)$$

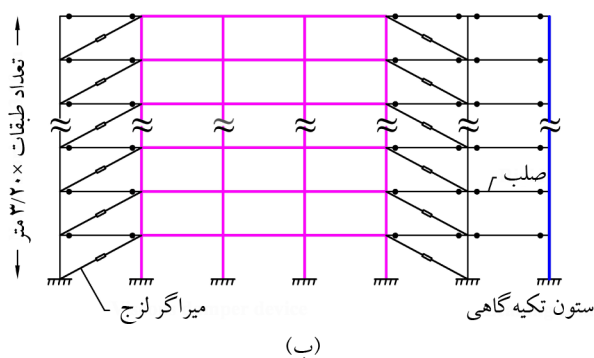
با توجه به رابطه (۲۶)، همان‌طور که مشاهده می‌شود، تفاوت محاسبه میرایی معادل در روش ELF در مقایسه با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، منظور کردن اندرکنش شکل‌پذیری قاب در محاسبه میرایی اضافه شده توسط میراگر می‌باشد. از طرف دیگر میرایی هیسترتیک محاسبه شده توسط رابطه (۲۷) دارای مقدار بزرگ تری در مقایسه با رابطه پیشنهادی پرستلی، رابطه (۱۴) می‌باشد. برخی از مطالعات پیشین نیز مقدار بیشتری را برای محاسبه میرایی هیسترتیک قاب‌های خمشی در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان پیشنهاد داده‌اند [۳۰]. همچنین، در مطالعات صورت گرفته در مراجع [۲۴، ۳۱] نیز ضریب 0.71 به جای 0.577 در

۳۶۰ تا ۷۶۰ متر بر ثانیه فرض شده است. همچنین، با فرض منطقه‌ی با خطر نسبی زلزله بسیار زیاد، شتاب طراحی، مقدار 0.35 شتاب نقل در نظر گرفته شده است. بار مرده برابر با 400 کیلوگرم بر مترمربع، و بار زنده برابر با 200 و 150 کیلوگرم بر مترمربع به ترتیب برای طبقات و بام منظور شده است. بار مرده‌ی نمای ساختمان 75 و بار مرده‌ی تیغه‌بندی (پارتیشن) 100 کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. 20 درصد بار زنده به همراه تمامی بار مرده به عنوان جرم مؤثر لرزه‌ای در محاسبات منظور شده است. برای مقاطع تیرها و ستون‌ها از مقاطع اروپایی شامل HEM، HEB و IPE استفاده شده است. فولاد مورد استفاده st-37 با مقاومت تسلیم 2400 کیلوگرم بر سانتی متر مربع می‌باشد. همچنین مقاومت مورد انتظار تسلیم فولاد نیز برابر با 2880 کیلوگرم بر سانتی متر مربع فرض شده است.

۴-۱- سازه‌های طراحی شده طبق روش متعارف

پارامترهای مربوط به گام (۲) روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. با توجه به اینکه در نظر گرفتن مقادیر مختلف برای توان سرعت میراگرها منجر به مقادیر متفاوت برای میرایی معادل خواهد شد، مقدار شکل‌پذیری برای سازه‌های مختلف به گونه‌ای انتخاب شده است جدول (۱): پارامترهای گام (۲) روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های طراحی شده طبق روش متعارف.

پارامتر	طبقه ۳	طبقه ۶	طبقه ۹
Δ_d (متر)	۰/۱۸۲	۰/۳۳۱	۰/۴۷۱
m_e (تن)	۶۴/۱۵	۱۲۶/۷۳	۱۹۰/۰۹
H_e (متر)	۶/۹۸	۱۳/۱۲	۱۹/۲۱



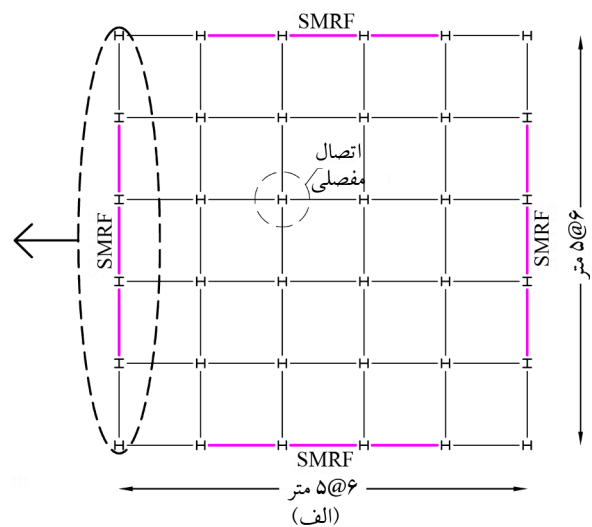
شکل (۲): (الف) پلان سازه و (ب) نمای قاب‌های دارای میراگر لزوج.

رابطه (۳۱) برای محاسبه ضرایب میراگرها نشان داده شده است. مقادیر این ضرایب اصلاح در بخش (۵) ارائه شده است.

$$C_i = \frac{F_{d,i} T_e^\alpha}{2\pi^\alpha \Delta_{d,i}^\alpha} \gamma \quad (31)$$

۴- سازه‌های مورد مطالعه

در این مطالعه، قاب خمشی فولادی ۳، ۶ و ۹ طبقه که مجهز به میراگر لزوج می‌باشند برای حالت‌های توان سرعت میراگر برابر با 0.35 ، 0.5 ، 0.7 و 1 ، ابتدا بر اساس روش متعارف طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان طراحی، روش توضیح داده شده در بخش (۲) و بار دیگر بر اساس روش پیشنهادی بیان شده در بخش (۳) طراحی شده‌اند. مقدار تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان حد عملکرد در سطح خطر بیشینه زلزله محتمل با توجه به آیین‌نامه 7 ASCE برابر با ۳ در صد در نظر گرفته شده است. مقدار سهم برش در هر طبقه که باید توسط میراگرها تحمل شود نیز به جهت مقایسه با تحقیقات پیشین [۲۳-۲۵] برابر با ۳۰ درصد فرض شده است. ابعاد هندسی و پلان این سازه‌ها و یک برش از نمای آنها در شکل (۲) نمایش داده شده است. تمامی ستون‌ها به غیر از ستون‌های مربوط به قاب‌های محیطی خمشی فقط برای تحمل بار ثقلی در نظر گرفته شده‌اند. در تحلیل‌ها اثر $P-\Delta$ ستون‌های ثقلی که در مدل‌سازی دو بعدی مدل نمی‌شوند، با استفاده از ستون تکیه‌گاهی^۲ مدل شده است [۵]. محل قرارگیری این قاب‌ها در منطقه‌ای با خاک نوع ۲ بر اساس استاندارد [۲۸۰۰] [۳۲] ایران با سرعت موج برشی در محدوده‌ی عمق ۳۰ متری در حدود



نصف رابطه (۲۴) می‌باشد. مقاطع نهایی ستون‌ها پس از انجام طراحی ظرفیتی و همچنین مقاطع تیرها، در جدول (۴) برای تمامی سازه‌های طراحی شده با روش متعارف ارائه شده است.

۴-۲- سازه‌های طراحی شده طبق روش پیشنهادی

از آنجایی که اصلاحات اعمال شده در روش پیشنهادی تغییری در پارامترهای ارائه شده در جدول (۱) ایجاد نمی‌کنند؛ بنابراین، این مقادیر برای هر دو دسته از سازه‌ها یکسان می‌باشد. در جدول (۵) مقادیر گام‌های (۳) تا (۵) برای سازه‌های طراحی شده با روش پیشنهادی گزارش شده است. جهت مقایسه نتایج سازه‌های طراحی شده در این بخش با روش متعارف، مقدار شکل‌پذیری تا حد امکان در سازه‌های متناظر نزدیک به هم در نظر گرفته شده است. اختلاف اندک پارامتر شکل‌پذیری در برخی از سازه‌های متناظر در دو روش، به علت میانگین ارتفاع فرض شده برای تیرها و میانگین ارتفاع تیرها برای مقاطع به دست آمده نهایی می‌باشد.

که تمامی سازه‌ها دارای میرایی معادل تقریباً یکسانی باشند. از طرف دیگر، برای محاسبه میرایی نیاز به تعیین دوران تسلیم می‌باشد. دوران تسلیم نیز ارتباط مستقیمی با ارتفاع تیرهای مورد استفاده در قاب دارد؛ بنابراین، جهت نزدیک بودن مقدار فرض شده برای میانگین ارتفاع تیرهای مورد استفاده در طبقات سازه و مقداری که پس از تعیین نیروها بر مبنای آن مقطع تیر طراحی می‌شود، از مقاطع مختلف برای تیرهای برخی از طبقات در سازه‌های هم‌ارتفاع استفاده شده است. در جدول (۲) پارامترهای مربوط به گام‌های (۳) تا (۵) نشان داده شده است. پس از محاسبه برش پایه طراحی، نیروی ناشی از آن در هر تراز توزیع می‌شود. مقادیر برش هر طبقه، ممان خمشی مورد نیاز تیرها و ستون‌ها و همچنین، ضرایب محاسبه شده میراگرها در هر طبقه برای سازه ۶ طبقه برای توان سرعت برابر با ۰/۵ و ۰/۷ به عنوان نمونه در جدول (۳) آورده شده است. از آنجایی که در هر طبقه از دو میراگر با آرایش قطری استفاده شده است، مقادیر ارائه شده در جدول (۳) برای ضرایب میراگرها در هر طبقه، برابر با

جدول (۲): پارامترهای گام‌های (۳)، (۴) و (۵) روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های طراحی شده طبق روش متعارف.

