



بررسی تاثیر قرارگیری میانقابهای آجری بر پاسخ لرزه‌ای و ضریب رفتار قابهای بتنی

سید فرید قهاری^۱، آرمان فتحی زاده^۲، محمدتقی کاظمی^۳، محمدعلی قناد^۴

۴،۳،۱- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

۲- پژوهشکده علوم و فناوری نانو، دانشگاه صنعتی شریف

ghahari@gmail.com

خلاصه

در ساختمان‌ها به دلایل مختلف از جمله مسایل معماری و جداسازی فضاها، از میانقابها استفاده می‌گردد. اندرکنش دیوار با قاب موجب تغییر عملکرد لرزه‌ای سازه می‌شود. در این مقاله سعی شده است تا با انجام یک سری تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرارتجاعی بر روی تعدادی از قابهای خمشی بتنی که دارای الگوهای مختلفی از قرارگیری میانقاب آجری می‌باشند، تاثیر وجود میانقابهای آجری بر پاسخ لرزه‌ای سازه خصوصاً تاثیر میانقاب بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار گیرد. نتایج بدست آمده نشان می‌دهد که بسته به نوع شاخص موردنظر برای عملکرد سازه، یک الگوی خاص می‌تواند بهترین باشد. از سوی دیگر ضریب کاهش مقاومت ناشی از شکل‌پذیری نشان داد مقدار در نظر گرفته شده در آئین‌نامه ۲۸۰۰ گرچه مناسب است ولی در اکثر موارد درجهت اطمینان نمی‌باشد. همچنین ضرایب رفتار بدست آمده حاکی از آنست که اگر در طراحی قاب‌ها از جرم میانقاب صرف‌نظر گردد، مقدار ضریب رفتار بدست آمده بالاتر از مقدار ضریب رفتار قاب بدون میانقاب خواهد بود.

کلمات کلیدی: میانقاب آجری، قاب خمشی بتنی، پاسخ غیرارتجاعی، ضریب رفتار.

مقدمه

یکی از پارامترهای بااهمیت در کاهش دادن نیروهای طراحی در مقابل زلزله، ضریب رفتار ساختمانهاست. ارزیابی ضرائب توصیه شده در آئین‌نامه‌ها، که اصولاً مبنایی تجربی دارند، با بررسی عملکرد ساختمانهای ساخته شده بر اساس ضوابط آئین‌نامه‌ای در زلزله‌های واقعی انجام می‌پذیرد. اما در چنددهه اخیر بصورت موازی مطالعات تئوریک گسترده‌ای بر روی تعیین ضرائب رفتار ساختمانها انجام شده است. بر اساس این مطالعات عوامل اصلی موثر بر مقدار ضریب رفتار ساختمانها دو عامل ظرفیت شکل‌پذیری و مقاومت افزون سازه هستند. هر دوی این عوامل تا حد زیادی تابع فرهنگ ساخت و ساز محلی، مصالح بکاررفته و جزئیات اجرایی خاص آن منطقه است. بنابراین تعیین ضرائب رفتار ساختمانها می‌بایست با توجه به مجموعه این عوامل انجام پذیرد. میانقابهای آجری یکی از اجزای متداولی است که سالیان متمادی به عنوان جداکننده فضاهای داخلی سازه از آنها استفاده شده و هم‌اکنون نیز در بسیاری از کشورها استفاده می‌گردد. وجود چنین اجزایی و همچنین تماس آنها با اعضا باربر سازه نظیر تیرها و ستونها، موجب تغییر جرم، سختی و مقاومت سازه خواهد شد.

تلاشها در جهت تحلیل و طراحی قابهای دارای میانقاب از اواسط دهه ۵۰ میلادی به طور جدی آغاز گردید. اولین بار در سال ۱۹۶۱ ایده جایگزینی میانقاب با یک المان قطری فشاری معادل که از همان جنس و ضخامت میانقاب برخوردار بوده ولی دارای عرضی معادل یک سوم طول خودش می‌باشد، ارائه گردید [۱]. از آن پس تعیین رابطه‌ای جهت برآورد عرض این المان قطری معادل موضوع تحقیقات مختلفی قرارگرفت [۲،۳ و ۴]. در دهه ۸۰ مطالعات گسترده‌ای در زمینه عملکرد لرزه‌ای میانقابها انجام گرفت [۵]. با وجود مطالعات گسترده انجام شده همچنان نیاز به روشی مناسب برای مدلسازی و تعیین مدلی مناسب جهت برآورد رفتار دقیق نیرو-جایجایی به شدت احساس می‌گردد. در سال ۱۹۹۰، یک مدل الاستو-پلاستیک برای المان قطری جایگزین میانقاب، ارائه گردید که پارامترهای آن تابع میانقاب و اندرکنش قاب و میانقاب بود [۶]. نتایج حاصل از آزمایش قاب دارای

^۱ دانشجوی دکتری سازه و زلزله دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

^۲ دانشجوی دکتری پژوهشکده علوم و فن‌آوری نانو، دانشگاه صنعتی شریف

^۳ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

^۴ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف

میانقاب تحت بارگذاری چرخه‌ای، مقادیر نهایی مقاومت و تغییرشکل میانقاب را به همراه پارامترهای رفتار پسماند آن را مانند زوال سختی و مقاومت، ارائه نمود [۷]. در سال ۱۹۹۴، یک مدل محاسباتی برای رفتار چرخه‌ای نیرو-جابجایی میانقاب در داخل صفحه خود بر اساس عناصر کششی و فشاری پیشنهاد گردید [۸]. در این مدل، در هر جهت میانقاب بوسیله ترکیبی از ۳ المان غیرموازی (یکی قطری و دیگری غیرقطری) مدل شد. با این حال تحلیل میانقابها نیازمند تعیین هندسه و پارامترهای رفتار پسماند آنها توسط مبانی تحلیلی یا تجربی است.

