

چکیده

ایده اصلی طراحی لرزه‌ای در آیین‌نامه‌های امروز، روش طراحی بر اساس ظرفیت است. در سیستم قاب خمشی، مکانیسم مطلوب با تشکیل مفاصل پلاستیک در دو سر تیرهای طبقات و پای ستون طبقه اول شکل می‌گیرد. برای تضمین شکل گرفتن مکانیسم مطلوب و جلوگیری از ایجاد مکانیسم‌های نامطلوب از ایده طراحی بر اساس ظرفیت استفاده می‌شود. بدین منظور لنگر خمشی در مفاصل پلاستیک تیر تلاش کنترل شونده بر اساس تغییر مکان محسوب شده و لنگر و برش در ستون‌ها (به جز لنگر پای ستون طبقه اول) تلاش‌های کنترل شونده بر اساس نیرو به حساب می‌آیند و بایستی به گونه‌ای طراحی شوند که وارد حوزه غیرخطی نشوند. برای جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون و همچنین شکست برشی ستون، باید دو موضوع (۱) طراحی بر اساس ظرفیت خمشی تیرها و (۲) تشدید دینامیکی لنگر و برش ستون در اثر مودهای بالاتر، در طراحی لحاظ شود. هر چند موضوع اول در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی مورد توجه قرار گرفته است ولی افزایش نیروهای داخلی ستون‌های قاب خمشی ناشی از اثر مودهای بالاتر در تحلیل دینامیکی غیرخطی فقط در بعضی از آیین‌نامه‌های طراحی وارد شده است. در این مطالعه اثر مودهای بالاتر بر روی سه قاب خمشی بتن آرمه با تعداد طبقات ۸، ۱۲ و ۲۰ مورد بررسی قرار گرفت. آنالیزهای تاریخچه‌زمانی غیرخطی برای هر قاب تحت ۱۱ رکورد در دو سطح زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی حداکثر انجام شد. نتایج آنالیزها بر اساس شاخص میانگین به‌علاوه انحراف استاندارد در زلزله سطح طرح نشان می‌دهد که افزایش لنگر ستون حدود ۵۰ تا ۶۰ درصد بوده است. افزایش برش ستون نیز به حدود ۲۰ درصد می‌رسد که با توجه به نوع شکست برشی که ترد و ناگهانی است، قابل چشم‌پوشی نبوده و بایستی در طراحی بر اساس ظرفیت ستون‌ها لحاظ شود. علاوه بر این، افزایش شدت زلزله از سطح طرح به حداکثر زلزله محتمل موجب افزایش لنگر در حدود ۲۰ درصد و افزایش برش به میزان کمتر از ۱۰ درصد می‌شود.

واژگان کلیدی: اثر مودهای بالاتر، طراحی بر اساس ظرفیت، قاب خمشی بتن آرمه، ضریب تشدید دینامیکی، تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی.

تقاضای نیروی لرزه‌ای در ستون قاب خمشی بتن آرمه ناشی از اثر مودهای بالاتر

علی شریعتی مقدم

دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران،
دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، ایران

حر خسروی (نویسنده مسئول)

دانشیار، گروه سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی
نوشیروانی بابل، بابل، ایران، khosravi@nit.ac.ir

سید کمیل هاشمی حیدری

استادیار، گروه سازه و زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی
نوشیروانی بابل، بابل، ایران

۱- مقدمه

تصور که تأثیر مودهای بالاتر بر تشدید نیروهای قاب خمشی بسیار کوچک‌تر است و یا اینکه قابل توجه نیست، این موضوع در سیستم‌های قاب خمشی کمتر مورد بررسی قرار گرفته است. علیرغم این تصور ابتدایی، تحقیقات محدود انجام شده نشان می‌دهد که تشدید لنگر و برش ستون در سیستم‌های قاب خمشی

در مورد اثر مودهای بالاتر بر تشدید نیروهای داخلی اعضای سازه تحقیقات گسترده‌ای انجام شده است؛ اما این تحقیقات عمدتاً بر روی سیستم‌های دیوار برشی متمرکز بوده است. عبدی و همکاران در سال ۲۰۲۲ مروری بر ادبیات فنی مربوط به این پژوهش‌ها ارائه نمودند (Abdi et al., 2022). با این حال، با این

نوده و نتوانند پاسخ ستون‌ها را در محدوده غیرخطی نشان دهند (Bondy, 1996; Medina & Krawinkler, 2005; Zaghi et al., 2013; Park & Paulay, 1975; Lee, 1996; Choi et al., 2015). پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) اثر مودهای بالاتر را در قاب‌های خمشی مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیقات نشان داد برای اینکه ستون‌ها در برابر تسلیم زود هنگام تا درجه قابل قبول و منطقی محافظت شوند، باید این واقعیت در نظر گرفته شود که لنگر ستون‌ها در آنالیز دینامیکی غیرخطی با لنگر به دست آمده از آنالیز استاتیکی متفاوت است. در واقع الگوی لنگر خمشی که از نیروهای استاتیکی جانبی به دست می‌آید فقط می‌تواند الگوی لنگر ناشی از مود اول را به طور منطقی نشان دهد؛ اما اثر مودهای بالاتر به طور چشمگیری، الگوی مود اول را تغییر خواهد داد که بیش‌تر این تغییرات در طبقات بالاتر و قاب‌های با پریود اصلی طولانی می‌باشد. آنها نتیجه‌گیری کردند که برای اینکه از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها جلوگیری شود، لنگر به دست آمده از نیروهای جانبی استاتیکی باید با در نظر گرفتن ضریبی تحت عنوان ضریب تشدید دینامیکی افزایش یابد.

مدینا و کراوینکلر (Medina & Krawinkler, 2005) نیز طی تحقیق گسترده‌ای، طراحی لرزه‌ای ستون‌ها در قاب‌های خمشی بتن آرمه را مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج حاصل از این مطالعه نشان داد روش‌های طراحی و تحلیل لرزه‌ای موجود، اغلب حداکثر نیروهای داخلی ستون‌هایی را که در معرض زلزله‌های شدید قرار دارند، با دقت برآورد نمی‌کند. علاوه بر این، در ستون‌های طراحی شده با رعایت ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف، پتانسیل تشکیل مفصل پلاستیک بالا است و به نظر می‌رسد معیارهای سخت‌گیرانه‌تری برای الزامات ستون قوی-تیر ضعیف مورد نیاز است. در این مطالعه اثر مودهای بالاتر بر تشدید دینامیکی لنگر و برش ستون‌های سه قاب خمشی بتن آرمه ویژه‌ی ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای بررسی اثر مودهای بالاتر، ابتدا لنگر و برش ستون‌ها با فرض تشکیل نقطه عطف در وسط ارتفاع ستون محاسبه شده است. سپس برای هر

قابل توجه بوده و بایستی در طراحی بر اساس ظرفیت ستون‌ها لحاظ شود. به منظور آشنایی با تحقیقات این حوزه و میزان تشدید لنگر و برش ستون ناشی از اثر مودهای بالاتر، در این بخش خلاصه‌ای از این تحقیقات و در بخش بعد خلاصه‌ای از روابط ارائه شده برای تشدید لنگر و برش ارائه می‌شود.

در بسیاری از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، یک عبارت نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر برای دستیابی به مکانیسم تیر در حالت ستون قوی-تیر ضعیف (SCWB)^۱ پیشنهاد شده است. بدین منظور در بعضی تحقیقات اثر نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر مورد مطالعه قرار گرفته است (Maosheng et al., 2021; Wongpakdee & Leelataviwat, 2017; Kim et al., 2022; Ghorbanzadeh & Khoshnoudian, 2022).

به طور کلی فرض می‌شود که با رعایت ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف در هر گره تا حد زیادی از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها جلوگیری به عمل می‌آید؛ اما بررسی‌های خسارات ناشی از زلزله‌ها نشان می‌دهد که علیرغم رعایت این ضابطه، ممکن است در هنگام زلزله خرابی در ستون‌ها اتفاق بیفتد (Gong et al., 2015; Chen et al., 2016; Lin et al., 2015).