طبقه ۹		طبقه ۶		طبقه ۳		
۰/۷	۰/۵	۰/۳۵	۰/۳۵	۰/۷	۰/۵	۰/۳۵
۰/۲۵۸	۰/۲۸۶	۰/۳۰۲	۰/۳۰۲	۰/۲۱۵	۰/۲۲۵	۰/۲۳۳
۱/۸۲	۱/۶۴	۱/۵۶	۱/۵۱	۱/۷۸	۱/۵۵	۱/۴۶
۲۸/۲۷	۲۸/۱۱	۲۸/۲۸	۲۸/۵۲	۲۸/۰۴	۲۷/۴۹	۲۷/۴۷
۳/۳۶	۳/۳۶	۳/۳۶	۳/۳۷	۲/۶۱	۲/۶۰	۲/۶۰
۳۱۳/۷۲	۳۱۳/۷۲	۳۱۳/۷۳	۳۱۱/۸۶	۲۴۳/۳۰	۲۴۵/۱۸	۲۴۵/۱۸

جدول (۳): ممان‌های مورد نیاز برای طراحی تیرها و ستون‌ها و ضرایب میراگرها در حالت‌های توان سرعت میراگر برابر با ۰/۵ و ۰/۷ برای سازه ۶ طبقه طراحی شده با روش متعارف.

طبقه	برش طبقه (تن)	ممان ستون تیر (تن در متر)	ممان ستون کناری (تن در متر)	نیروی میراگر (تن)	ضریب میراگر $\alpha = 0/5$ (تن در ثانیه بر متر)	ضریب میراگر $\alpha = 0/7$ (تن در ثانیه بر متر)
۶	۵۱/۹۲	۱۳/۸۴		۱۵/۵۷	۲۲/۹۲	۳۵/۳۱
۵	۱۱۲/۱۲	۴۳/۷۴		۳۳/۶۳	۴۶/۰۹	۶۸/۹۸
۴	۱۶۲/۸۱	۷۳/۳۱		۴۸/۸۴	۶۲/۸۶	۹۱/۷۶
۳	۲۰۲/۷۲	۹۷/۴۷		۶۰/۸۱	۷۴/۰۴	۱۰۵/۷۰
۲	۲۳۰/۶۰	۱۱۵/۵۵		۶۹/۱۸	۸۰/۱۱	۱۱۲/۱۱
۱	۲۴۵/۱۸	۱۱۳/۵۰		۷۳/۵۵	۸۱/۳۹	۱۱۱/۸۴
۰		۱۵۶/۹۱	۷۸/۴۵			

جدول (۴): مقاطع سازه‌های طراحی شده به روش متعارف.

سازه	$\alpha = 0.35$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.7$	$\alpha = 1$
طبقه ۳	HEB400(1) +HEB320(2) +HEB220(3)	HEB400(1) +HEB320(2) +HEB220(3)	HEB400(1) +HEB320(2) +HEB220(3)	HEB400(1) +IPE500(2) +IPE330(3)
	مقطع تیر (شماره طبقه)			
	مقطع ستون میانی (شماره طبقه)			
طبقه ۶	HEM340(1-3) HEM260(1-3)	HEM340(1-3) HEM260(1-3)	HEM340(1-3) HEM260(1-3)	HEM340(1-3) HEM260(1-3)
	مقطع ستون کناری (شماره طبقه)			
	مقطع تیر (شماره طبقه)			
طبقه ۹	HEM550(1-3) +HEM340(4-6)	HEM550(1-3) +HEM340(4-6)	HEM550(1-3) +HEM340(4-6)	HEM550(1-3) +HEM340(4-6)
	مقطع ستون میانی (شماره طبقه)			
	مقطع ستون کناری (شماره طبقه)			
طبقه ۹	HEM450(1-3) +HEM400(4) +HEM340(5) +HEM300(6) +HEM280(7) +HEM240(8) +HEM180(9)	HEM450(1-3) +HEM400(4) +HEM340(5) +HEM300(6) +HEM280(7) +HEM240(8) +HEM180(9)	HEM450(1-3) +HEM400(4) +HEM340(5) +HEM300(6) +HEM280(7) +HEM240(8) +HEM180(9)	HEM450(1-3) +HEM400(4-5) +HEM450(6) +HEB360(7) +HEB300(8) +HEB180(9)
	مقطع تیر (شماره طبقه)			
	مقطع ستون میانی (شماره طبقه)			
طبقه ۹	HEM800(1-3) +HEM650(4-6) +HEM320(7-9)	HEM800(1-3) +HEM650(4-6) +HEM320(7-9)	HEM800(1-3) +HEM650(4-6) +HEM320(7-9)	HEM800(1-3) +HEM650(4-6) +HEM320(7-9)
	مقطع ستون میانی (شماره طبقه)			
	مقطع ستون کناری (شماره طبقه)			

جدول (۵): پارامترهای گام‌های (۳)، (۴) و (۵) روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های طراحی شده طبق روش پیشنهادی.

α	طبقه ۳			طبقه ۶			طبقه ۹		
	۰.۳۵	۰.۵	۰.۷	۰.۳۵	۰.۵	۰.۷	۰.۳۵	۰.۵	۰.۷
Δy (متر)	۰/۱۲۸	۰/۱۲۴	۰/۱۱۶	۰/۲۳۳	۰/۲۲۵	۰/۲۱۲	۰/۱۸۵	۰/۳۳۰	۰/۳۲۰
μ	۱/۴۱	۱/۴۶	۱/۵۶	۱/۴۲	۱/۴۶	۱/۵۵	۱/۷۸	۱/۴۲	۱/۴۷
ξ_{eq} (درصد)	۳۴/۵۶	۳۴/۲۹	۳۴/۴۰	۳۴/۸۱	۳۴/۲۹	۳۴/۲۲	۳۴/۹۱	۳۴/۸۱	۳۴/۴۰
T_e (ثانیه)	۱/۷۷	۱/۷۷	۱/۷۷	۲/۷۹	۲/۷۷	۲/۷۷	۲/۷۹	۳/۵۸	۳/۵۷
V_b (تن)	۱۴۷/۱۸	۱۴۷/۱۸	۱۴۷/۱۸	۲۱۲/۹۲	۲۱۶/۰۰	۲۱۶/۰۰	۲۱۲/۹۲	۲۷۶/۳۵	۲۷۶/۳۵

تعیین ممان‌های مورد نیاز برای تیرها و ستون‌ها و تعیین ضرایب میراگرها نیز مانند نمونه جدول (۳) ارائه شده در بخش قبل، قابل محاسبه می‌باشد. البته ضریب اصلاح سرعت در محاسبه ضرایب میراگرهای هر طبقه نیز باید اعمال شود. مقاطع نهایی ستون‌ها پس از طراحی ظرفیتی و مقاطع تیرها در جدول (۶) ارائه شده است.

که به این منظور، تعداد هفت شتاب‌نگاشت بر اساس پیشنهاد ASCE 7 از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله اقیانوس آرام، PEER [۳۳]، انتخاب شده است. تمامی این شتاب‌نگاشت‌ها مربوط به حوزه دور می‌باشند و در محل ثبت این شتاب‌نگاشت‌ها سرعت موج برشی در محدوده ۴۰۰ تا ۷۰۰ متر بر ثانیه بوده است که تطابق مناسبی با خاک تیپ ۲ بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ دارد. از آنجایی که نتایج ارزیابی‌های لرزه‌ای وابستگی بسیار زیادی به شتاب‌نگاشت‌ها دارد، تمامی شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده توسط نرم‌افزار SeismoMatch [۳۴] بر روی تمام طیف طراحی استاندارد ۲۸۰۰ منطبق شده‌اند.

تعیین ممان‌های مورد نیاز برای تیرها و ستون‌ها و تعیین ضرایب میراگرها نیز مانند نمونه جدول (۳) ارائه شده در بخش قبل، قابل محاسبه می‌باشد. البته ضریب اصلاح سرعت در محاسبه ضرایب میراگرهای هر طبقه نیز باید اعمال شود. مقاطع نهایی ستون‌ها پس از طراحی ظرفیتی و مقاطع تیرها در جدول (۶) ارائه شده است.

۵- ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده

برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده به روش متعارف و روش پیشنهادی از تحلیل‌های تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شده

جدول (۶): مقاطع سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی.