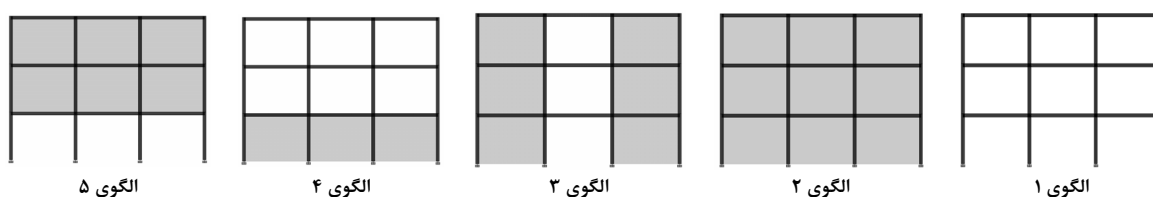
یکی از مهمترین تحقیقات اساسی در این زمینه در سال ۱۹۹۵ انجام گرفت [۹] و روشی بر پایه المان قطری معادل جهت تحلیل و طراحی قابهای فولادی و بتنی دارای میانقاب بتنی و آجری در داخل صفحه ابداع گردید. این روش بادر نظر گرفتن شکل‌پذیری محدود مواد میانقاب، رفتار الاستو-پلاستیک قاب دارای میانقاب را مدلسازی می‌نماید. ایراد عمده وارد به این روش آنست که تنها می‌تواند مقادیر مرزی طراحی را در نظر بگیرد. حال آنکه برای تحلیل تاریخچه زمانی یک سازه دارای میانقاب لازم است تا مدلی مشخص برای رفتار میانقاب وجود داشته باشد. بدین منظور یک مدل رفتاری مناسب برای این منظور در سال ۱۹۹۷ ارائه گردید [۱۱،۱۰]. این مدل توانایی در نظر گرفتن مواردی نظیر زوال سختی، کاهش مقاومت و همچنین لغزش را داشته و در نرم‌افزار IDARC بکارفته است [۱۲]. در این مقاله سعی می‌گردد تا با ایجاد مدلی برای سازه‌های متداول در ایران میزان و نحوه تاثیر میانقابهای آجری بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح خصوصاً ضرایب رفتار آنها بررسی گردد.

طراحی سازه

سازه مورد بررسی در این تحقیق، یک قاب ۳ طبقه ۳ دهانه بتن مسلح می‌باشد. قاب مذکور دارای طول دهانه ۴ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر بوده و به جهت آنکه هدف اصلی بررسی تاثیر میانقابهای آجری بر رفتار سازه‌های مهندسی می‌باشد، قاب مذکور بدون در نظر گرفتن وجود هرگونه میانقایی بر اساس آخرین استانداردهای موجود در ایران بارگذاری و طراحی شده است. برای بارگذاری لرزه‌ای سازه، از استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم استفاده شده است. پس از محاسبه بارهای وارد بر سازه، طراحی مطابق آئین‌نامه بتن ایران (آبا) انجام گرفته، جزئیات مربوط به شرایط شکل‌پذیری متوسط نیز رعایت گردیده و جهت سهولت محاسبات برای تمام ستونها از یک مشخصات طراحی استفاده شده است.

مدلسازی و تحلیل

برای انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرارتجاعی از نرم‌افزار IDARC V6.1 استفاده شده است. این برنامه از محدود نرم‌افزارهایی است که قابلیت در نظر گرفتن میانقابهای آجری را با در اختیار داشتن خواص میانقاب به صورت خودکار دارد. خاصیت مهم دیگر این نرم‌افزار در نظرگیری پلاستیسیته گسترده بوده که برای سازه‌های بتن مسلح به واقعیت نزدیکتر است. همانگونه که پیش از این نیز اشاره گردید، هدف اصلی در این مقاله بررسی میزان و نحوه تاثیر میانقابهای آجری بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتنی است. به همین سبب از میان الگوهای مختلف قرارگیری میانقابها در داخل قاب، ۵ الگوی مختلف در نظر گرفته شده است (شکل (۱)). طراحی تیرها و ستونهای سایر قابها نیز مانند قاب بدون میانقاب (الگوی ۱) بوده و از اثر میانقاب در طراحی همانطور که پیش از این نیز اشاره گردید صرف‌نظر شده است. اما در تحلیل‌های تاریخچه زمانی، جرم مربوط به میانقابها نیز به دقت در مکانهای مناسب افزوده شده است. میانقاب‌های مورد استفاده همگی دارای ضخامت یکسان ۲۲ سانتیمتر بوده و از آجر فشاری با مقاومت منشوری ۵۰ کیلوگرم بر سانتیمتر مربع تشکیل شده‌اند. میانقاب‌ها همگی کامل بوده و پدیده ستون کوتاه مدنظر قرار نداشته است. همچنین محاسبات با فرض مهار خارج از صفحه میانقابها انجام شده است.