دلیل اصلی این موضوع را می‌توان در تفاوت ماهیت دینامیکی غیرخطی زلزله و روش‌های تحلیل استاتیکی جهت طراحی جستجو نمود. به عبارت دیگر، در محاسبه‌ی حد مورد نیاز نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای، توزیع لنگر در ستون به طور صحیحی در نظر گرفته نمی‌شود. در ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف، برای به دست آوردن توزیع لنگر ستون در ارتفاع از فرض نقطه عطف در وسط ارتفاع ستون استفاده می‌شود (Maosheng et al., 2021)؛ اما نحوه‌ی توزیع لنگر پلاستیک تیرها به ستون‌ها، توسط ضوابط آیین‌نامه‌ای دیکته نمی‌شود. در روش تحلیل استاتیکی معادل نیز از توزیع لنگرها بر اساس رفتار استاتیکی خطی استفاده می‌شود. درحالی‌که تحقیقات قبلی نشان داده است که توزیع لنگر ستون تحت زلزله به طور قابل توجهی از توزیع‌های به دست آمده با روش‌های ذکر شده متفاوت است؛ و این روش‌ها ممکن است از دقت کافی برخوردار

البته این محققین ضریب تشدید لنگر محاسبه شده از روابط فوق را کاملاً یکنواخت در ارتفاع فرض نکرده‌اند. بلکه در طبقات پایین و دو طبقه آخر ضریبی کوچک‌تر و در سایر طبقات ضریب ω محاسبه شده از روابط (۲) و (۳) را در نظر گرفته‌اند. این موضوع به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در پای ستون طبقه اول و بالای ستون طبقه آخر که دو تیر به یک ستون متصل می‌شوند، است. در واقع در این نقاط لنگر خمشی، تلاش کنترل شونده بر اساس تغییر مکان محسوب شده و ضریب ω برای قاب یک‌طرفه برابر ۱ است. مطابق پیشنهاد این محققان، ضریب تشدید لنگر از پای ستون از مقدار ۱ شروع شده و به صورت خطی افزایش می‌یابد تا در ارتفاعی معادل 0.3 ارتفاع سازه به مقادیر ω به دست آمده از روابط فوق می‌رسد. سپس به صورت یکنواخت در ارتفاع ادامه می‌یابد تا اینکه در یک طبقه پایین‌تر از طبقه آخر به $1/3$ و در طبقه آخر به ۱ می‌رسد.

پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) رابطه ضریب تشدید برش در ستون را به صورت مستقل از پریرود برابر با $1/3$ پیشنهاد دادند که در رابطه (۴) نشان داده شده است.

$$V_u = 1.3 \cdot V_E \quad (4)$$

در رابطه بالا V_E برش به دست آمده از آنالیز استاتیکی خطی و ω ضریب اضافه مقاومت است. ضریب $1/3$ نیز ضریب تشدید دینامیکی برای قاب‌های یک‌طرفه بوده و این ضریب در قاب‌های دو طرفه $1/6$ است (Paulay & Priestley, 1992).

آئین‌نامه بتن نیوزلند (NZS 3101-1, 2006) نیز رابطه مشابهی با رابطه (۱) را برای ضریب تشدید لنگر ارائه داده که تا حدود زیادی متأثر از تحقیقات پائولی و پرستلی بوده است (Paulay & Priestley, 1992). تفاوت اصلی در مقدار ضریب تشدید لنگر است که برای قاب‌های یک‌طرفه و دو طرفه به ترتیب برابر $1/69$ و $1/8$ ارائه شد. نکته جالب توجه اینکه با فرض حداقل ضریب اضافه مقاومت $\omega = 1/5$ برای قاب یک‌طرفه، مقدار لنگر ستون از رابطه (۱) حدود $2/5$ برابر مقدار لنگر حاصل از روش تحلیل استاتیکی افزایش می‌یابد. ضریب

قاب تحت ۱۱ رکورد زلزله، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در دو سطح زلزله‌ی طرح و حداکثر زلزله‌ی محتمل انجام می‌شود و حداکثر لنگر و برش ایجاد شده در ستون‌ها تعیین می‌گردد. در نهایت از نتایج این دو تحلیل، ضریب تشدید لنگر و برش ارائه می‌شود.

۲- مروری بر روابط ضریب تشدید دینامیکی در طراحی ستون‌های قاب خمشی بتن‌آرمه

چنانکه در بخش قبل اشاره شد، اثر مودهای بالاتر در افزایش تقاضای نیروی داخلی دیوارهای برشی بسیار شدید بوده و مطالعات گسترده‌ای نیز در این زمینه انجام شده است. از طرف دیگر این موضوع در قاب‌های خمشی تأثیر کمتری داشته و به همین دلیل نیز کمتر مورد مطالعه قرار گرفته است. با این حال تحقیقات انجام شده بر روی قاب‌های خمشی بیانگر تأثیر قابل توجه و غیر قابل اغماض اثر مودهای بالاتر در نیروی داخلی ستون‌ها است. در این بخش به منظور بررسی میزان تأثیر مودهای بالاتر در لنگر خمشی و نیروی برشی ستون‌های قاب خمشی، مروری بر روابط ارائه شده توسط محققین انجام شده است.

پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) مقدار تقاضای لنگر خمشی در ستون را مطابق رابطه‌ی (۱) پیشنهاد نمودند.

$$M_u = \omega \cdot M_E \quad (1)$$

که در آن M_E لنگر خمشی به دست آمده از آنالیز استاتیکی خطی، ω ضریب اضافه مقاومت و ω ضریب تشدید دینامیکی است. ضریب ω در قاب‌های یک‌طرفه و دو طرفه به ترتیب از روابط (۲) و (۳) به دست می‌آید.

$$1.3 \leq \omega = 0.6 T_1 + 0.85 \leq 1.8 \quad (2)$$

$$1.5 \leq \omega = 0.5 T_1 + 1.1 \leq 1.9 \quad (3)$$

که در روابط فوق، T_1 پریرود اصلی سازه می‌باشد. به‌عنوان نمونه ضریب ω برای قاب‌های یک‌طرفه با پریرود کمتر از 0.7 ثانیه از $1/3$ شروع و برای سازه‌های با پریرود بیش از $1/6$ ثانیه به $1/8$ می‌رسد. بنابراین پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) مقادیر قابل توجهی را برای تشدید لنگر ستون در نظر گرفته‌اند.

۳- اجزای تحلیل دینامیکی غیر خطی

۳-۱- مدل‌های ساختمانی

در این تحقیق از سه قاب خمشی طراحی و مدل‌سازی شده در مطالعات هسلتون (Haselton, 2006) به‌عنوان قاب‌های مرجع استفاده شد. البته با توجه به نیازهای این تحقیق، تغییراتی در مدل مرجع اعمال شد که در بخش بعدی توضیح داده می‌شود. در این تحقیق از سه مدل ساختمانی اداری ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحقیق هسلتون با شماره‌های شناسایی به ترتیب ۱۰۲۲، ۱۰۱۴ و ۱۰۲۱ استفاده شده است. پی‌یود مود اول ساختمان‌های ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۱/۸، ۲/۱۴ و ۲/۳۶ ثانیه است.

پلان تمام ساختمان‌ها یکسان بوده که در هر جهت شامل شش دهانه به طول ۶/۱ متر است. ارتفاع هر یک از طبقات ۴ متر و مقدار بار مرده (شامل دال تخت به ضخامت ۲۰ سانتی‌متر) و بار زنده به ترتیب ۸/۴ و ۲/۴ کیلونیوتن بر متر مربع می‌باشد.