سازه	$\alpha = 0.35$	$\alpha = 0.5$	$\alpha = 0.7$	$\alpha = 1$
مقطع تیر (شماره طبقه)	HEB360(1)	HEB360(1)	HEB360(1)	IPE550(1)
	+HEB300(2)	+HEB300(2)	+HEB300(2)	+HEB300(2)
	+HEB200(3)	+IPE300(3)	+IPE300(3)	+IPE300(3)
مقطع ستون میانی (شماره طبقه)	HEM300(1-3)	HEM300(1-3)	HEM300(1-3)	HEM300(1-3)
	HEM240(1-3)	HEM240(1-3)	HEM240(1-3)	HEM240(1-3)
مقطع تیر (شماره طبقه)	HEM300(1)	HEM300(1)	HEM300(1)	HEB500(1-2)
	+HEM320(2)	+HEM320(2)	+HEM320(2)	+HEB450(3)
	+HEM300(3)	+HEB450(3)	+HEB450(3)	+HEB360(4)
	+HEB360(4)	+HEB360(4)	+HEB360(4)	+HEB300(5)
	+HEB300(5)	+HEB300(5)	+HEB300(5)	+HEB200(6)
	+HEB200(6)	+HEB200(6)	+HEB200(6)	
مقطع ستون میانی (شماره طبقه)	HEM550(1-3)	HEM550(1-3)	HEM550(1-3)	HEM550(1-3)
	+HEM300(4-6)	+HEM300(4-6)	+HEM300(4-6)	+HEM300(4-6)
مقطع ستون کناری (شماره طبقه)	HEM320(1-3)	HEM320(1-3)	HEM320(1-3)	HEM320(1-3)
	+HEM240(4-6)	+HEM240(4-6)	+HEM240(4-6)	+HEM240(4-6)
مقطع تیر (شماره طبقه)	HEM400(1-3)	HEM400(1-3)	HEM400(1-3)	HEM400(1)
	+HEM360(4)	+HEM360(4)	+HEM360(4)	+HEB550(2-3)
	+HEM300(5-6)	+HEM300(5-6)	+HEM300(5-6)	+HEB500(4)
	+HEB340(7)	+HEB340(7)	+HEB340(7)	+HEB450(5-6)
	+HEB280(8)	+HEB280(8)	+HEB280(8)	+HEB340(7)
	+HEB180(9)	+HEB180(9)	+HEB180(9)	+HEB280(8)
				+HEB180(9)
مقطع ستون میانی (شماره طبقه)	HEM700(1-3)	HEM700(1-3)	HEM700(1-3)	HEM700(1-3)
	+HEM600(4-6)	+HEM600(4-6)	+HEM600(4-6)	+HEM600(4-6)
	+HEM320(7-9)	+HEM320(7-9)	+HEM320(7-9)	+HEM320(7-9)
مقطع ستون کناری (شماره طبقه)	HEM500(1-3)	HEM500(1-3)	HEM500(1-3)	HEM500(1-3)
	+HEM340(4-6)	+HEM340(4-6)	+HEM340(4-6)	+HEM340(4-6)
	+HEM240(7-9)	+HEM240(7-9)	+HEM240(7-9)	+HEM240(7-9)

به زمان تناوب، مقدار میرایی و محل احداث سازه طبق دسته‌بندی مطالعه مورد نظر تعیین می‌شود.

انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 [۳۶] بر روی مدل‌های دو بعدی انجام گرفته است. خصوصیات مفاصل پلاستیک و ترکیب بارهای ثقلی طبق آیین‌نامه 41 ASCE [۳۷] تعریف شده است. مفاصل پلاستیک در نواحی ابتدایی و انتهایی المان‌های تیر و ستون اختصاص یافته است. مدول الاستیسیته فولاد برابر با ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال در نظر گرفته شده است. میرایی ذاتی برای دو مد سازه ۳ درصد منظور شده و برای بقیه‌ی مدها میرایی رایلی اعمال شده است. برای شبیه‌سازی رفتار غیرخطی میراگرها در نرم‌افزار از المان لینک و مدل مکسول استفاده شده است [۲]. همچنین، در تحلیل‌ها اثر $P-\Delta$ نیز در نظر گرفته شده است. جهت همگرایی نتایج تحلیل‌ها از روش عددی انتگرال‌گیری Hiber-Hughes-Taylor استفاده شده است. لازم به توضیح است که سازه‌های مجهز به میراگر از دو بخش سیستم باربر جانبی (قاب خمشی) و سیستم میرایی^۳ (شامل

در نتیجه میانگین آنها نیز تطابق مناسبی با طیف طراحی دارد. شکل (۳) میانگین طیف شبه‌شتاب شتاب‌نگاشت‌ها و میانگین طیف تغییر مکان آنها را در مقایسه با طیف‌های متناظر طرح استاندارد ۲۸۰۰ نشان می‌دهد. برای سطح خطر بیشینه زلزله محتمل مقادیر شتاب‌نگاشت‌ها در مقدار ۱/۵ ضرب شده است [۱۰]. ضریب اصلاح سرعت در شکل (۴) برای مقادیر مختلف میرایی با توجه به شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده بر حسب زمان تناوب ارائه شده است. برای محاسبه این ضریب، در هر زمان تناوب، مقدار مؤلفه طیف پاسخ شبه‌سرعت به مقدار مؤلفه متناظر آن در طیف سرعت واقعی تقسیم شده است. این روند برای هر یک از شتاب‌نگاشت‌ها به صورت جداگانه انجام گرفته است. در نهایت، مقدار میانگین به دست آمده از هفت شتاب‌نگاشت، به عنوان ضریب اصلاح γ لحاظ شده است. شایان ذکر است که این روند برای هر یک از مقادیر میرایی نیز تکرار شده است. گفتنی است که در مطالعه مرجع [۳۵] نیز رابطه‌ای برای محاسبه ضریب نامبرده پیشنهاد شده است. این رابطه دارای پارامترهای مختلفی است که با توجه

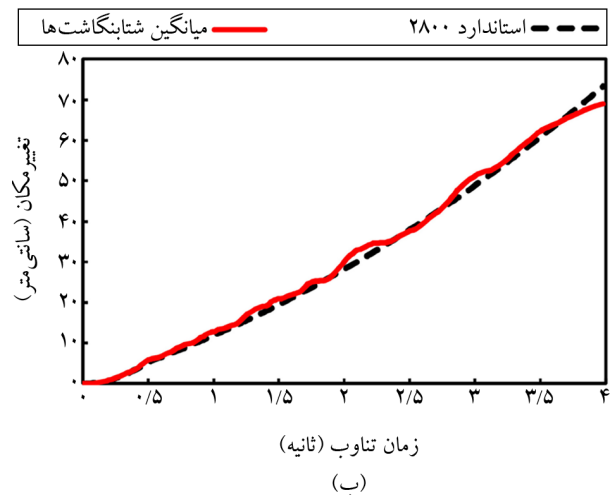
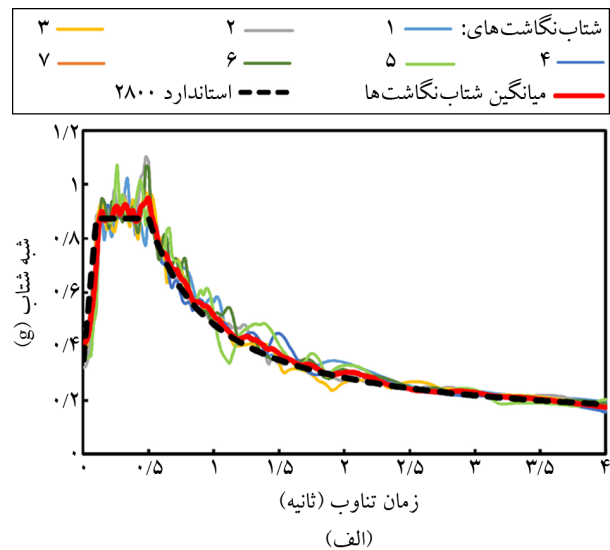
اتصالات یا اعضایی که به میراگر متصل می‌باشد) تشکیل شده است. با توجه به نحوه آرایش مورد استفاده میراگرها در این مطالعه، ستون‌های کناری نشان داده شده در شکل (۳-الف)، طبق تفسیر 7 ASCE جزو سیستم میرایی نمی‌باشند، به همین دلیل در این مطالعه به صورت الاستیک فرض شده‌اند. همچنین، تیرهای کناری نیز دارای اتصال مفصل می‌باشند و نقشی در تحلیل غیرخطی ندارند.