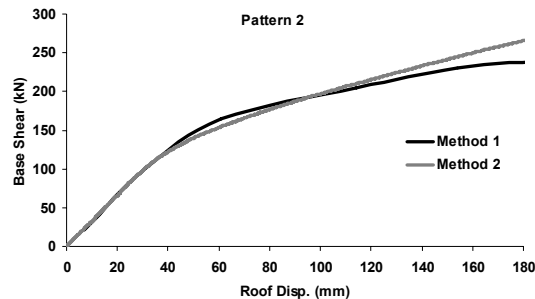
شکل ۱- الگوهای مختلف قرارگیری میانقاب

تعیین ظرفیت قابها

پیش از انجام هرگونه تحلیل دینامیکی، لازم است تا نمودار ظرفیت قابها تعیین شود. دو خطی نمودار ظرفیت، مقادیر برش تسلیم و جابجایی تسلیم طبقات و قاب را در اختیار ما قرار می‌دهد که در تعیین تقاضای شکل‌پذیری و ضریب رفتار مورد استفاده قرار خواهد گرفت. از آنجائیکه نرم‌افزار مورد استفاده توانایی وارد نمودن تاثیر میانقابها را در تحلیل استاتیکی غیرارتجاعی (پوش‌اور) ندارد، می‌توان از تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی با افزایش گام به گام بیشینه شتاب زمین برای تعیین ظرفیت قابها استفاده نمود. بدین صورت که با انجام هر بار تحلیل تاریخچه زمانی غیرارتجاعی، مقادیر برش و جابجایی بیشینه سازه ثبت می‌گردد. سپس این روند برای مقادیر مختلفی از بیشینه شتاب زمین انجام شده و در نهایت با استفاده از نقاط بیشینه پاسخ بدست آمده، ظرفیت سازه تعیین می‌گردد. اما به جهت زمان‌بر بودن این روش و همچنین هموار نبودن نمودار حاصل می‌توان از روش دیگری استفاده

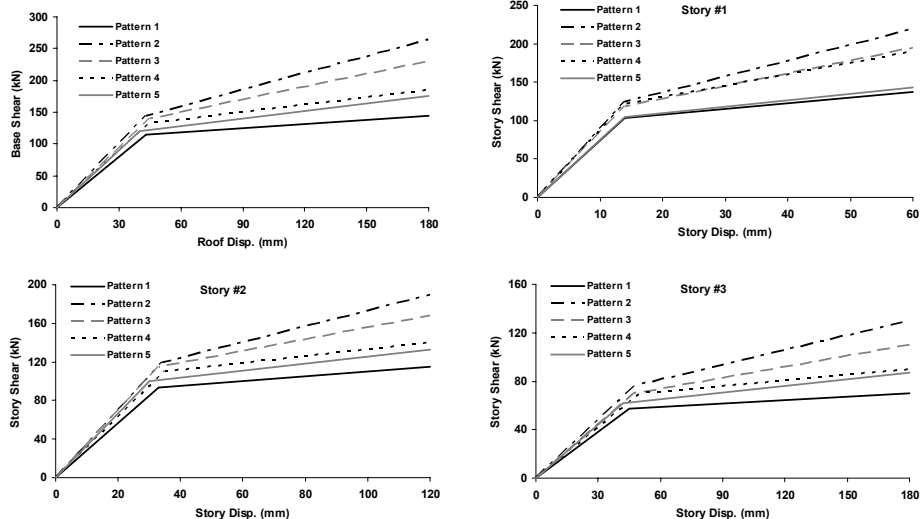


نمود. روش دیگری که می‌توان از آن به جای تحلیل پوش‌اور استفاده کرد، تحلیل دینامیکی با یک تحریک پایه افزایشنده (مثلی) است. بدین صورت که جرم طبقات را به صورت تجمعی به سازه وارد نموده و سپس تحریکی رمپ مانند به عنوان شتابنگاشت ورودی به آن اعمال می‌کنیم. شکل (۲) روش جدید را که به نام روش (۲) در نمودار مشخص شده است با آنچه پیش از این بیان شد (تعدادی تحلیل تاریخچه زمانی با افزایش گام به گام بیشینه شتاب زمین) و روش (۱) نامیده شده است مورد مقایسه قرار می‌دهد.



شکل ۲- مقایسه ظرفیت سازه با استفاده از نتایج روش گام به گام (روش اول) و تحریک مثلی (روش دوم).

همانگونه که بوضوح دیده می‌شود نتایج هر دو روش به خوبی بر هم منطبق بوده و بنابراین در ادامه از روش دوم در تعیین نمودار ظرفیت قابها استفاده شده است. برای محاسبه برش تسلیم پایه سازه، از دوخطی نمودن نمودار برش پایه- جابجایی بام استفاده می‌شود. اما به سبب آنکه علاوه بر برش پایه تسلیم سازه، مقدار برش تسلیم تک تک طبقات به همراه جابجایی و دریفت تسلیم آنها مدنظر است، نمودار دریفت- برش و جابجایی - برش برای همه طبقات الگوهای مختلف محاسبه شده و با دوخطی نمودن آنها مقادیر مورد نظر محاسبه می‌گردد. در شکل (۳) می‌توان مقایسه انجام شده بین ظرفیت الگوهای مختلف را در طبقات ۱ تا ۳ و همچنین ظرفیت کل قاب را برای الگوهای مختلف قرارگیری میانقابها مشاهده نمود. در نمودار اول (بالا و سمت چپ) که مربوط به ظرفیت کل قاب می‌باشد، همانطور که انتظار می‌رود الگوی شماره ۲ بالاترین ظرفیت و الگوی شماره ۱ کمترین ظرفیت را دارا می‌باشند. همانگونه که مشاهده می‌شود برای ظرفیت کلی سازه تفاوت چندانی میان الگوی ۴ و ۵ وجود ندارد. نکته قابل ذکر دیگر آنکه، تاثیر میانقاب‌های آجری بر سختی ثانویه قابها نسبت به سختی اولیه اندکی بیشتر است. نتایج مربوط به طبقات ۲ و ۳ (نمودارهای پایینی) از نتایج کل قاب تبعیت نموده است، حال آنکه در نمودار ظرفیت طبقه اول (بالا سمت راست) الگوی شماره ۵ بر الگوی ۱ و الگوی ۴ بر الگوی ۳ منطبق گشته است.



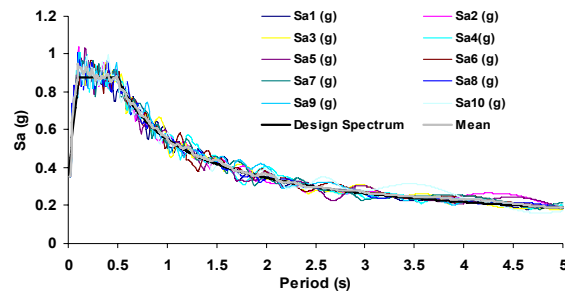
شکل ۳- مقایسه ظرفیت طبقات در الگوهای مختلف قرارگیری میانقاب آجری.