تمام ساختمان‌ها مطابق آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی IBC2003 و ASCE7-02 و ACI 318-02 طراحی شده‌اند. مقاومت فشاری بتن $f'_c = 5 \text{ ksi}$ و تنش تسلیم فولاد $f_y = 60 \text{ ksi}$ در نظر گرفته شد. سازه‌ها برای منطقه با لرزه خیزی زیاد در شهر لس‌آنجلس و نوع خاک D طراحی شده‌اند. پارامترهای S_{MI} و S_{Ms} برای سایت مورد نظر به ترتیب ۱/۵ و ۰/۹ بوده و ضریب برش پایه برای قاب‌های خمشی بتن آرمه‌ی ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه به ترتیب ۰/۰۵، ۰/۰۴۴ g و ۰/۰۴۴ g محاسبه شده است.

۳-۲- مدل‌سازی غیر خطی

برای مدل‌سازی قاب خمشی از المان‌های خطی تیر و ستون ElasticBeamColumn با مفاصل پلاستیک در دو انتهای آنها استفاده شده است. رفتار غیر خطی در فنرهای چرخشی دو سر تیر و ستون متمرکز شده است. برای مدل‌سازی فنرهای چرخشی از ZeroLength Element استفاده شده که مدل رفتاری لنگر-چرخش فنرهای اصلاح شده کراوینکلر به آن

تشدید برش آئین‌نامه بتن نیوزلند نیز دقیقاً مشابه تحقیقات پائولی و پریستلی (Paulay & Priestley, 1992)، برابر ۱/۳ و ۱/۶ برای قاب‌های یک‌طرفه و دوطرفه ارائه شده است.

پریستلی و همکاران (Priestley et al., 2007) در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، با مطالعه‌ی اثر موده‌های بالاتر در ساختمان‌های ۲ تا ۲۰ رابطه (۵) را برای طراحی بر اساس ظرفیت خمشی ستون و رابطه (۶) را برای محاسبه‌ی ضریب تشدید لنگر ω_f پیشنهاد کردند.

$$\phi_f M_N \geq \phi^0 \omega_f M_E \quad (5)$$

$$\omega_{f,c} = 1.15 + 0.13(\mu^0 - 1) \quad (6)$$

که در روابط (۵) و (۶)، ضریب کاهش مقاومت ϕ_f برابر ۰/۹ و مقدار شکل‌پذیری سطح طراحی برابر با $\mu^0 = \mu / \phi^0 \geq 1$ فرض می‌شود. چنانکه ملاحظه می‌شود، ضریب تشدید لنگر ارائه شده توسط پریستلی و همکاران (Priestley et al., 2007) به شکل‌پذیری سازه وابسته است. به عبارت دیگر، با افزایش شدت زلزله و در نتیجه ورود بیشتر سازه به حوزه غیر خطی، لنگر ناشی از اثر موده‌های بالاتر در سازه افزایش می‌یابد. نکته قابل توجه دیگر این است که پروفیل ضریب تشدید در ارتفاع سازه در پای ستون طبقه اول از ۱ شروع شده و در بالای ستون این طبقه به مقدار رابطه (۶) می‌رسد. این مقدار به صورت ثابت تا ۰/۷۵ ارتفاع سازه ادامه پیدا می‌کند و در ۲۵ درصد انتهایی ارتفاع، به صورت خطی تا ۱ کاهش می‌یابد.

پریستلی و همکاران (Priestley et al., 2007) مقدار تشدید برش در ستون‌ها را نیز مطابق رابطه (۷) ارائه نمودند:

$$\phi_S V_N \geq \left(\phi^0 V_E + 0.1 \mu V_{E,base} \leq \frac{M_b^0 + M_t^0}{H_C} \right) \quad (7)$$

که در این رابطه ϕ^0 ، ضریب اضافه مقاومت V_E ، نیروی برشی ستون مورد نظر، $V_{E,base}$ برش ستون طبقه اول و μ شکل‌پذیری سطح طراحی است. در رابطه (۷)، حد بالای برش ستون ناشی از تشکیل مفصل پلاستیک در دو سر ستون با احتساب اثر اضافه مقاومت و H_C طول آزاد ستون است (Priestley et al., 2007).

۳-۳- رکوردهای انتخابی

برای انجام آنالیزهای تاریخچه زمانی، ۱۱ رکورد زلزله از دسته رکورد دور از گسل FEMA P-695 انتخاب گردید. رکوردهای انتخابی در جدول (۱) نشان داده شده است. ضرایب مقیاس رکوردهای زلزله (SF) با منطبق کردن طیف‌های شتاب زمین‌لرزه ($S_{aE}(T)$) در دوره‌ی تناوب اصلی سازه بر روی طیف شتاب طراحی ($S_{aD}(T)$) آیین‌نامه ASCE7-02 به صورت رابطه (۸) محاسبه می‌گردد.

لازم به توضیح است که جهت مقیاس کردن رکورد به سطح حداکثر زلزله محتمل (MCE)، مطابق آیین‌نامه ASCE7-02، طیف شتاب MCE، $1/5$ برابر طیف طرح (DBE) در نظر گرفته شده است.

$$SF = \frac{S_{aD}(T)}{S_{aE}(T)} \quad (8)$$

جدول (۱): مشخصات رکوردهای انتخابی.

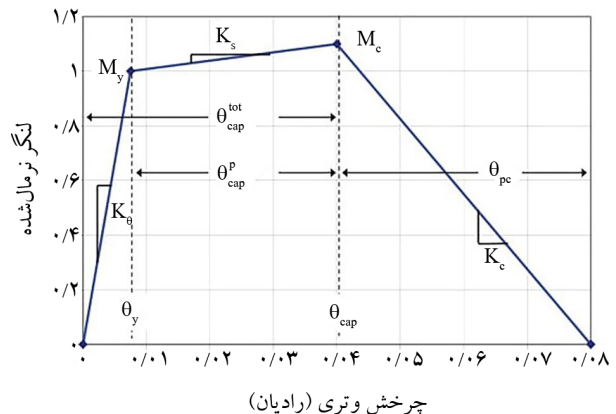
شماره رکورد	نام رکورد	ایستگاه	بزرگای M	فاصله R (کیلومتر)	نوع خاک
۱	نورثریج	Beverly Hills_Mulhol	۶/۷	۱۳/۳	D
۲	نورثریج	Canyon Country_WLC	۶/۷	۲۶/۵	D
۳	دوزجه، ترکیه	Bolu	۷/۱	۴۱/۳	D
۴	هکتورهاین	Hector	۷/۱	۲۶/۵	C
۵	ایمپریال ولی	El Centro Array #11	۶/۵	۲۹/۴	D
۶	کوبه، ژاپن	Nishi-Akashi	۶/۹	۸/۷	C
۷	کوبه، ژاپن	Shin-Osaka	۶/۹	۴۶	D
۸	لاندرز	Yermo Fire Station	۷/۳	۸۶	D
۹	لوماپریتا	Gilroy Array #3	۶/۹	۳۱/۴	D
۱۰	سوپرستیشن هیلز	El Centro Imp. Co.	۶/۵	۳۵/۸	D
۱۱	کاپ‌مندوسینو	Rio Dell Overpass	۷/۰	۲۲/۷	D

۴- ارائه و تفسیر نتایج

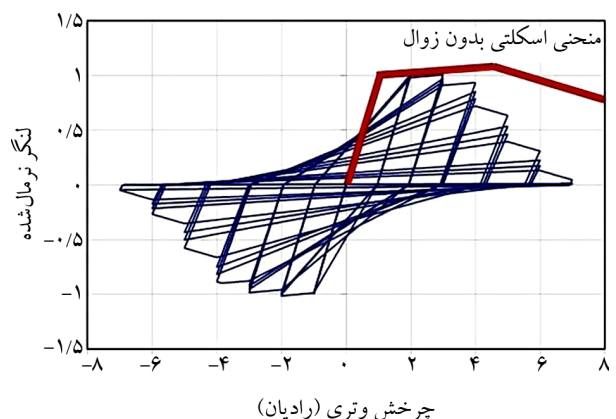
برای بررسی پاسخ لنگر و برش در ستون‌های قاب، بایستی سه مدل ساختمانی تحت ۱۱ رکورد زلزله انتخابی تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی شود. پس از انجام هر تحلیل، ماکزیمم لنگر و برش در طول مدت زلزله برای ستون‌های طبقات مختلف

تخصیص یافته است. مدل رفتاری مونوتونیک و چرخه‌ای مفاصل پلاستیک به ترتیب در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است. شایان ذکر است که برای مدل‌سازی اتصال تیر به ستون نیز Joint2D Element به کار رفته است و سختی برشی این المان نیز خطی فرض شده است.