۶- نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی

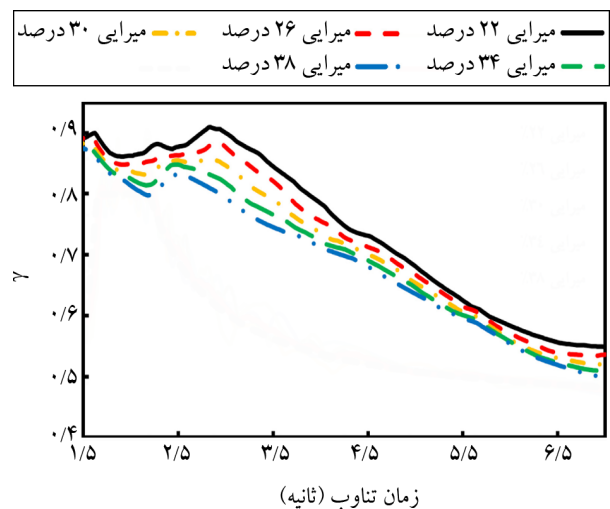
در این بخش نتایج مربوط به تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی برای سازه‌های طراحی شده برای سطح خطر لرزه‌ای بیشینه زلزله محتمل به روش متعارف طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی ارائه می‌گردد. همچنین، پارامترهای تغییر مکان نسبی طبقات و پروفیل تغییر مکان طبقات به دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی با مقادیر متناظر در مرحله طراحی مقایسه می‌شوند. مقادیر مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات و تغییر مکان در هر طبقه، به وسیله میانگین گیری از قدر مطلق بیشینه این مقادیر در هر شتاب‌نگاشت به دست آمده است. علاوه بر آن، نتایج مربوط به ارزیابی سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی برای سطح خطر زلزله طرح نیز ارائه می‌گردد.

۶-۱- سازه‌های طراحی شده به روش متعارف

نتایج مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات و پروفیل تغییر مکان طبقات که از تحلیل‌های غیرخطی به دست آمده‌اند، برای هر یک از سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه با مقادیر توان سرعت میراگر برابر با ۰/۳۵، ۰/۵، ۰/۷ و حالت خطی، در شکل (۵) نشان داده شده است. همان طوری که مشاهده می‌شود، اختلاف حدود ۳۶، ۲۰ و ۳۲ درصد بین بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات و حد مجاز (تغییر مکان نسبی طبقات برابر با ۳ درصد) برای میراگرهای خطی به ترتیب در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه طراحی شده با روش متعارف وجود دارد. با توجه به این نتایج، طراحی محافظه کارانه روش متعارف برای



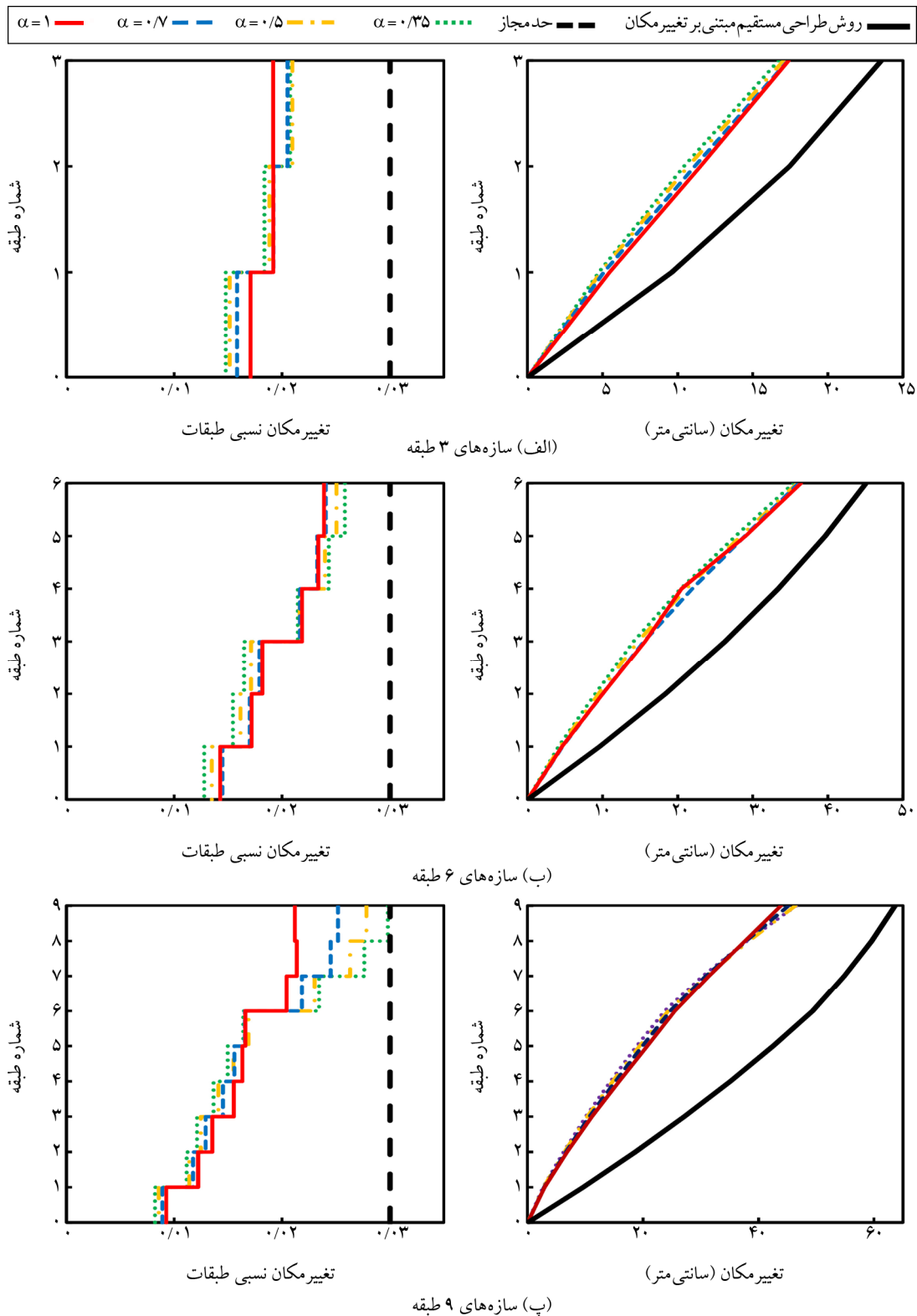
شکل (۳): (الف) طیف شبه شتاب شتاب‌نگاشت‌ها به همراه میانگین آنها و طیف شتاب استاندارد ۲۸۰۰ و (ب) میانگین طیف تغییر مکان شتاب‌نگاشت‌ها و طیف تغییر مکان استاندارد ۲۸۰۰.



شکل (۴): ضریب اصلاح سرعت برای مقادیر مختلف میرایی.

طبقات و نتایج تحلیل‌های غیرخطی، یک اختلاف قابل ملاحظه بین تغییر مکان بام و مقدار متناظر فرض شده در مرحله طراحی مشهود است.

میراگرهای خطی همانند سطح خطر زلزله طرح در سطح خطر بیشینه زلزله محتمل نیز مشاهده می‌شود. با مقایسه پروفیل تغییر مکان



شکل (۵): پروفیل تغییر مکان طبقات (سمت راست) و تغییر مکان نسبی طبقات (سمت چپ) برای سازه‌های (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (پ) ۹ طبقه طراحی شده به روش متعارف.