بررسی تاثیر میانقابها بر رفتار دینامیکی قابها

جهت بررسی رفتار دینامیکی غیرارتجاعی قاب‌های مورد مطالعه، تعداد ۱۰ شتابنگاشت منطبق بر طیف طرح سازه تولید شده است. در شکل (۴) نمودار طیف طرح مورد استفاده که همان طیف آئین‌نامه ۲۸۰۰ برای خاک نوع ۲ می‌باشد (بدون ضریب رفتار)، به همراه طیف پاسخ مربوط به ۱۰ رکورد

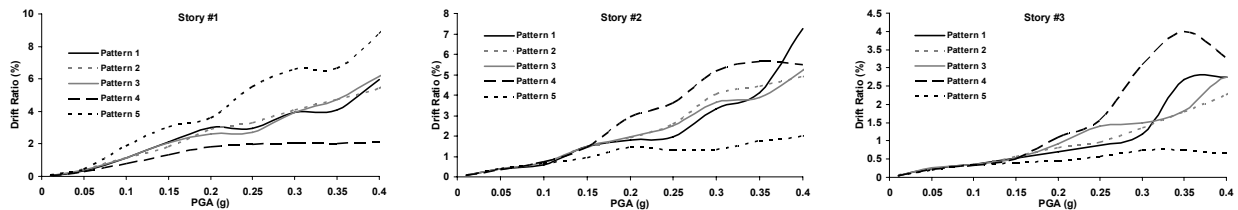


مصنوعی تولید شده و میانگین آنها آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود طیف‌های رکوردهای تولید شده به خوبی با طیف هدف هماهنگی داشته که نشان‌دهنده دقت تولید آنهاست.



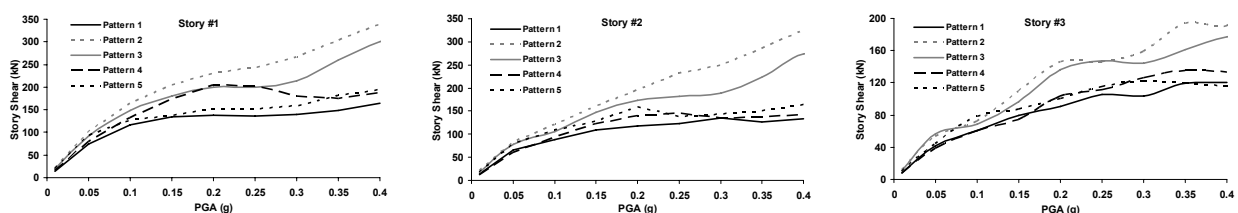
شکل ۴- طیف‌های پاسخ شتابنگاشت‌های مصنوعی در کنار طیف طرح.

رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها سبب می‌گردد تا پاسخ آنها تحت شدت‌های متفاوت زلزله، مختلف باشد. شکل (۵) مقادیر بیشینه دررفت طبقات مختلف را تحت مقادیر متفاوتی از شتاب بیشینه تحریک ورودی برای الگوهای قرارگیری میانقاب نشان می‌دهد. همانطور که قابل مشاهده است، برای طبقه اول، الگوی شماره ۴ که همان قرارگیری میانقاب فقط در طبقه اول است بهترین وضعیت را ایجاد نموده است حال آنکه الگوی ۵ باعث ایجاد طبقه نرم شده و مقدار دررفت را به شدت افزایش داده است. در الگوی دیگر تفاوتی در دررفت طبقه اول مشاهده نمی‌شود. در مورد طبقه دوم برای الگوهای ۱، ۲ و ۳ رفتار مشاهده شده مانند طبقه اول است ولی برای دو الگوی دیگر، نتایج نسبت به طبقه اول برعکس شده است. یعنی الگوی طبقه نرم کمترین دررفت و الگوی شماره ۴ بیشترین دررفت را ایجاد نموده است. طبقه سوم رفتاری مشابه طبقه دوم داشته ولی تا بیشینه شتاب حدود ۰/۱۵ شتاب گرانش، الگوهای مختلف تغییری در میزان دررفت نداده‌اند.

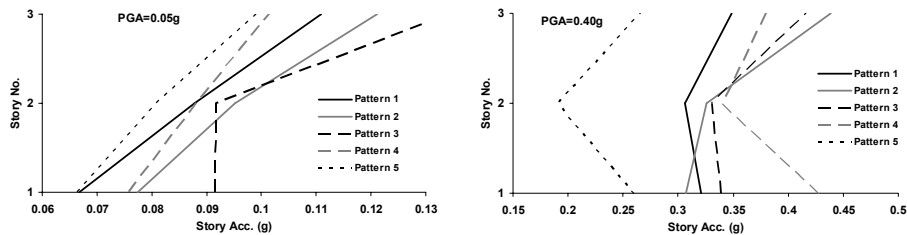


شکل ۵- بیشینه دررفت طبقات الگوهای مختلف تحت شتابنگاشت منطبق بر طیف با مقادیر افزاینده PGA.