هدف این تحقیق، تعیین میزان افزایش لنگر و برش ستون‌ها ناشی از رفتار دینامیکی است. در واقع، ستون باید برای این لنگرها و برش‌های تشدید یافته طراحی شود تا در حوزه خطی باقی بماند و از ایجاد مکانیسم نامطلوب جلوگیری شود. بدین منظور رفتار مفاصل پلاستیک ستون‌ها به حالت خطی تغییر یافته است تا لنگر و برش ستون آزادانه افزایش یابد. البته در مکانیسم مطلوب، مفصل در پای ستون طبقه اول و بالای ستون طبقه آخر تشکیل می‌شود که این مفاصل تغییر نیافته و همچنان غیرخطی مدل‌سازی می‌شود.



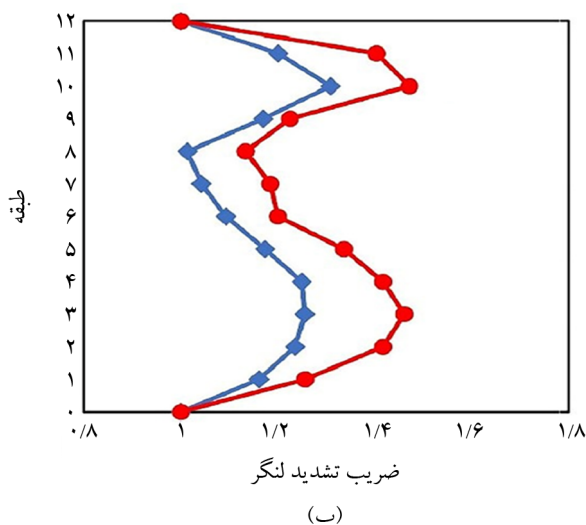
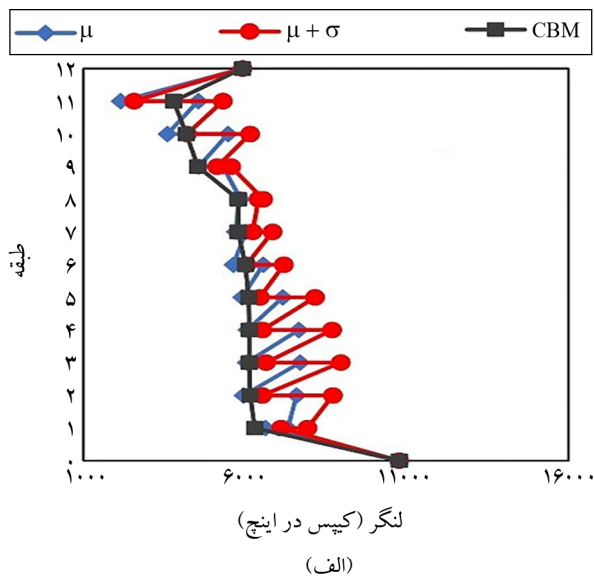
شکل (۱): منحنی اسکلتی مفاصل پلاستیک.



شکل (۲): مدل رفتاری چرخه‌ای مفاصل پلاستیک.

داده شده است. چنانکه در شکل (۳-الف) مشاهده می‌شود، مقادیر لنگر در بالا و پایین ستون تفاوت زیادی با یکدیگر دارد. این تفاوت در اثر تشکیل مفصل پلاستیک در پای سازه و جابجایی نقطه عطف از وسط ستون به سمت پایین می‌باشد که این موضوع با افزایش شدت زلزله، افزایش می‌یابد.

این افزایش لنگر در بالای ستون نسبت به پایین آن را می‌توان بر اساس تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب خمشی تحت بار جانبی تبیین نمود. بدین منظور بایستی فرآیند بارگذاری جانبی (پوش اور) و جذب لنگر ستون‌ها به صورت گام‌به‌گام مورد بررسی قرار گیرد.



شکل (۳): نمودار (الف) توزیع ماکزیمم لنگر خمشی، (ب) ضریب تشدید دینامیکی برای قاب ۱۲ طبقه.

تعیین می‌شود. از آنجایی که احتمال اشتباه در فرآیند تحلیل و پردازش داده‌ها وجود دارد؛ برنامه‌ای در نرم‌افزار MATLAB نوشته شد که نرم‌افزار OpenSees را جهت تحلیل دینامیکی غیرخطی فراخوانی نموده و نتایج تحلیل‌ها را پردازش و ارائه می‌نماید.

از آنجایی که نتایج تحلیل سازه‌ها تحت ۱۱ رکورد انتخابی دارای پراکندگی قابل توجهی خواهد بود، باید از یک شاخص آماری مناسب برای ارائه ضریب تشدید لنگر و برش استفاده کرد. بدین منظور مقادیر میانه پاسخ‌ها (μ) برای زلزله سطح طرح غیرمحافظه کارانه به نظر می‌رسد؛ چراکه حدود نیمی از داده‌های لنگر و برش بیشتر از میانه است. از طرف دیگر شاخص میانه به اضافه انحراف استاندارد ($\mu + \sigma$) را که با فرض تابع توزیع چگالی نرمال، ۸۴ درصد داده‌ها از آن کمتر است، می‌توان به عنوان یک معیار محافظه کارانه برای طراحی بر اساس ظرفیت در نظر گرفت. شاخص‌های μ و $\mu + \sigma$ در مقیاس لگاریتمی انجام شده است؛ یعنی ابتدا از کلیه داده‌ها لگاریتم طبیعی گرفته شده و سپس میانگین و انحراف استاندارد محاسبه شده و به مقیاس طبیعی بازگردانده شده است؛ بنابراین میانه داده‌ها (μ) همان میانگین هندسی آنها است.

در انتها لازم به توضیح است که معیارهای μ و $\mu + \sigma$ برای زلزله سطح MCE نیز محاسبه شده است. ولی از آنجایی که حداکثر زلزله محتمل، زلزله‌ای با احتمال فراگذشت ۲ درصد در ۵۰ سال است، به نظر می‌رسد که شاخص $\mu + \sigma$ بیش از حد نیاز محافظه کارانه بوده و بنابراین برای زلزله سطح MCE، نتایج شاخص میانه (μ) مورد توجه قرار گرفته است. نتایج در این بخش برای ستون‌های میانی قاب ارائه شده است.

۴-۱- ضریب تشدید لنگر خمشی

به منظور تعیین ضریب تشدید لنگر، مقادیر میانه (μ) و میانه به اضافه انحراف استاندارد ($\mu + \sigma$) بیشینه لنگر خمشی تحت ۱۱ رکورد انتخابی محاسبه شد. نمونه‌ای از این محاسبات برای ستون قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌ی سطح طرح در شکل (۳-الف) نشان

$$MAF = \frac{\max(M_{TH})}{M_{CBD}} \quad (9)$$

لازم به توضیح است که مطابق آیین‌نامه‌های طراحی، اگر این ضریب در قاب خمشی بتنی بیش از ۱/۲ باشد قابل قبول تلقی می‌شود. نمودار ضریب تشدید دینامیکی برای قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌ی سطح طرح در شکل (۳-ب) نشان داده شده است. چنانکه مشاهده می‌شود، مقدار ۱/۲ حتی برای میانه لنگرها هم غیر محافظه‌کارانه است.