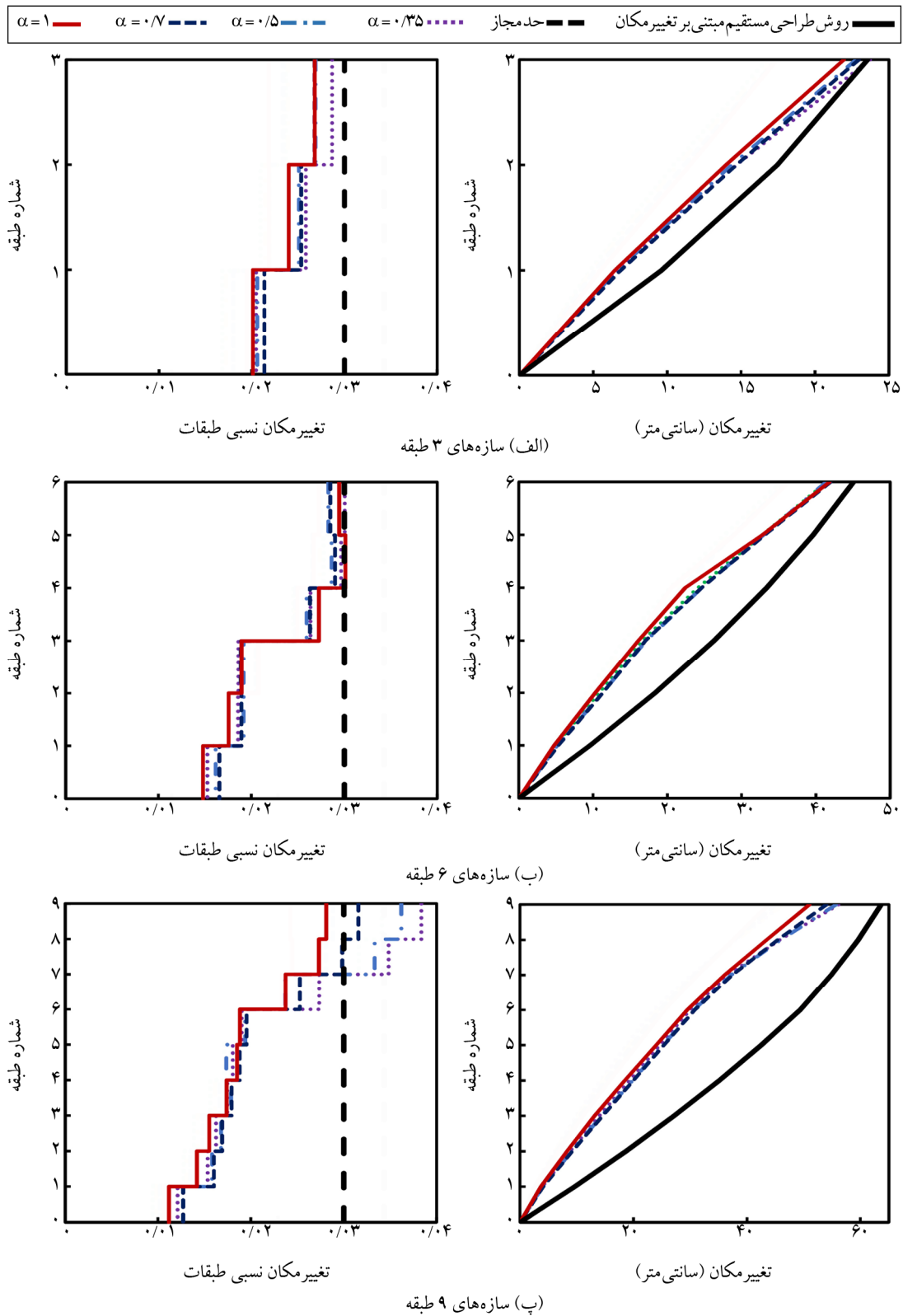
غیرخطی (به ویژه α های کوچک‌تر) باعث ضعیف‌تر شدن ضرایب میراگرها در طبقات بالایی شده و منجر به تغییر مکان نسبی بیشتر در طبقات بالایی شده است. در نتیجه، اختلاف مقادیر تغییر مکان نسبی در طبقات بالایی سازه ۹ طبقه که یک سازه میان‌مرتبه محسوب می‌شود، به‌ازای مقادیر مختلف α ، توجیه می‌شود. شایان توجه است که اختلاف اندک در تغییر مکان نسبی طبقات در سازه‌های کوتاه‌مرتبه که دارای توان سرعت میراگر خطی و غیرخطی می‌باشند در مطالعه مرجع [۵] نیز مشاهده شده است.

۶-۲- سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی

جهت صحت‌سنجی روش پیشنهادی که در آن اصلاحاتی در تعیین میرایی معادل و همچنین محاسبه ضرایب میراگرها انجام شده است، در این بخش، نتایج تحلیل‌های غیرخطی برای سازه‌هایی که خصوصیاتشان در بخش (۴-۲) آورده شده است، ارائه می‌گردد. با توجه به شکل (۶)، همخوانی مناسب بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات با مقدار حد مجاز در تمامی سازه‌ها در حالات استفاده از میراگرهای خطی مشهود می‌باشد؛ بنابراین، کارآمدی روش پیشنهادی برای طراحی بهینه سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه در حالت استفاده از میراگرهای خطی می‌تواند مورد تأیید قرار گیرد. در شکل (۶-الف)، استفاده از میراگرهای غیرخطی در مقایسه با میراگر خطی، باعث نزدیک‌تر شدن مقدار حد مجاز و بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات شده است. از طرف دیگر، تغییر مکان بام به‌دست‌آمده از تحلیل‌های غیرخطی نیز در حالت میراگر غیرخطی نزدیک‌تر به مقدار متناظر در مرحله طراحی می‌باشد. همان‌گونه که در شکل (۶-ب) مشاهده می‌شود، همخوانی مقدار حد مجاز و بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات در حالت استفاده از میراگرهای خطی و غیرخطی در سازه ۶ طبقه دارای اختلاف قابل ملاحظه‌ای نمی‌باشند. نزدیک بودن نتایج در حالت استفاده از میراگرهای خطی و غیرخطی برای مقدار تغییر مکان بام نیز مانند تغییر مکان نسبی طبقات افتاده است. شکل (۶-پ) نشان می‌دهد که در سازه ۹ طبقه برخلاف دو سازه قبل، بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات در میراگرهایی که حالت

با توجه به شکل (۵-الف)، در سازه کوتاه‌مرتبه ۳ طبقه، استفاده از میراگرهای غیرخطی باعث به وجود آمدن اختلاف قابل ملاحظه‌ای برای مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات و پروفیل تغییر مکان طبقات در مقایسه با میراگر خطی نشده است. به‌عبارت‌دیگر، استفاده از میراگرهای غیرخطی کمک‌چندانی در بهبود نتایج طراحی نداشته است. رفتار لرزه‌ای سازه کوتاه‌مرتبه ۶ طبقه با توجه به شکل (۵-ب)، تقریباً مشابه سازه ۳ طبقه می‌باشد. البته میراگر با ضریب سرعت ۰/۳۵ که بیشترین اثر غیرخطی را دارا می‌باشد، باعث نزدیک‌تر شدن مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در حدود ۷ درصد به مقدار حد مجاز شده است. مقایسه مقادیر تغییر مکان بام به‌دست‌آمده برای میراگرهای مختلف در سازه ۶ طبقه، تغییر چندانی را در نزدیک شدن مقدار نامبرده به مقدار متناظر محاسبه شده توسط روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان نشان نمی‌دهد. برخلاف دو سازه کوتاه‌مرتبه، در سازه میان‌مرتبه ۹ طبقه، استفاده از میراگرهای غیرخطی باعث بهبود روش طراحی شده است. همان‌طوری که در شکل (۵-پ) مشاهده می‌شود، استفاده از میراگرهای غیرخطی با ضریب سرعت ۰/۷ و ۰/۳۵ باعث کاهش چشمگیر اختلاف بین حد مجاز و مقادیر بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات شده است. برخلاف پارامتر تغییر مکان نسبی طبقات، مقایسه مقادیر تغییر مکان بام برای حالت‌های مختلف توان سرعت میراگر، تغییر محسوسی را نشان نمی‌دهد.

با توجه به نتایج به‌دست‌آمده در شکل (۵)، می‌توان این‌گونه بحث نمود که روال روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، مشابه بیشتر روش‌های متداول طراحی سازه‌ها، بر اساس روابط (۱۹) و (۲۰) منجر به برش طراحی بیشتری در طبقات پایینی سازه می‌شود. همچنین، با توجه به روابط (۲۴) و (۲۵)، میراگرهای طبقات بالایی نیز دارای ضریب میرایی کوچک‌تری در مقایسه با طبقات پایینی سازه می‌باشند. این موضوع منجر به طراحی اعضا و میراگرهای ضعیف‌تر در طبقات بالایی سازه خواهد شد؛ بنابراین، رخ دادن مقادیر بیشینه تغییر مکان نسبی در طبقات بالایی سازه‌های مورد نظر را می‌توان توجیه کرد. علاوه بر این، با افزایش ارتفاع سازه، برش طرح طبقات بالایی در مقایسه با طبقات پایینی سازه کاهش بیشتری می‌یابد. لازم به ذکر است که استفاده از توان سرعت میراگر



شکل (۶): پروفیل تغییر مکان طبقات (سمت راست) و تغییر مکان نسبی طبقات (سمت چپ) برای سازه‌های (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (پ) ۹ طبقه طراحی شده به روش پیشنهادی.

مقدار تغییر مکان نسبی طبقات برابر با ۲ درصد به عنوان سطح عملکرد ایمنی جانی در نظر گرفته شده است [۱۰]. با توجه به شکل (۷-الف)، در سازه ۳ طبقه برخلاف سطح خطر بیشینه زلزله محتمل، میراگر خطی دارای بیشترین مقدار تغییر مکان نسبی طبقات در مقایسه با دیگر میراگرها می‌باشد. علاوه بر آن سازه‌های طراحی شده ۳ طبقه به روش پیشنهادی در تمامی حالات توان سرعت میراگر موفق شده‌اند که سطح عملکرد ایمنی جانی (تغییر مکان نسبی طبقات برابر با ۲ درصد) را به نحو مطلوبی ارضا کنند. همان‌طور که در شکل (۷-ب) می‌توان مشاهده کرد، رفتار لرزه‌ای سازه ۶ طبقه برای میراگرهای با ضرایب سرعت مختلف تقریباً مشابه سازه کوتاه‌مرتبه ۳ طبقه می‌باشد. در سازه ۶ طبقه هم سطح عملکرد ایمنی جانی ارضا شده است. با بلندتر شدن ارتفاع سازه، با توجه به شکل (۷-پ)، بیشترین تغییر مکان نسبی طبقات مربوط به حالت استفاده از میراگر غیرخطی با ضرایب سرعت ۰/۳۵ و بعد از آن میراگر با ضرایب سرعت ۰/۵ می‌باشد. در واقع رفتار سازه ۹ طبقه در سطح خطر بیشینه زلزله محتمل برای میراگرهای با ضرایب سرعت مختلف مانند سطح خطر زلزله طرح می‌باشد. همچنین، مشابه بیشینه زلزله محتمل که میراگرهای غیرخطی تر موفق به ارضای حد مجاز تغییر مکان نسبی طبقات برابر با ۳ درصد نشده بودند، در زلزله طرح نیز میراگرهای با خصوصیات غیرخطی شدیدتر نتوانستند که سطح عملکرد مربوط به تغییر مکان نسبی طبقات برابر با ۲ درصد را ارضا کنند.