شکل (۶) نمودارهای مشابه شکل (۵) را برای برش بیشینه طبقات ارائه می‌کند. در مورد برش طبقات بطور کلی برای هر سه طبقه می‌توان گفت قاب بدون میانقاب (الگوی ۱) کمترین برش و قاب پر از میانقاب (الگوی ۲) دارای بیشترین برش است. از میان الگوی باقیمانده، الگوی شماره ۳ برش بیشتری به سازه وارد ساخته و دو الگوی دیگر تقریباً رفتار یکسانی داشته‌اند. شکل (۷) تاثیر میانقاب بر شتاب مطلق طبقات را که به نوعی بیانگر نیروی اینرسی وارد بر هر طبقه می‌باشد، نشان می‌دهد. در این شکل توزیع بیشینه شتاب در ارتفاع سازه برای الگوهای مختلف قرارگیری میانقاب تحت دو سطح مختلف تحریک ورودی ارائه شده است. همانطور که قابل مشاهده است برای $PGA=0.05g$ که بیانگر رفتار ارتجاعی سازه است، به جز الگوی ۳ (وجود دو ستون میانقاب در طرفین قاب) در سایر الگوها توزیع شتاب مثلی می‌باشد. نکته مهم آنکه، کمترین شتاب در تمام طبقات مربوط به الگوی طبقه نرم است. این خاصیت با توجه به مفهوم جداگرهای لرزه‌ای پایه قابل توجیه می‌باشد. در نمودار مربوط به $PGA=0.4g$ که سازه‌ها همگی وارد محدوده غیرارتجاعی شده‌اند، الگوی ۵ فاصله خود را از سایرین افزایش داده بطوریکه شتاب بیشینه طبقه دوم در این الگو حدود ۰/۲ بوده در حالیکه در سایر الگوها حدود ۰/۳۲ می‌باشد.

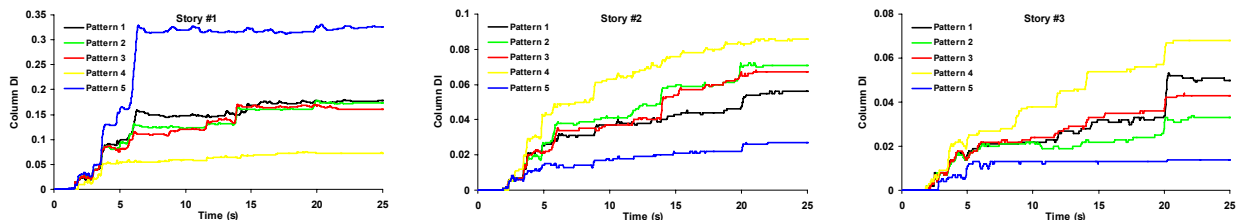


شکل ۶- بیشینه برش طبقات الگوهای مختلف تحت شتابنگاشت منطبق بر طیف با مقادیر افزاینده PGA.



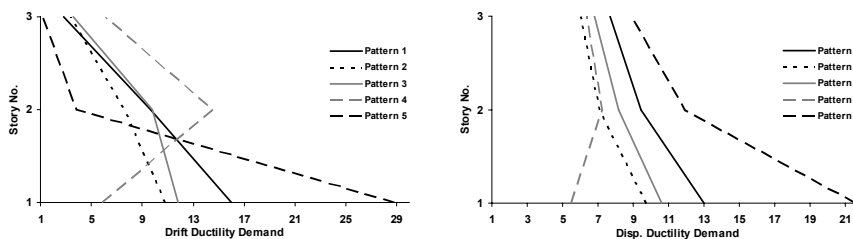
شکل ۷- توزیع بیشینه شتاب مطلق طبقات قابهای مختلف تحت دو سطح تحریک ورودی.

برای مشاهده تاثیر وجود میانقاب بر میزان خرابی در سازه، نمودار تاریخچه زمانی اندیس خرابی پارک و انگ اصلاح شده (۱۳) ستونهای طبقه اول، دوم و سوم قابهای مختلف تحت رکوردهای مورد استفاده و به ازای $PGA=0.35g$ در شکل (۸) آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد، در طبقه اول الگوی طبقه نرم خرابی بسیار زیادی را متحمل شده است، از سوی دیگر هر دو قاب بدون میانقاب و پر از میانقاب خرابی یکسانی را متحمل شده‌اند و کمترین میزان خرابی مربوط به الگوی شماره ۴ است که این امر به سبب تمرکز مقاومت و سختی در طبقه اول است. در طبقه دوم میزان خرابی الگوی شماره ۵ از کمتر از سایرین بوده حال آنکه الگوی شماره ۴ بالاترین میزان خرابی را داراست. از میان ۳ الگوی باقیمانده، قاب بدون میانقاب کمترین خرابی را داشته است. به سبب مشابهت قرارگیری میانقابها در طبقات دوم و سوم تحت الگوهای مختلف، خرابی ایجاد شده در طبقه سوم مشابه طبقه دوم بوده و تنها تفاوت موجود عملکرد بهتر الگوی شماره ۲ برای کاهش خرابی طبقه سوم می‌باشد.



شکل ۸- تاریخچه زمانی اندیس خرابی ستونهای طبقات مختلف سازه در الگوهای گوناگون قرارگیری میانقاب.

شکل (۹) شکل‌پذیری تحمیل شده بر قاب را بر اساس دررفت طبقات نشان می‌دهد. همانطور که انتظار می‌رود طبقه اول در الگوی طبقه نرم متحمل شکل‌پذیری بسیار زیادی (حدود ۲۸) شده است علاوه بر این شکل‌پذیری ایجاد شده در طبقات دوم و سوم قاب شماره ۴ نیز بیش از مقداری است که در قاب بدون میانقاب ایجاد می‌گردد. بنابراین با مقایسه نتایج می‌توان گفت پرکردن کامل قاب با میانقاب آجری یا حتی الامکان ایجاد دو ستون میانقاب در طرفین قاب می‌تواند شکل‌پذیری ایجاد شده در طبقات را کاهش دهد. مشابه همین نمودار را می‌توان با استفاده از مقادیر جابجایی به جای دررفت تولید نمود (نمودار سمت راست). همانگونه که ملاحظه می‌شود این نمودار نسبت به شکل‌پذیری بدست آمده از دررفت پیچیدگی کمتری داشته و از روند کلی تری برخوردار است. بدین صورت که به غیر از الگوی طبقه نرم، قرارگرفتن میانقاب باعث کاهش تقاضای شکل‌پذیری شده است. نکته قابل توجه آنکه برخلاف تصور الگوی شماره ۲ بالاترین عملکرد را نداشته و الگوی شماره ۳ در تمام طبقات کمترین شکل‌پذیری را ایجاد نموده است. یعنی توانسته تعادل مناسبی بین جرم، سختی و مقاومت افزوده شده به قاب ایجاد نماید.