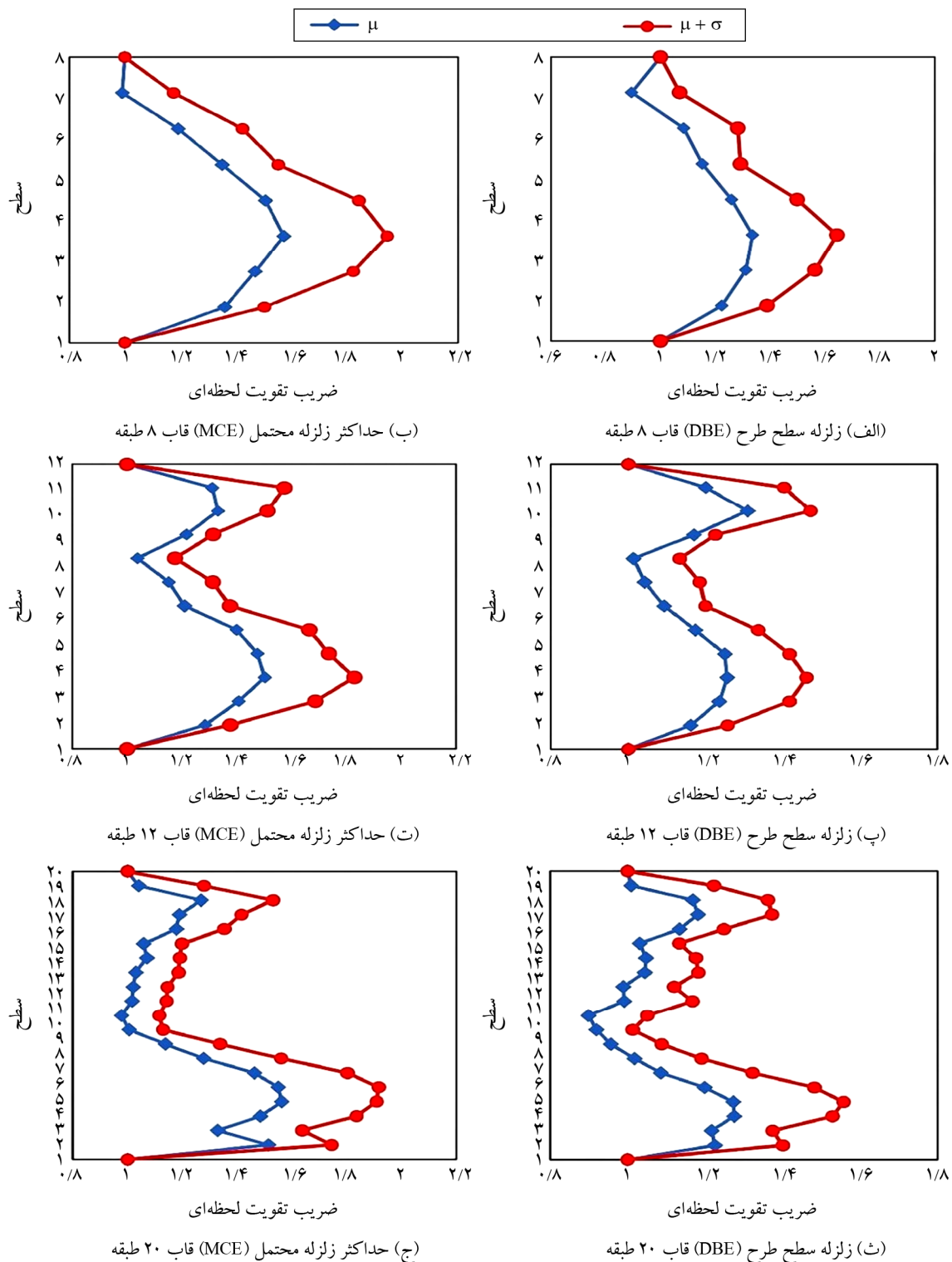
توزیع ضریب تشدید لنگر برای سه قاب خمشی ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه در دو سطح زلزله‌ی طرح (DBE) و زلزله‌ی حداکثر محتمل (MCE) در شکل (۴) نشان داده شده است.

چنانکه در شکل (۴) مشاهده می‌شود، مقادیر ضریب تشدید لنگر در بسیاری از موارد از ۱/۲ تجاوز می‌کند و بر اساس معیار $\mu + \sigma$ برای زلزله سطح طرح، این مقدار حدود ۱/۵ تا ۱/۶ به دست آمده که تا حدی کمتر از پیشنهاد پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) و آئین‌نامه بتن نیوزلند (NZS 3101-1, 2006) است؛ بنابراین با رعایت ضابطه فعلی ستون قوی-تیر ضعیف، همچنان احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در زلزله‌های سطح طرح (DBE) وجود دارد. این موضوع برای زلزله‌ی حداکثر محتمل بحرانی‌تر بوده و برای زلزله شدید یا سطح MCE، حتی میانه لنگر به حدود ۱/۶ می‌رسد و احتمال تشکیل مفصل در ستون بسیار زیاد است.

نکته جالب توجه دیگر نحوه توزیع ضریب تشدید لنگر در ارتفاع سازه است. مطابق توضیحات بخش ۲، پیشنهاد برخی از محققین کاهش ضریب تشدید در ۲۵ درصد بالایی یا ۳۰ درصد پایین ارتفاع سازه بوده است؛ اما چنانکه در شکل (۴-ث) و (۴-پ) مشاهده می‌شود، ضریب تشدید در قاب ۲۰ طبقه، در بالای ستون طبقه اول و در قاب ۱۲ طبقه در پایین ستون طبقه آخر به مقدار قابل توجهی می‌رسد؛ بنابراین پیشنهاد می‌شود که توزیع ضریب تشدید لنگر در ارتفاع، به جز در پای ستون طبقه اول و بالای ستون طبقه آخر که اجازه تشکیل مفصل پلاستیک داده شده است، به‌طور یکنواخت فرض شود.

با افزایش بار جانبی و تشکیل مفاصل پلاستیک در محل اتصال ستون به فونداسیون، سختی پای ستون تقریباً صفر می‌شود؛ بنابراین در گام‌های بعدی بارگذاری، فرآیند جذب لنگر در دو سر ستون طبقه همکف تغییر کرده و تنها لنگر بالای ستون افزایش می‌یابد و نقطه عطف به سمت پایین حرکت می‌کند. این موضوع در طبقات بالاتر هم اثرگذار است. چراکه با جابه‌جایی نقطه عطف ستون طبقه همکف، سختی گره پایینی در ستون طبقه فوقانی کاهش یافته و جابه‌جایی نقطه عطف به سمت پایین در این ستون نیز اتفاق می‌افتد. به عبارت دیگر، از معادله تعادل ستون نتیجه می‌گیریم که مجموع لنگرهای دو سر ستون برابر است با برش ستون ضربدر ارتفاع ستون. حال در یک برش معین، مجموع لنگرهای دو سر ستون معین بوده و نحوه توزیع آن در بالا و پایین ستون، بستگی به شرایط تکیه‌گاهی دو سر ستون دارد؛ بنابراین این موضوع را نمی‌توان به صورت مستقیم ناشی از اثر مودهای بالاتر تفسیر نمود و باید به باز توزیع لنگر ناشی از غیرخطی شدن سازه نسبت داده شود.

جهت اختصار از ارائه نمودارهای مشابه شکل (۳) برای هر سه مدل ساختمانی در هر دو سطح زلزله پرهیز شده است؛ اما روند مشابهی برای قاب‌های ۸ و ۲۰ طبقه نیز مشاهده می‌شود که در تطابق با نتایج مطالعات پتینگا و پرستلی (Pettinga & Priestley, 2005) است. در شکل (۳-الف) نمودار دیگری با عنوان CBM^2 نیز رسم شده است که نشان‌دهنده لنگر ستون بر اساس ظرفیت مفاصل پلاستیک تیر است. در واقع با فرض قرار گرفتن نقطه عطف در وسط ستون، مجموع لنگر پلاستیک تیرها در یک گره به‌طور مساوی بین ستون‌های بالا و پایین گره تقسیم شده است. به عبارت دیگر این روش مشابه روشی است که آیین‌نامه‌ها برای طراحی بر اساس ظرفیت خمشی ستون‌ها در ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف پیشنهاد می‌کنند. در این تحقیق، ضریب تشدید دینامیکی (MAF)^۳ مطابق رابطه (۹) به صورت نسبت لنگر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی به لنگر حاصل از ظرفیت تیرها (CBM) تعریف شده است.