برای جمع‌بندی، با توجه به نتایج به دست آمده تحلیل‌های غیرخطی برای مقادیر تغییر مکان نسبی طبقات در دو سطح خطر بیشینه زلزله محتمل و زلزله طرح، ذکر این نکته ضروری است که روش پیشنهادی در مطالعه حاضر محدود به سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه فولادی می‌باشد و برای سازه‌های بلندمرتبه پیشنهاد نشده است. همچنین، در این مطالعه به بررسی بیشینه تغییر مکان نسبی طبقات به عنوان شناخته‌ترین شده پارامتر تقاضای مهندسی پرداخته شده است. در مطالعات آینده می‌توان مقدار تغییر مکان نسبی پسماند در سازه‌هایی که با روش پیشنهادی این مطالعه طراحی شده‌اند و همچنین پیش‌بینی توزیع تغییر مکان نسبی پسماند در این سازه‌ها را بر اساس مطالعات مراجع [۳۸-۳۹] مورد ارزیابی قرار داد.

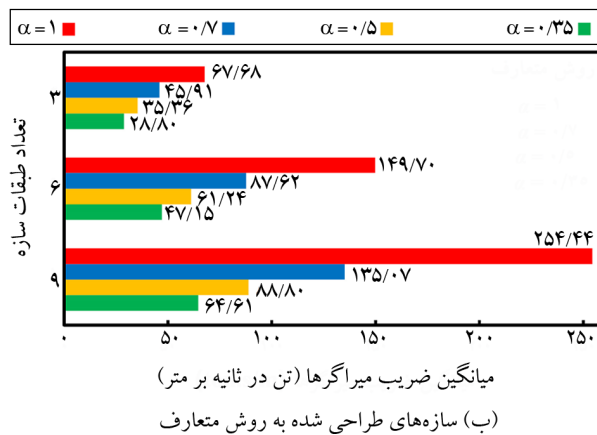
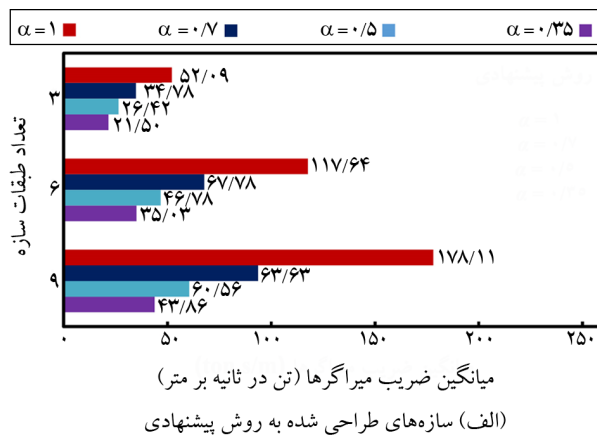
غیرخطی شدیدتری را دارند (۰/۵ و $\alpha = 0/35$) از مقدار حد مجاز عبور کرده است. اگر مقدار عبور اندک از مقدار حد مجاز برای میراگر با ضریب سرعت ۰/۷ قابل چشم‌پوشی باشد، مشخص می‌شود که استفاده از روش پیشنهادی در سازه میان‌مرتبه برای میراگرهایی با خصوصیات زیاد غیرخطی (α های بیشتر از ۰/۷) مناسب نیست. همچنین، اگرچه تغییر مکان بام در مقایسه با سازه‌های طراحی شده به روش متعارف به مقدار متناظر طراحی نزدیک‌تر شده است اما اختلاف تقریباً ۱۰ تا ۱۵ درصد با توجه به نوع میراگر استفاده شده بین مقادیر نامبرده مشاهده می‌شود. این نکته قابل بیان است که در سازه‌های فولادی با توجه به کم شدن مقدار برش در طبقات بالایی، پروفیل مقاطع در این طبقات دارای شماره‌های کوچک‌تر می‌باشد. از طرف دیگر، ضرایب میراگرها نیز بر اساس رابطه (۲۴) یا رابطه (۳۱) وابسته به مقدار برش در هر طبقه است؛ بنابراین، ضرایب میراگرها نیز در طبقات بالایی دارای مقادیر کوچک‌تری می‌باشند. این دو عامل باعث شده است که در سازه ۹ طبقه در حالت استفاده از میراگرهای غیرخطی، تشکیل مفاصل پلاستیک به سمت ستون‌ها برود و باعث ارضا نشدن حد عملکرد از قبل تعیین شده بشود. در واقع، هر چه توان سرعت میراگر کوچک‌تر شود، ضریب میراگر با شدت بیشتری کوچک‌تر خواهد شد و در طبقات بالایی قادر به تحمل بار لرزه‌ای به نحو مناسب نیست. به نظر می‌رسد که توزیع برش پایه در ارتفاع می‌تواند تأثیر زیادی روی طراحی تیرها و ستون‌ها در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان داشته باشد؛ بنابراین، مطالعات بیشتر در این زمینه برای طراحی کارآمدتر برای سازه‌های میان‌مرتبه و حتی بلندمرتبه توصیه می‌شود.

۳-۶- ارزیابی روش پیشنهادی در سطح زلزله طرح

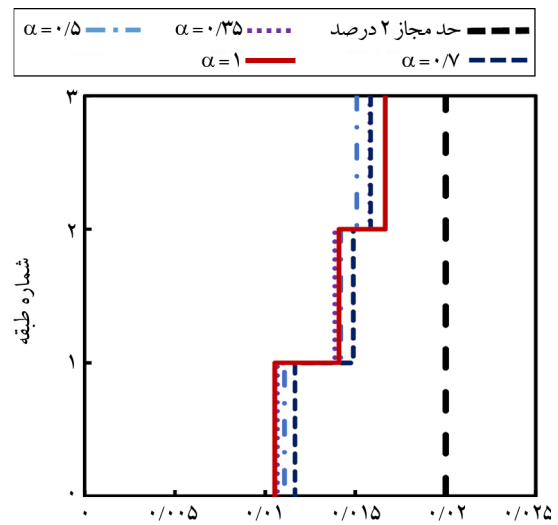
در این بخش سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی در سطح خطر زلزله طرح قرار می‌گیرند. نتایج تحلیل‌ها ارزیابی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها را نشان خواهد داد. در واقع مشخص می‌شود که این سازه‌ها در سطح خطر زلزله طرح تا چه مقدار رفتار غیرخطی نشان می‌دهند و چه سطح عملکردی را می‌توانند ارضا بکنند. برای ارزیابی سطح عملکرد،

۷- مقایسه اقتصادی سازه‌های طراحی شده

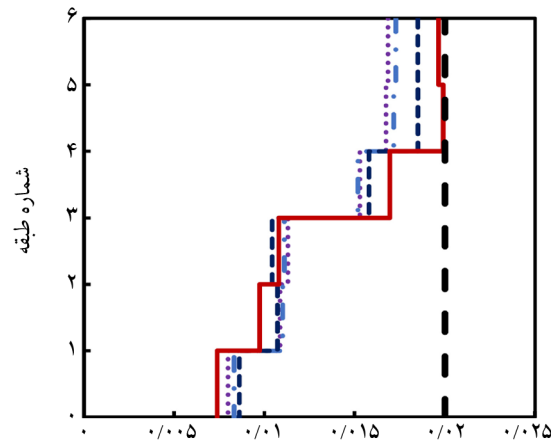
لحاظ کردن اندرکنش شکل پذیری قاب در محاسبه میرایی اضافه شده به سیستم به علت وجود میراگر و اصلاح رابطه محاسبه میرایی هیستریتیک در روش پیشنهادی منجر به برش پایه کوچک تری در مقایسه با روش متعارف طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌شود. از طرف دیگر مقدار نیروی ظرفیتی در میراگرها وابستگی زیادی به هزینه تمام شده میراگر دارد [۴۰]. در حقیقت، برش پایه کمتر منجر به ضرایب کوچک تر میراگر می‌شود و در نتیجه، نیروی ظرفیتی کمتری برای میراگرها مورد نیاز می‌باشد. از آنجایی که ضرایب میراگرها با توجه به برش هر طبقه تعیین می‌شود، میانگین ضرایب میراگرها در طبقات برای هر یک از حالات ضریب سرعت مختلف در شکل (۸) برای سازه‌های طراحی شده با روش پیشنهادی نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، میانگین ضریب میراگرها در



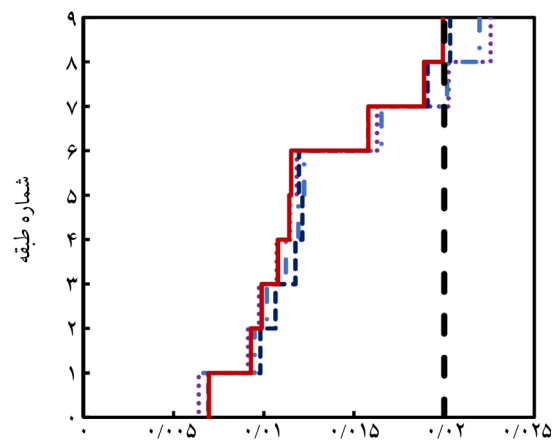
شکل (۸): میانگین ضریب میراگرها برای مقادیر مختلف ضریب سرعت در سازه‌های طراحی شده.