شکل ۹- تقاضای شکل‌پذیری در طبقات قابها با الگوهای مختلف قرارگیری میانقاب.

تعیین ضریب رفتار قابها

گام نهایی تعیین ضریب رفتار متناظر هر قاب است. اصولاً سازه‌هایی که مطابق آئین‌نامه‌ها طراحی می‌شوند در هنگام زلزله‌های متوسط و شدید وارد مرحله رفتار غیرارتجاعی شده و متحمل تغییرشکل‌های بزرگی خواهند شد که می‌تواند به خرابی سازه منجر گردد. بنابراین یک راه حل برای تعیین عملکرد مناسب سازه در هنگام زلزله افزایش نیروهای طراحی برای کنترل میزان ورود سازه به محدوده غیرارتجاعی است. این افزایش مقاومت می‌تواند تا



جایی ادامه یابد که سازه در هنگام زلزله رفتاری کاملاً ارتجاعی داشته باشد. اما طراحی سازه برای چنین حالتی اقتصادی نیست. بنابراین با توجه به اینکه سازه‌ها قادر به تحمل حدی از تغییرشکل‌های غیرارتجاعی می‌باشند منطقی است که از این توانایی و از این ظرفیت به شکل مناسب استفاده شود. این موضوع در واقع با استفاده از ضرایبی نظیر K ، Q و R در آئین‌نامه‌های مختلف انجام می‌شود و نیروی ارتجاعی اسمی زلزله بوسیله این ضرایب کاهش می‌یابد. این موضوع در شکل (۱۰) نمایش داده شده است. در این شکل، V_e برش پایه اسمی زلزله در سازه دارای رفتار ارتجاعی است. V_d مقدار برش پایه طراحی است که بوسیله ضریب کاهش مقاومت که پیش از این اشاره شد کاهش یافته است. بنابراین ضریب کاهش مقاومت^۱ (ضریب رفتار) به صورت رابطه (۱) تعریف می‌شود.

$$R = V_e / V_d \quad (1)$$

اما همانگونه که در شکل نیز مشخص است بواسطه تعدد المانها و همچنین مقاومت بیشتری که به سبب در نظر گرفتن ضرایب اطمینان و تیپ‌بندی اعضا وجود دارد، سازه عملاً مقاومتری بیش از V_d داشته که برابر V_y می‌باشد. بنابراین میزان کاهش مقاومت را که فقط ناشی از شکل‌پذیری سازه می‌باشد و در این مقاله از آن به نام ضریب شکل‌پذیری^۲ نام‌برده می‌شود به صورت زیر تعریف می‌گردد:

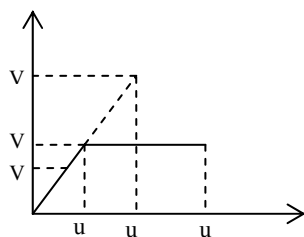
$$R_\mu = V_e / V_y \quad (2)$$

ضریبی که مقاومت تسلیم سازه را به مقاومت طراحی مرتبط می‌نماید همان ضریب اضافه ظرفیت^۳ یا مقاومت افزون بوده و به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شود:

$$R_s = V_y / V_d \quad (3)$$

با توجه به مطالب ذکر شده ضریب کاهش مقاومت که در حالت کلی آنرا ضریب رفتار می‌نامند مطابق رابطه (۴) بیان می‌گردد:

$$R = R_\mu \times R_s \quad (4)$$



شکل ۱۰- نمودار شماتیک رفتار سازه.

بنابراین جهت تعیین ضریب رفتار قابهای دارای الگوهای مختلف ابتدا لازم است تا ضرایب اضافه ظرفیت و شکل‌پذیری تعیین گردند. با استفاده از نتایج تحلیل استاتیکی غیرارتجاعی (پوش‌اور)، بر اساس رابطه (۳) مقاومت افزون قابها به صورت جدول (۱) محاسبه می‌شوند.

جدول ۱- مراحل محاسبه ضریب مقاومت افزون (نیروها بر حسب kN می‌باشند).

الگوی اول	الگوی دوم	الگوی سوم	الگوی چهارم	الگوی پنجم	
۱۴۲	۱۴۲	۱۴۲	۱۴۲	۱۴۲	برش طراحی
۱۱۵	۱۴۵	۱۴۰	۱۳۳	۱۲۰	برش تسلیم
۰/۸۱	۱/۰۲	۰/۹۹	۰/۹۴	۰/۸۵	مقاومت‌افزون

جدول فوق چند نکته مهم را نشان می‌دهد:

- ۱- به دلیل آنکه بارگذاری و طراحی اولیه بر اساس قاب ۱ انجام شده است، نیروی برش طراحی در تمام الگوها یکسان است.
- ۲- همانگونه که مشاهده می‌شود مقاومت تسلیم طبقات اول از میزان برش طراحی کمتر شده است که این موضوع به سبب تیپ‌بندی یکسان ستونها و در نتیجه مقداری ضعیف‌تر شدن ستونهای طبقه اول بوده است.