شکل (۴): ضریب تشدید لنگر.

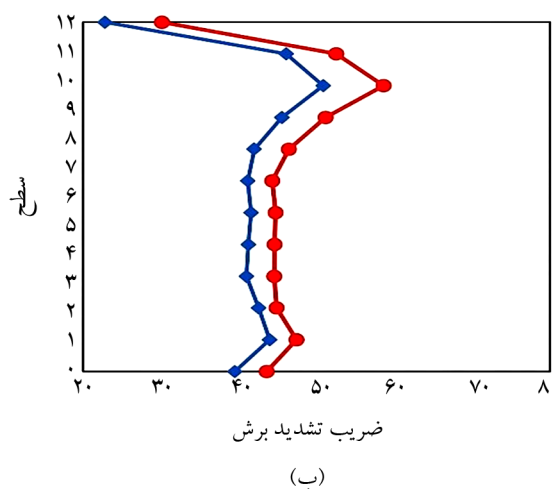
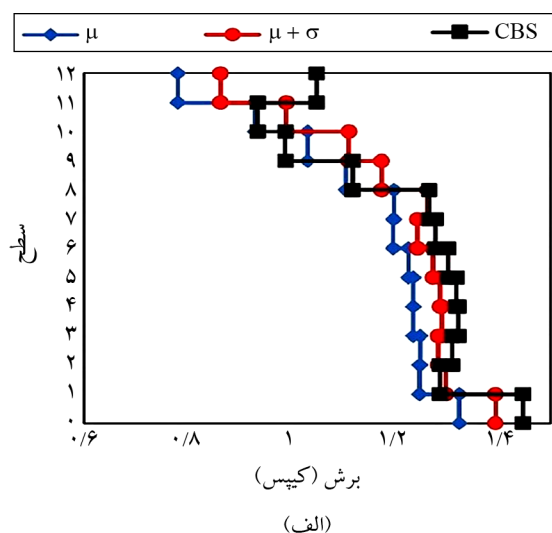
طرح (DBE) تا حد زیادی نزدیک به مقدار تشدید لنگر بر اساس معیار μ در سطح زلزله‌ی شدید (MCE) است. بر اساس هر یک از این شاخص‌های آماری مقدار ضریب تشدید حدود $1/5$ تا $1/6$ پیشنهاد می‌شود. مقادیر پیشنهادی توسط پائولی و

شکل (۵) مقادیر ماکزیمم ضریب تشدید لنگر را بر اساس معیارهای میانه (μ) و میانه به‌اضافه انحراف استاندارد ($\mu + \sigma$) در سه قاب ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه نشان می‌دهد. چنانکه در شکل مشاهده می‌شود مقدار تشدید لنگر بر اساس معیار $\mu + \sigma$ در سطح زلزله‌ی

شایان ذکر است که در طبقات بالای قاب ۱۲ طبقه، به علت کاهش مقاطع تیرها، مقدار برش ناشی از ظرفیت تیرها (CBS) کاهش یافته است. در محاسبه نمودار CBS، مقدار برش طبقه اول و طبقه آخر به دلیل تشکیل مفصل پلاستیک در ستون و استفاده از لنگر پلاستیک ستون به جای تیر مقادیر بزرگ‌تری را نسبت به سایر طبقات نشان می‌دهد.

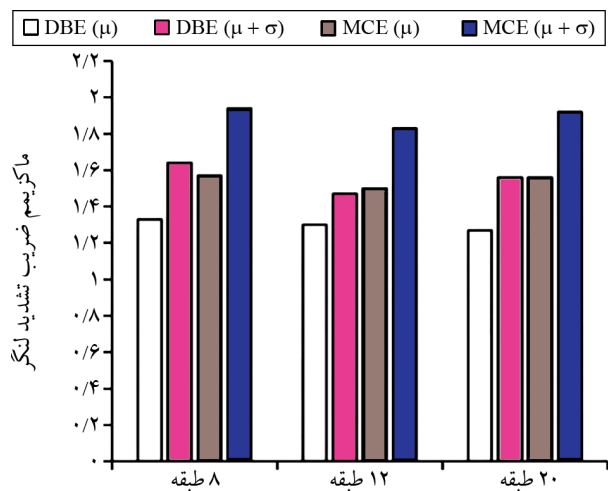
برای به دست آوردن ضریب تشدید برش (SAF)^۴، از نسبت ماکزیمم نیروی برشی تحلیل تاریخچه زمانی در طول مدت زلزله ($\max(V_{TH})$) به برش بر اساس ظرفیت تیرها (V_{CBS})، مطابق رابطه (۱۰) استفاده شده است.

$$SAF = \frac{\max(V_{TH})}{V_{CBS}} \quad (10)$$



شکل (۶): نمودار (الف) توزیع ماکزیمم برش و (ب) ضریب تشدید دینامیکی برای قاب ۱۲ طبقه.

پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) و آئین‌نامه بتن نیوزلند (NZS 3101-1, 2006) برای قاب‌های مورد مطالعه ۱/۸ و ۱/۷ بوده است که در مقایسه با نتایج این تحقیق کمی دست بالا به نظر می‌رسد و به عبارت دیگر محافظه کارانه است. علاوه بر این، مطابق شکل (۵)، ضریب تشدید لنگر به طور چشمگیری متأثر از شدت زلزله بوده و با افزایش شدت زلزله، افزایش می‌یابد. به طوری که افزایش شدت زلزله از سطح طرح به حداکثر زلزله محتمل موجب حدود ۲۰ درصد افزایش لنگر در ستون می‌شود.



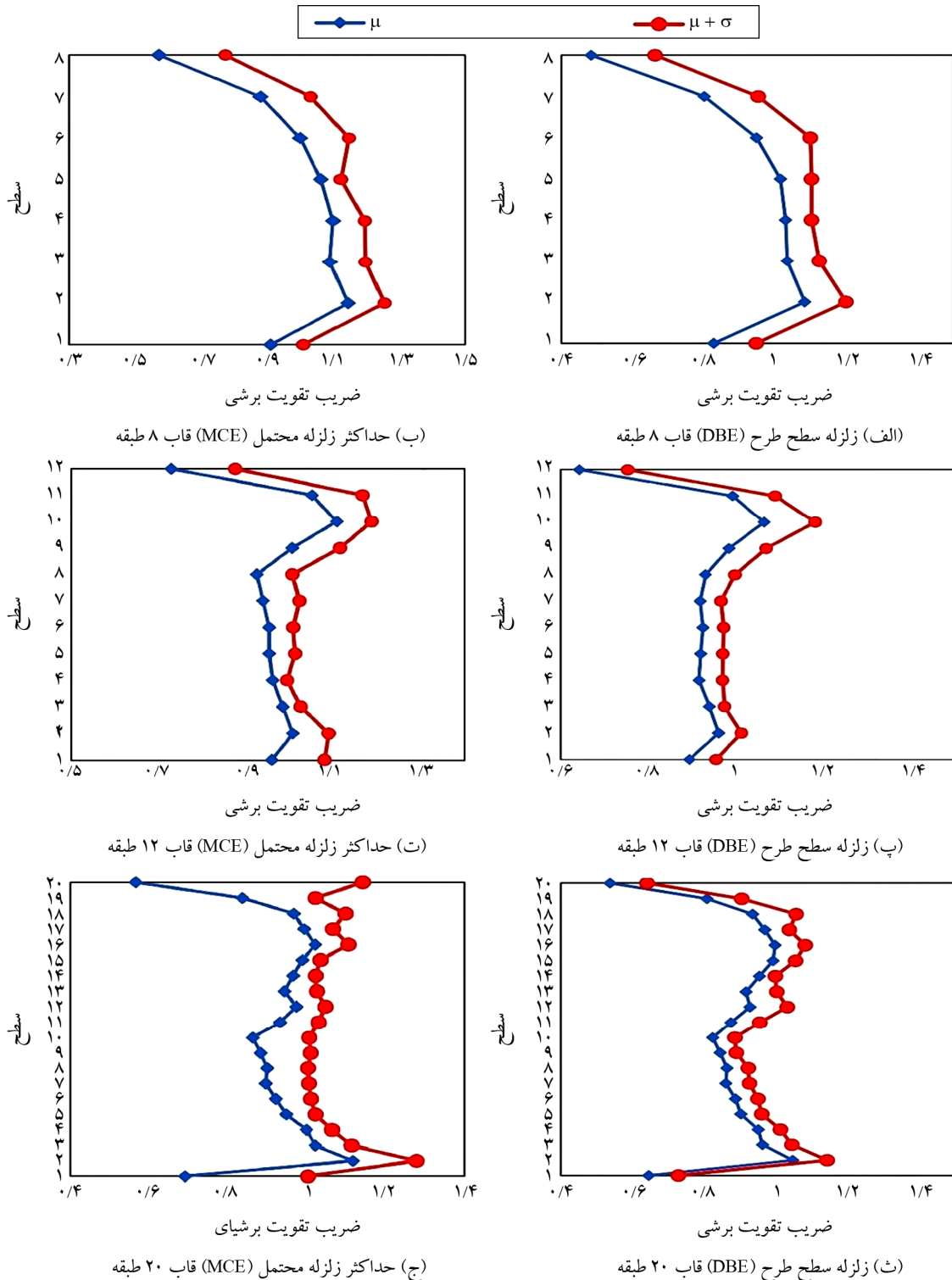
شکل (۵): ماکزیمم تشدید لنگر برای شدت زلزله معین.