تغییر مکان نسبی طبقات (الف) سازه‌های ۳ طبقه



تغییر مکان نسبی طبقات (ب) سازه‌های ۶ طبقه



تغییر مکان نسبی طبقات (پ) سازه‌های ۹ طبقه

شکل (۷): نتایج تغییر مکان نسبی طبقات برای سازه‌های (الف) ۳ طبقه، (ب) ۶ طبقه و (پ) ۹ طبقه طراحی شده با روش پیشنهادی در سطح خطر زلزله طرح.

پیشنهادی طراحی شدند و توسط تحلیل‌های غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج نشان داد که استفاده از روش پیشنهادی برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه و تمامی حالات توان سرعت میراگر منجر به همخوانی مناسب تغییر مکان نسبی طبقات با مقدار مجاز می‌شود. علاوه بر آن، مقدار تغییر مکان بام به‌دست آمده از تحلیل‌های غیرخطی نیز نزدیک به مقدار متناظر در مرحله طراحی می‌باشد. همچنین، در سازه‌های میان‌مرتبه استفاده از روش پیشنهادی برای میراگرهای خطی منجر به بهینه شدن روند طراحی شده است؛ اما استفاده از میراگرهای غیرخطی به‌ویژه میراگرهای با رفتار غیرخطی شدیدتر (توان سرعت میراگر کمتر از ۰/۷) در روش پیشنهادی توصیه نمی‌شود و نیازمند مطالعات بیشتر است. ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی در سطح خطر زلزله طرح نشان داد که این سازه‌ها موفق به ارضا کردن سطح عملکرد ایمنی جانی در سازه‌های کوتاه‌مرتبه با میراگرهای خطی و غیرخطی و در سازه‌های میان‌مرتبه با میراگرهای خطی و غیرخطی با ضریب سرعت ۰/۷ می‌باشند. گفتنی است که علاوه بر موارد بیان شده، استفاده از روش پیشنهادی منجر به کاهش ضرایب میراگرها در حدود ۲۶ درصد در مقایسه با روش متعارف می‌شود. علاوه بر آن، کاهش حدود ۸ درصد در وزن فولاد مصرفی نیز از مزایای طراحی توسط روش پیشنهادی می‌باشد. در آخر، به نظر می‌رسد که روش پیشنهادی به‌طور قابل قبولی می‌تواند برای دست‌یابی به هدف عملکردی مورد نظر، در سازه‌های خمشی فولادی با ارتفاع کوتاه مجهز به میراگرهای لزوج خطی و غیرخطی و سازه‌های ارتفاع متوسط مجهز به میراگرهای لزوج خطی و غیرخطی با بیشینه توان سرعت ۰/۷ کارآمد باشد.

مراجع

1. Seleemah, A.A. and Constantinou, M.C. (1997) *Investigation of Seismic Response of Buildings with Linear and Nonlinear Fluid Viscous Dampers*. Buffalo, NY.
2. Miyamoto, H.K., Gilani, A.S.J., Wada, A., and Ariyaratana, C. (2010) Limit states and failure mechanisms of viscous dampers and the

حالت‌های غیرخطی ۰/۷، ۰/۵ و ۰/۳۵ در مقایسه با حالت خطی به ترتیب ۴۷، ۶۵ و ۷۵ درصد کاهش پیدا کرده‌اند. از طرف دیگر کاهش حدود ۳۰، ۲۴ و ۲۵ درصد برای میانگین تمامی حالات ضریب سرعت برای ضرایب میراگرها به ترتیب در سازه‌های ۳، ۶ و ۹ طبقه برای سازه‌های طراحی شده به روش پیشنهادی در مقایسه با روش متعارف ایجاد شده است. علاوه بر این، اگر وزن قاب‌های طراحی شده طبق دو روش با هم مقایسه شود، کاهش حدود ۸ درصد در وزن فولاد مصرفی نیز آشکار می‌شود؛ بنابراین، روش پیشنهادی علاوه بر اینکه موفق شده است منجر به طراحی سازه‌هایی شود که حد عملکرد مورد نظر را به‌طور مناسبی ارضا می‌کند، همچنین باعث کاهش ضرایب میراگرها و وزن فولاد مصرفی نیز شده است.

۸- نتیجه گیری

مطالعات گذشته طراحی محافظه کارانه قاب‌های فولادی خمشی مجهز به میراگر لزوج را بر اساس روش متعارف طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان در سطح خطر زلزله طرح نشان داده بود. در این مطالعه ابتدا رفتار لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده طبق روش متعارف در سطح خطر لرزه‌ای بیشینه زلزله محتمل برای سازه‌های کوتاه و میان‌مرتبه فولادی و حالات مختلف توان سرعت میراگر برابر با ۰/۳۵، ۰/۵، ۰/۷ و ۱ مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج تحلیل‌های غیرخطی طراحی محافظه کارانه روش متعارف را در سطح خطر نامبرده برای سازه‌های ۳ و ۶ طبقه در تمامی حالات استفاده از توان سرعت میراگر و در سازه ۹ طبقه برای حالت میراگر خطی و میراگر با ضریب سرعت ۰/۷ نشان داد. سپس، برای بهینه کردن روند طراحی اصلاحاتی پیشنهاد شد که عبارتند از: اصلاح رابطه تعیین میرایی هیسترتیک، اصلاح رابطه تعیین میرایی اضافه شده به سیستم توسط میراگر با لحاظ کردن اثر اندرکنش قاب و میراگر و همچنین، اعمال ضریب اصلاح سرعت در محاسبه تعیین ضرایب میراگرها به علت اختلاف بین طیف سرعت واقعی و طیف شبه‌سرعت. برای صحت‌سنجی روش پیشنهادی، سازه‌هایی متناظر با سازه‌های طراحی شده به روش متعارف بر اساس روش