¹ Strength Reduction Factor

² Ductility Factor

³ Over Strength Factor



پس از تعیین ضریب مقاومت افزون نوبت به تعیین ضریب شکل‌پذیری می‌رسد. برای این منظور لازم است سازه به صورت ارتجاعی تحت رکورد منطبق با طیف تحلیل شود. برای این کار مقدار PGA ۱۰ رکورد مصنوعی به عدد ۰/۰۱ مقیاس شده و مقادیر برش بیشینه طبقات تعیین گردیده و سپس در ضریب ۳۵ ضرب می‌گردد. با میانگین‌گیری از نتایج حاصل از ۱۰ رکورد، مقدار برش بیشینه طبقات در حالت ارتجاعی بدست می‌آید. جدول (۲) این نتایج را به همراه محاسبه ضریب شکل‌پذیری ارائه می‌کند. برای آنکه بتوان از ضریب شکل‌پذیری قاب که به صورت حاصل تقسیم برش ارتجاعی بیشینه طبقه اول بر برش تسلیم قاب آمده است، برای محاسبه ضریب رفتار استفاده نمود لازم است تا ضریبی که بیانگر درجات نامعینی سازه می‌باشد در آن ضرب نمود. برای این ضریب روابط مختلفی پیشنهاد شده است. با استفاده از رابطه پیشنهاد شده در مرجع [۱۴] که بصورت $N^{-0.26}$ (N تعداد طبقات) می‌باشد، ضریب شکل‌پذیری بدست آمده برای قاب را بر ۰/۷۵ تقسیم می‌نماییم. همانگونه که از اعداد ردیف انتهایی جدول (۲) مشاهده می‌شود، در صورت فرض برابری برش تسلیم با برش طراحی (۱ فرض نمودن ضریب مقاومت افزون) این مقادیر به عدد ۷ که برای قاب خمشی بتنی متوسط در آئین‌نامه ۲۸۰۰ پیشنهاد شده است و قاب اصلی بر اساس آن طراحی شده است بسیار نزدیک می‌باشد. مشاهده این مقادیر نتایج مهمی را دربردارد:

- ۱- افزودن میانقاب آجری به سبب آنکه مقاومت سازه را بالا می‌برد صرفاً موجب کاهش ضریب شکل‌پذیری تحمیلی نشده است زیرا ممکن است به جهت افزایش جرم و همچنین سختی سازه، میزان نیروی ارتجاعی وارد به سازه نیز افزایش یافته و سبب افزایش ضریب شکل‌پذیری تحمیلی گردد. این موضوع را می‌توان به وضوح در مورد قاب شماره ۲ نسبت به قاب شماره ۱ مشاهده نمود.
 - ۲- تعریف کنونی ضریب شکل‌پذیری بیش از همه به مقاومت طبقه اول وابسته است. این موضوع سبب می‌شود تا الگوهایی مانند الگوی شماره ۴ که دارای تمرکز مقاومت در طبقه اول است کمترین ضریب شکل‌پذیری تحمیلی را از خود نشان دهد و یا الگوی شماره ۵ به سبب ضعف طبقه اول بالاترین مقدار را داشته باشد. عدم توجه به این موضوع به هنگام طراحی می‌تواند در مواردی موجب بروز خطراتی گردد.
- با ضرب ضرایب بدست آمده در جداول (۱) و (۲) مقدار ضریب رفتار (ضریب کاهش مقاومت) به صورت جدول (۳) محاسبه می‌شود. به جهت آنکه برش طراحی در تمام قابها یکسان بوده است، مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار نشان دهنده میزان نیروی وارد بر هر یک از قابها می‌باشد. بنابراین ضریب بدست آمده برای الگوی ۲ و ۵ دارای بالاترین مقدار بوده و الگوهای ۱ و ۴ بهترین عملکرد را داشته‌اند. مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار نشان دهنده آنست که چون نیروی طراحی بر اساس الگوی ۱ (بدون میانقاب) تعیین شده است و نیروی ارتجاعی با در نظر گرفتن میانقاب، جرم اضافه شده میانقابها سبب شده که در تمام موارد افزودن میانقاب باعث افزایش ضریب رفتار تحمیلی و بدتر شدن وضعیت سازه شود. بنابراین لازم است همواره در طراحی سازه‌ها تمامی اثرات میانقابها در نظر گرفته شود.

جدول ۲- مراحل محاسبه ضریب شکل‌پذیری (نیروها بر حسب kN می‌باشند).

الگوی اول	الگوی دوم	الگوی سوم	الگوی چهارم	الگوی پنجم	
۵۴۱	۷۳۴	۶۷۰	۵۹۵	۶۷۷	برش ارتجاعی
۱۱۵	۱۴۵	۱۴۰	۱۳۳	۱۲۰	برش تسلیم
۴/۷۰	۵/۰۶	۴/۷۸	۴/۴۷	۵/۶۴	ضریب شکل‌پذیری
۶/۲۷	۶/۷۵	۶/۳۷	۵/۸۶	۷/۵۲	ضریب شکل‌پذیری (اصلاح شده)

جدول ۳- مراحل محاسبه ضریب رفتار (نیروها بر حسب kN می‌باشند).

الگوی اول	الگوی دوم	الگوی سوم	الگوی چهارم	الگوی پنجم	
۰/۸۱	۱/۰۲	۰/۹۹	۰/۹۴	۰/۸۵	مقاومت افزون
۶/۲۷	۶/۷۵	۶/۳۷	۵/۸۶	۷/۵۲	ضریب شکل‌پذیری
۵/۰۸	۶/۸۸	۶/۳۱	۵/۵۱	۶/۳۹	ضریب رفتار قاب

نتیجه‌گیری

در این مقاله با بررسی ۵ قاب بتنی خمشی که هریک شامل الگوی خاصی از قرارگیری میانقاب می‌باشند، میزان و نحوه عملکرد میانقاب‌های آجری بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها مورد مطالعه قرار گرفت. محاسبه ضریب‌پذیری تحمیلی بر اساس دریافت نشان داد که طبقه اول در الگوی طبقه نرم متحمل شکل‌پذیری بسیار زیادی (حدود ۲۸) شده است علاوه بر این شکل‌پذیری ایجاد شده در طبقات دوم و سوم قاب شماره ۴ نیز بیش از مقداری است که در قاب بدون میانقاب ایجاد می‌گردد. بنابراین با مقایسه نتایج می‌توان گفت پرکردن کامل قاب با میانقاب آجری یا حتی‌الامکان ایجاد دو ستون میانقاب در طرفین قاب می‌تواند شکل‌پذیری ایجاد شده در طبقات را کاهش دهد. در صورتی که جابجایی طبقه معیار شکل‌پذیری باشد، مشاهده می‌شود که به