۴-۲- ضریب تشدید نیروی برشی

برای محاسبه ضریب تشدید برش در ستون‌ها، ابتدا مقادیر میانه (μ) و میانه به اضافه انحراف استاندارد ($\mu + \sigma$) بیشینه نیروی برشی تحت ۱۱ رکورد انتخابی محاسبه شد. نمونه‌ای از این محاسبات برای ستون قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌ی سطح طرح در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. در این نمودار مانند نمودارهای لنگر خمشی، منحنی CBS نیز رسم شده است که مقدار برش ستون را بر اساس ظرفیت تیرها نشان می‌دهد؛ یعنی پس از تقسیم مجموع لنگر پلاستیک تیرها در یک گره به طور مساوی بین ستون‌های بالا و پایین گره، نیروی برشی ستون از معادله تعادل لنگر ستون به دست می‌آید. در واقع این روش مشابه روش طراحی بر اساس ظرفیت ستون آئین‌نامه‌ها است.

توزیع ضریب تشدید برش برای سه قاب خمشی ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه در دو سطح زلزله‌ی طرح (DBE) و زلزله‌ی حداکثر محتمل (MCE) در شکل (۷) نشان داده شده است. شکل (۷) توزیع ماکزیمم ضریب تشدید برش را در ارتفاع برای تمام قاب‌ها

ضریب تشدید برش برای ستون قاب ۱۲ طبقه تحت زلزله‌ی سطح طرح در شکل (۶-ب) نشان داده شده است. چنانکه در شکل (۶) مشاهده می‌شود، اثر مودهای بالاتر در تشدید برش ستون‌ها کمتر از تشدید لنگر است.



شکل (۷): ضریب تشدید برش.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش به منظور مطالعه تشدید لنگر و برش ستون در اثر مودهای بالاتر، سه قاب خمشی بتن‌آرمه ویژه ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه انتخاب شد. سپس سازه‌های مورد نظر تحت ۱۱ رکورد زلزله دور از گسل قرار گرفته و تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انجام شد. نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی در دو سطح زلزله‌ی طرح (DBE) و حداکثر زلزله‌ی محتمل (MCE) در ادامه خلاصه شده است.

- ضریب ۱/۲ که مطابق آیین‌نامه آمریکا در ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف جهت جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون توصیه می‌شود، بسیار دست پایین و غیر محافظه‌کارانه بوده و احتمال تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌های قاب خمشی حتی در زلزله سطح طرح بسیار زیاد است؛ بنابراین جهت نزدیک شدن به مکانیسم مطلوب و کاهش احتمال تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها، استفاده از ضریب تشدید دینامیکی در طراحی خمشی ستون‌ها توصیه می‌شود.

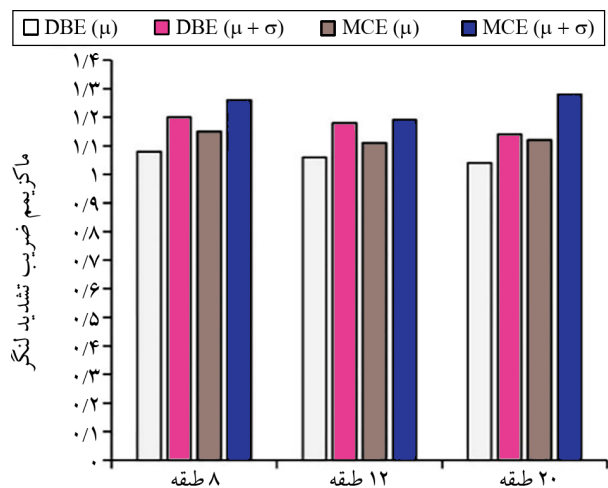
- بر اساس نتایج این تحقیق، ضرایب تشدید لنگر پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه نیوزلند و پائولی و پرستلی قابل قبول ولی تا حدی محافظه‌کارانه است.

- ضریب تشدید لنگر به‌طور چشمگیری متأثر از شدت زلزله بوده و با افزایش شدت زلزله، افزایش می‌یابد. به‌طوری‌که افزایش شدت زلزله از سطح طرح به حداکثر زلزله محتمل موجب حدود ۲۰ درصد افزایش لنگر در ستون می‌شود.

- علیرغم توصیه برخی از محققان مبنی بر کاهش ضریب تشدید زلزله در طبقات تحتانی و طبقات فوقانی ساختمان، نتایج تحلیل‌ها نشان می‌دهد که در بعضی موارد، ضریب تشدید لنگر در این طبقات قابل توجه بوده و بهتر است برای طراحی خمشی در ارتفاع ستون از ضریب تشدید یکنواخت در ارتفاع استفاده شود. البته در مفاصل پلاستیک عمده یعنی پای ستون طبقه اول و بالای ستون طبقه آخر، ضریب تشدید برابر ۱ است.

در دو سطح زلزله‌ی طرح و زلزله‌ی حداکثر نشان می‌دهد. چنانکه در شکل مشاهده می‌شود توزیع ضریب تشدید برش در ارتفاع سازه نظم خاصی را نشان نمی‌دهد و بهتر است مطابق پیشنهاد سایر محققان، برای مقاصد طراحی از یک ضریب تشدید یکسان در ارتفاع استفاده شود.

شکل (۸) مقادیر ماکزیمم ضریب تشدید برش را بر اساس معیارهای میانه (μ) و میانه به‌اضافه انحراف استاندارد ($\mu+\sigma$) در سه قاب ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه نشان می‌دهد. چنانکه در شکل مشاهده می‌شود مقدار ضریب تشدید برش بر اساس معیار $\mu+\sigma$ در سطح زلزله‌ی طرح (DBE) حدود ۱/۲ پیشنهاد می‌شود که نسبت به مقدار ۱/۳ پیشنهادی پائولی و پرستلی (Paulay & Priestley, 1992) و آیین‌نامه بتن نیوزلند (NZS 3101-1, 2006) کمی کوچک‌تر است.



شکل (۸): ماکزیمم تشدید برش برای شدت زلزله معین.

البته باید توجه داشت که نوع شکست برشی در ستون به مراتب فاجعه‌بارتر از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون است؛ بنابراین به نظر نویسندگان، استفاده از معیار $\mu+\sigma$ در حداکثر زلزله‌ی محتمل (MCE) که حدود ۱/۳ است برای مقاصد طراحی توجیه‌پذیر است. در انتها لازم به توضیح است که مقادیر ضریب تشدید برش به میزان کمتری متأثر از شدت زلزله بوده و با افزایش شدت زلزله از سطح طرح به حداکثر زلزله محتمل حداکثر ۱۰ درصد افزایش می‌یابد.