- seismic design of steel eccentrically braced frame structures. *Bull. Earthq. Eng.*, **11**, 2197-2231.
14. Sullivan, T.J., Maley, T., and Calvi, G.M. (2011) Seismic response of steel moment resisting frames designed using a Direct DBD procedure. *Proc. 8th Int. Conf. Struct. Dyn. EURODYN 2011*, 308-315.
 15. Tehranizadeh, M. and Yakhchalian, M. (2011) Displacement based and consolidated force/displacement based methods for seismic assessment of steel moment resisting frames. *Scientia Iranica*, **18**, 1054-1060.
 16. Nievas, C.I. and Sullivan, T.J. (2015) Applicability of the direct displacement-based design method to steel moment resisting frames with setbacks. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**, 3841-3870.
 17. Abadi, R.E. and Bahar, O. (2018) Investigation of the LS level hysteretic damping capacity of steel MR frames' needs for the direct displacement-based design method. *KSCE J. Civ. Eng.*, **22**, 1304-1315.
 18. Wijesundara, K.K. and Rajeev, P. (2012) Direct displacement-based seismic design of steel concentric braced frame structures. *Aust. J. Struct. Eng.*, **13**, 243-257.
 19. Al-Mashaykhi, M., Rajeev, P., Wijesundara, K.K., and Hashemi, M.J. (2019) Displacement profile for displacement based seismic design of concentric braced frames. *J. Constr. Steel Res.*, **155**, 233-248.
 20. Lin, Y.Y., Tsai, M.H., Hwang, J.S., and Chang, K.C. (2003) Direct displacement-based design for building with passive energy dissipation systems. *Engineering Structures*, **25**, 25-37.
 21. Lin, Y.Y., Chang, K.C., and Chen, C.Y. (2008) Direct displacement-based design for seismic retrofit of existing buildings using nonlinear viscous dampers. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **6**, 535-552.
 22. Sullivan, T.J. and Lago, A. (2012) Towards a simplified Direct DBD procedure for the seismic design of moment resisting frames with viscous dampers. *Engineering Structures*, **35**, 140-148.
 23. Noruzvand, M., Mohebbi, M., and Shakeri, K. (2020) Modified direct displacement-based design implications for large earthquakes. *Earthq. Eng. and Struct. Dyn.*, **39**, 1279-1297.
 3. Miyamoto, H.K., Gilani, A.S.J., Wada, A., and Ariyaratana, C. (2011) Identifying the collapse hazard of steel special moment-frame buildings with viscous dampers using the FEMA P695 methodology. *Earthquake Spectra*, **27**, 1147-1168.
 4. Sepehri, A., Taghikhany, T., and Ahmadi Namin, S.M.R. (2019) Seismic design and assessment of structures with viscous dampers at limit state levels: Focus on probability of damage in devices. *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **28**, e1569.
 5. Kitayama, S. and Constantinou, M.C. (2018) Seismic performance of buildings with viscous damping systems designed by the procedures of ASCE/SEI 7-16. *Journal of Structural Engineering*, **144**, 04018050.
 6. Seo, C.Y., Karavasilis, T.L., Ricles, J.M., and Sause, R. (2014) Seismic performance and probabilistic collapse resistance assessment of steel moment resisting frames with fluid viscous dampers. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **43**.
 7. Dadpour, O. and Banazadeh, M. (2019) Probabilistic seismic response models for risk assessment and design of steel moment frames with linear viscous dampers. *Earthquake Spectra*, **55**, 267-288.
 8. Ramirez, O., Constantinou, M.C., Kitcher, C.A. and et al. (2001) Development and Evaluation of Simplified Procedures for Passive Energy Disipation Systems, MCEER-00-0010. Buffalo, NY.
 9. FEMA 450 (2003) *Nehrp Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Washington, DC.
 10. ASCE/SEI 7-16 (2017) *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston, VA.
 11. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M. (2007) *Displacement Based Seismic Design of Structures*. Pavia, Italy: IUSS Press.
 12. Sullivan, T.J., Priestley, M.J.N., and Calvi, G.M. (2012) *A Model Code for the Seismic Design of Structures, DBD12*. Pavia, Italy: IUSS Press.
 13. Sullivan, T.J. (2013) Direct displacement-based

- Beskos, D.E. (2013) Recovery of spectral absolute acceleration and spectral relative velocity from their pseudo-spectral counterparts. *Earthquake Structures*, **4**, 489-508.
36. SAP2000 (2018) *Integrated Solution for Structural Analysis and Design, CSI Analysis Reference Manual For SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*. Berkeley, CA: Computers and Structures Inc. (CSI).
37. ASCE/SEI 41-13 (2014) *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings*. Reston, VA.
38. Asgarkhani, N., Yakhchalian, M., and Mohebi, B. (2020) Evaluation of approximate methods for estimating residual drift demands in BRBFs. *Engineering Structures*, **224**, 110849.
39. Arab, R. and Yakhchalian, M. (2022) Investigating approximate methods to predict residual interstory drift ratio demands in steel eccentrically braced frames. *Int. J. Steel Struct.*, **22**(5).
40. Del Gobbo, G.M., Williams, M.S., and Blakeborough, A. (2018) Comparing fluid viscous damper placement methods considering total-building seismic performance. *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **47**, 2864-2886.
- approach for structures equipped with fluid viscous damper. *Struct Control Heal Monit*, **27**, 1-19.
24. Moradpour, S. and Dehestani, M. (2019) Optimal DDBD procedure for designing steel structures with nonlinear fluid viscous dampers. *Structures*, **22**, 154-174.
25. Alehojjat, S.B., Bahar, O., and Yakhchalian, M. (2021) Improvements in the direct displacement-based design procedure for mid-rise steel MRFs equipped with viscous dampers. *Structures*, **34**, 1636-1650.
26. Sullivan, T.J. (2011) Direct displacement-based design of a RC wall-steel EBF dual system with added dampers. *Bull. New Zeal Soc Earthq. Eng.*, **44**, 167-178.
27. Eurocode 8 (2004) *Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Brussels, Belgium.
28. Pettinga, J.D. and Priestley, M.J.N. (2005) Dynamic behavior of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design. *J. Earthq. Eng.*, **9**, 309-330.
29. ANSI/AISC 341-10 (2010) *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago, Illinois.
30. DISTEEL (2015) *Displacement-based Seismic Design of Steel Moment Resisting Frame Structures*. European Union.
31. Alehojjat, S.B., Bahar, O., and Yakhchalian, M. (2021) Equivalent viscous damping in steel structures equipped with dampers. *J. Struct. Eng. Geotech.*, **11**(2), 1-12.
32. Standard No. 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4th Edition*. Tehran, Iran.
33. PEER (2014) *Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER Next Generation Attenuation (NGA) Database*. <https://ngawest2.berkeley.edu>.
34. Seismomatch (2014) *Earthquake Software for Response Spectrum Matching*. Seismosoft <https://seismosoft.com/>
35. Papagiannopoulos, G.A., Hatzigeorgiou, G.D., and

واژه‌نامه

- Equivalent Lateral Force (ELF) ۱- نیروی جانبی معادل
- Leaning Column ۲- ستون تکیه‌گاهی
- Damping System ۳- سیستم میرایی

Performance-Based Design of Low to Mid-Rise Steel Structures Equipped with Viscous Damper

Seyed Behdad Alehojjat¹, Omid Bahar^{2*} and Masood Yakhchalian³

1. Ph.D. Candidate, Department of Civil Engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran
2. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: omidbahar@iiees.ac.ir
3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Qazvin Branch, Islamic Azad University, Qazvin, Iran

The direct displacement-based design (DDBD) method is one of the most powerful and efficient performance-based design procedures. This method has the ability to consider the nonlinear behavior of structures under seismic excitation with acceptable accuracy. The methodology of this method is based on substituting a multi-degree of freedom (MDOF) system into a single degree of freedom (SDOF) system associated with the peak displacement response. The SDOF system is defined by implementing equivalent parameters such as effective mass and height, design displacement, yield displacement, ductility, effective damping, and effective period. Up to now, the DDBD method has been applied and developed by many researchers and the last version of the model code for DDBD was published as DBD12.

Over the past three decades, using fluid viscous dampers as a manner for more reliable and safer design of structures, particularly in seismic regions, has steadily increased. Consequently, the equivalent lateral force (ELF) procedure as an allowable method for designing structures equipped with dampers has been presented by ASCE-7. However, the DDBD method also suggests the procedure to design structures equipped with dampers. Previous studies showed that although structures equipped with viscous dampers designed by the DBD12 approach can satisfy the target performance limit states, a significant overestimation may be seen between the performance target limit and inert-story drift ratios (IDRs) obtained from nonlinear time-history analyses. In other words, the structures are not economically designed.

To solve this drawback, the present study proposes modifications for low to mid-rise steel moment-resisting frames (MRFs) with dampers in the DDBD method. In doing so, the effect of interaction between ductility demand and added extra damping related to the viscous damper is considered to calculate effective damping. Moreover, a velocity modification factor is also applied for calculating damper constants. In order to compare the proposed modifications with the conventional DBD12 approach, 3-, 6- and 9-story steel MRFs are designed by each of mentioned procedures separately. Furthermore, linear and nonlinear dampers with velocity exponent values equal to 0.35, 0.5, 0.7, and 1 are used. To investigate the seismic performance of the structures designed, nonlinear time-history analyses are performed under the ground motions that the average of their pseudo-acceleration response spectra is matched with 2800 standard design spectrum. Then, the IDRs and displacement profiles of the structures are compared at the maximum considerable earthquake (MCE) hazard level. The results obtained from the analyses of the structures designed by DBD12 confirm the overdesign of this approach. On the other hand, the obtained results of structures designed via proposed modifications validate the efficiency of these modifications. Low-rise MRFs in all of the velocity exponent values can significantly decrease the difference between the peak IDR and target limit. Also, implementing the proposed modifications for mid-rise MRFs with linear damper and damper velocity exponent values equal to 0.7 can acceptably match the peak IDR and target limit. In addition, the seismic behavior of structures designed by the proposed modifications at the MCE hazard level is also checked at the design earthquake (DE) hazard level. The results show the satisfaction of life safety performance level for these structures. It is worth to mention that the peak IDRs in the mid-rise MRFs with damper velocity exponent values equal to 0.5 and 0.35 designed by the proposed modifications exceed the target limits at both the MCE and DE levels. Therefore, more studies are suggested for mid-rise MRFs with nonlinear dampers.

Finally, comparison between two mentioned procedures reveals that using the proposed modification in the DDBD method leads to about 8% decrease for used steel and about 30% decrease for damper constants.

Keywords: Direct Displacement-Based Design Method, Performance-Based Design Procedure, Steel Moment-Resisting Frame, Nonlinear Fluid Viscous Damper, Equivalent Damping.