غیر از الگوی طبقه نرم، قرار گرفتن میانقاب باعث کاهش تقاضای شکل‌پذیری شده است. نکته قابل توجه آنکه برخلاف تصور الگوی شماره ۲ بالاترین عملکرد را نداشته و الگوی شماره ۳ در تمام طبقات کمترین شکل‌پذیری تحمیلی را ایجاد نموده است. نتایج مربوط به ضریب شکل‌پذیری نشان داد مقدار پیشنهاد شده در آئین‌نامه ۲۸۰۰ با مقادیر بدست آمده از تحلیل غیرارتجاعی قاب‌ها همخوانی مناسبی دارد و البته به جز الگوی طبقه نرم در سایر موارد مقدار موجود در آئین‌نامه در جهت اطمینان نمی‌باشد. همچنین افزودن میانقاب آجری به سبب آنکه مقاومت سازه را بالا می‌برد صرفاً موجب کاهش ضریب شکل‌پذیری تحمیلی نمی‌شود زیرا ممکن است به جهت افزایش جرم و همچنین سختی سازه، میزان نیروی ارتجاعی وارد به سازه نیز افزایش یافته و سبب افزایش ضریب شکل‌پذیری تحمیلی گردد. این موضوع را می‌توان به وضوح در مورد قاب شماره ۲ نسبت به قاب شماره ۱ مشاهده نمود. مقادیر بدست آمده برای ضریب رفتار نشان دهنده آنست که چون نیروی طراحی بر اساس الگوی ۱ (بدون میانقاب) تعیین شده است و نیروی ارتجاعی بر اساس وجود میانقاب، جرم اضافه شده میانقاب‌ها سبب گشته که در تمام موارد افزودن میانقاب باعث افزایش ضریب رفتار تحمیلی و بدتر شدن وضعیت سازه شود. بنابراین لازم است همواره در طراحی سازه‌ها تمامی اثرات میانقاب‌ها در نظر گرفته شود.

تشکر و قدردانی

در پایان لازم است از کمکهای جناب آقای دکتر بخشی استادیار محترم دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شریف و همچنین آقایان محمدرضا تابش پور دانشجوی دوره دکترای دانشگاه صنعتی شریف، کیان کریمی دانشجوی دوره دکترای دانشگاه مک‌مستر کانادا و مجتبی محصولی دانشجوی دوره دکترای دانشگاه یوبی‌سی کانادا تشکر و قدردانی گردد.

مراجع

1. Holmes, M., (1961). "Steel frames with Brickwork and concrete infilling." Proc., Instn. of Civil Engineers, London, England, Part 2, Vol. 19, 473-478.
2. Stafford Smith, B., and Carter, C., (1969). "A method of analysis for infill frames." Proc., Instn. of Civil Engineers, London, England, Vol. 44, 31-48.
3. Mainstone, R. J., (1971). "On the stiffness and strength of infilled frames." Proc., Supplement (IV), Paper 7360S, Trans. Of Instn. of Civil Engineers, London, England.
4. Mainstone, R. J., (1974). "Supplementary note on the stiffness and strength of infilled frames." Current Paper CP13/74, Build. Res. Establishment, London, England.
5. Moghaddam, H., and Dowling, P.J., (1987). "The state of art in infilled frames." ESEE Res. Rep. No. 87-2, Civil Engineering Department, Imperial College, London, England.
6. Zarnic, R., (1990). "Masonry-infilled reinforced concrete frames as subassemblies of earthquake-resistant buildings." Earthquake Damage Evaluation and Vulnerability Analysis of Building Structures, A. Koridze, ed., OMEGA Scientific, Wallingford, Oxon, U.K., 79-100.
7. Mander, J.B., Nair, B., Wojtkowski, K., and Ma, J., (1993). "Experimental study on the seismic performance of brick-infilled steel frames with and without retrofit." Tech. Rep. NCEER-93-0001, Nat. Ctr. For Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, N.Y.
8. Mander, J.B., and Nair, B., (1994). "Seismic resistance of brick-infilled steel frames with and without retrofit." The Masonry J., 12(2), 24-37.
9. Saneinejad, A., and Hobbs, B., (1995). "Inelastic design of infilled frames." Journal of Structural Engineering, ASCE, 121(4), 634-650.
10. Reinhorn, A.M., Madan, A., Valles, R.E., Reichman, Y., and Mander, J.B., (1995). "Modeling of masonry infill panels for structural analysis." Tech. Rep. NCEER-95-0018, Nat. Ctr. Of Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, N.Y.
11. Madan, A., Reinhorn, A.M., Mander, J.B., Valles, R.E., (1997). "Modeling of masonry infill panels for structural analysis." Journal of Structural Engineering, Vol. 123, No. 10, Paper No. 13418.
12. Valles, R.E., Reinhorn, A.M., Kunnath, S.K., Li, C., and Madan, A., (1996). "IDARC2D version 4.0 – a program for the inelastic damage analysis of buildings." Tech. Rep. NCEER-96-0010, Nat. Ctr. For Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, N.Y.
13. Reinhorn, A.M., and Valles, R.E., (1995). "Damage evaluation in inelastic response of structures: a deterministic approach." Tech. Rep. NCEER-95-xxxx, Nat. Ctr. For Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, N.Y.
14. Moghaddam, H., and Mohammadi, R.K., (2000). "Ductility reduction factor of MDOF shear-building structures." Journal of Earthquake Engineering, Vol. 5, No. 1, 1-16.