Safety of Modern Reinforced Concrete Moment Frame Buildings. Doctoral dissertation, Stanford University.

Kim, C.S., Park, H.G., & Truong, G.T. (2022). Column-to-beam flexural strength ratio for performance-based design of RC moment frames. *Journal of Building Engineering*, 46, 103645.

Lee, H.S. (1996). Revised rule for concept of strong-column weak-girder design. *Journal of Structural Engineering*, 122(4), 359-364.

Lin, X., Zhang, H., Chen, H., Chen, H., & Lin, J. (2015). Field investigation on severely damaged aseismic buildings in 2014 Ludian earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 14(1), 169-176.

Maosheng, G., Zhanxuan, Z., Jing, S., Riteng, H., & Yinan, Z. (2021). Influence of the column-to-beam flexural strength ratio on the failure mode of beam-column connections in RC frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 20(2), 441-452.

Medina, R.A., & Krawinkler, H. (2005). Strength demand issues relevant for the seismic design of moment-resisting frames. *Earthquake Spectra*, 21(2), 415-439.

Park, R., & Paulay, T. (1975). *Reinforced Concrete Structures*. John Wiley & Sons.

Paulay, T., & Priestley, M.N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings* (Vol. 768). Wiley, New York.

Pettinga, J.D., & Priestley, M.N. (2005). Dynamic behaviour of reinforced concrete frames designed with direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(spec02), 309-330.

Priestley M.J.N., Calvi G.M., Kowalsky M.J. (2007). *Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia.

Standards New Zealand (2006). *NZS 3101-1: Concrete Structures Standard: Part 1: the Design of Concrete Structures*.

Wongpakdee, N., & Leelataviwat, S. (2017). Influence of column strength and stiffness on the inelastic behavior of strong-column-weak-beam frames. *Journal of Structural Engineering*, 143(9), 04017124.

- بر اساس نتایج این مطالعه، ضریب تشدید برش ستون پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه نیوزلند و پائولی و پرستلی برای طراحی بر اساس ظرفیت مناسب می‌باشد. ضمناً مقادیر ضریب تشدید برش به میزان کمتری متأثر از شدت زلزله بوده و با افزایش شدت زلزله از سطح طرح به حداکثر زلزله محتمل حداکثر ۱۰ درصد افزایش می‌یابد.

- استفاده از روش استاتیکی معادل به همراه ضوابط طراحی بر اساس ظرفیت آیین‌نامه‌ای جهت تعیین مقادیر لنگر و برش در ستون‌های قاب خمشی بتن آرمه کافی نیست و بایستی برای در نظر گرفتن اثر دینامیکی ناشی از مودهای بالاتر، از ضریب تشدید دینامیکی نیز استفاده شود.

مراجع

Abdi, S., Khosravi, H., & Jafarieh, A.H. (2022). Seismic force demand on RC shear walls for direct displacement-based design. *Structural Concrete*, 23, 1508-1532.

Bondy, K.D. (1996). A more rational approach to capacity design of seismic moment frame columns. *Earthquake Spectra*, 12(3), 395-406.

Chen, H., Xie, Q., Dai, B., Zhang, H., & Chen, H. (2016). Seismic damage to structures in the M s6.5 Ludian earthquake. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 15(1), 173-186.

Choi, S. W., Kim, Y., Lee, J., Hong, K., & Park, H.S. (2013). Minimum column-to-beam strength ratios for beam-hinge mechanisms based on multi-objective seismic design. *Journal of Constructional Steel Research*, 88, 53-62.

Ghorbanzadeh, M., & Khoshnoudian, F. (2022). The effect of strong column-weak beam ratio on the collapse behaviour of reinforced concrete moment frames subjected to near-field earthquakes. *Journal of Earthquake Engineering*, 26(8), 4030-4053.

Gong, M., Lin, S., Sun, J., Li, S., Dai, J., & Xie, L. (2015). Seismic intensity map and typical structural damage of 2010 Ms 7.1 Yushu earthquake in China. *Natural Hazards*, 77(2), 847-866.

Haselton, C. B. (2006). *Assessing Seismic Collapse*

Zaghi, A.E., Soroushian, S., Itani, A., Manos Maragakis, E., Pekcan, G., & Mehrraoufi, M. (2015). Impact of column-to-beam strength ratio on the seismic response of steel MRFs. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 635-652.

واژه‌نامه

Strong Column-Weak Beam (SCWB)	۱- ستون قوی - تیر ضعیف
Capacity Based Moment (CBM)	۲- لنگر محاسبه شده براساس ظرفیت
Moment Amplification Factor (MAF)	۳- ضریب تشدید دینامیکی
Shear Amplification Factor (SAF)	۴- ضریب تشدید برش

Seismic Force Demand on Columns of RC Moment Frames due to Higher Mode Effects

Ali Shariati Moghadam¹, Horr Khosravi^{2*} and Seyedkomeil Hashemiheidari³

1. M.Sc. in Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran
2. Professor Associate in Earthquake and Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran, *Corresponding Author, email: khosravi@nit.ac.ir
3. Professor Assistant in Structural Engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

The capacity-based design is the main approach and the basic idea in the recent seismic design regulations. In moment frame systems, the desired mechanism is formed by the formation of plastic hinges at the two ends of the beams and the base of the first story column. To ensure preventing the formation of undesired mechanisms, the capacity design approach is used. For this purpose, the beam plastic moments are considered Displacement-Controlled (DC) actions, and the bending moments and shear forces in the columns (except the bending moment in the base of the first story column) are considered as Force-Controlled (FC) actions. Hence, these FC actions must be designed based on the capacity of DC actions and should remain linear during earthquakes. In order to prevent the formation of plastic hinges and shear failure in columns, two issues should be considered in the design: (1) design of columns on the basis of the bending moment capacity of the beam plastic hinges, and (2) taking dynamic amplification factor into account which is mainly due to the higher mode effects. Although the first issue has been considered in most of the design codes, but the dynamic amplification factor for column internal forces has only been considered in some of them. In this study, the higher mode effects were investigated in three reinforced concrete moment frames. For this purpose, three 8-, 12- and 20-story buildings, which were designed based on U.S. seismic design codes, were subjected to 11 earthquake records. The nonlinear time history analyzes were performed for both Design-Based Earthquake (DBE) and Maximum Credible Earthquake (MCE) levels.

The results of the analysis show that the higher mode effect significantly influences the column moment in the columns. Hence, satisfying the strong column-weak beam criterion using the coefficient of 1.2 and ignoring the dynamic amplification factor based on U.S. design code is significantly nonconservative and leads to the formation of plastic hinges in the columns even in DBE earthquakes. However, the New Zealand design code recommendations for moment amplification factor is usually conservative. There is a similar judgement for the U.S. and New Zealand design recommendations in the case of column shear forces. It should be noted that the amplification of column shear forces is generally less than the bending moments, but the column shear failure is brittle and may lead to progressive collapse and catastrophic failure of buildings. Therefore, the design recommendations for the shear dynamic amplification factor are very important and cannot be neglected. Based on the average plus the standard deviation index, the column bending moments amplified about 50% to 60% for DBE earthquakes. This increase for shear forces in the columns reaches about 20% that should be considered in the capacity design of columns. In summary, based on the limited analysis and models used, this study recommends 1.6 and 1.2 for moment and shear amplification factors, respectively. It is notable that the dynamic amplification factor is considerably influenced by the earthquake intensity. Hence, increasing the earthquake intensity from the Design-Based Earthquake (DBE) to the Maximum Credible Earthquake (MCE) levels increase the bending moment and shear force amplification factors about 20% and less than 10%, respectively. Despite some recommendations that decrease the dynamic amplification coefficient in the lower floors and upper floors of the building; the results of this study show that the amplification is significant at these stories. Therefore, a uniform dynamic amplification coefficient is recommended along the building height.

Keywords: Higher Mode Effect, Capacity-Based Design, RC Moment Frame, Dynamic Amplification Factor, Nonlinear Time History Analysis.