بررسی اثرمیانقاب بر پاسخ سازه در خرابی پیش‌رونده

مجید محمدی
استادیار، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران
m.mohammadigh@iiees.ac.ir

ناهید اینانلو
دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله ، تهران، ایران
n.inanloo@iiees.ac.ir

کلید واژه‌ها: *خرابی پیشرونده، میانقاب، بازشو، تحلیل غیر خطی*

چکیده

در سال های اخیر بدلیل وقوع حملات تروریستی، بررسی پتانسیل خرابی پیشرونده، در سازه های موجود و سازه های در فاز طراحی، ضروری به نظر می‌رسد. خرابی پیشرونده وضعیتی است که در آن بروز خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای، منجر به شکست اعضای مجاور و نهایتاً خرابی کل سازه می‌گردد. بررسی اثر میانقاب ها بر خرابی پیشرونده به‌تازگی مطرح شده است. از آنجایی‌که میانقاب تأثیر به سزایی در پاسخ سازه تحت بار جانبی دارد و باعث افزایش سختی و مقاومت سازه می‌گردد، لازم است تاثیر این المان بر خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گیرد. هدف از این تحقیق، ارائه روش مناسب برای مدلسازی میانقاب با و بدون بازشو و بررسی اثر آن بر خرابی پیشرونده می‌باشد. مدل سه‌بعدی سازه در نرم‌افزار اپنسیس (Opensees)، در دو حالت با و بدون میانقاب، ایجاد شده و پس ازتحلیل با هم مقایسه شده‌اند. مدل پیشنهادی برای میانقاب دارای بازشو با نتایج آزمایش موجود در ادبیات فنی صحت سنجی شده است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که با درنظرگرفتن اثر میانقاب، تغییرمکان قائم سازه تحت حذف ستون، بسیار کمتر از حالتی است که از اثر میانقاب صرف‌نظر شده‌باشد.

مقدمه

معمولاً ساختمان‌ها برای بارهای عادی نظیر مرده، زنده، باد و زلزله طراحی می‌شوند اما برخی حوادث نیز باید در طراحی ساختمان‌های مهم که به هر علتی ممکن است در معرض انفجار قرار گیرند، منظور شوند. خرابی پیش‌رونده را به‌صورت گسترش خرابی اولیه از عضوی به عضو دیگر که سرانجام به خرابی تمام سازه یا قسمت بزرگی از آن می‌انجامد، تعریف می‌کنند. پدیده مذکور در ابتدا توجه پژوهشگران را در دهه هفتاد میلادی پس از فروریزش برجی در رونان پوینت انگلستان به خود جلب کرد. حادثه یازدهم سپتامبر ۲۰۰۱ در شهر نیویورک منجر به افزایش توجه مراکز تحقیقاتی و محققین به این موضوع گردید که شاهد آن چاپ مقالات متعدد در مجلات علمی معتبر در سالیان اخیر می‌باشد. بااین‌وجود اکثر تحقیقات صورت گرفته در مورد خرابی پیش‌رونده ساختمان‌ها مربوط به تحلیل سازه‌های موجود بوده و در آن‌ها تنها به تعیین مقاوم بودن و یا نبودن در برابر حذف ناگهانی المان‌های سازه‌ای بسنده شده است. تحقیقات محدودی درزمینه ارائه راهکارهای مؤثر به‌منظور کاهش پتانسیل صورت پذیرفته است. سازه‌های مهم که ممکن است در معرض خرابی پیش‌رونده قرار بگیرند باید به‌گونه‌ای طراحی شود که اگر هر یک از اجزای آن از بین روند، مسیرهای جایگزین برای انتقال بار از آن عضو موجود باشند و اعضای باربر اطراف عضو محذوف بدون وقوع فروریزش کلی، ظرفیت اضافی جهت تحمل نیروی آن را داشته باشند.

از مواردی که در زمینه خرابی پیش‌رونده به‌تازگی مطرح‌شده است، بررسی اثر میانقاب بر رفتار خرابی پیش‌رونده می‌باشد. قاب میان‌پر به سازه‌ای اطلاق می‌گردد که داخل قاب از پانل پرشده باشد. بیش از ۲۰۰ سال است که از میانقاب به دلایل معماری و همچنین سازه‌ای در ساختمان‌ها استفاده می‌شود. میانقاب رفتار سازه را به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای متأثر می‌سازد که تحقیق بر روی رفتار و اثرات از سال ۱۹۵۰ میلادی آغاز و تاکنون ادامه دارد.

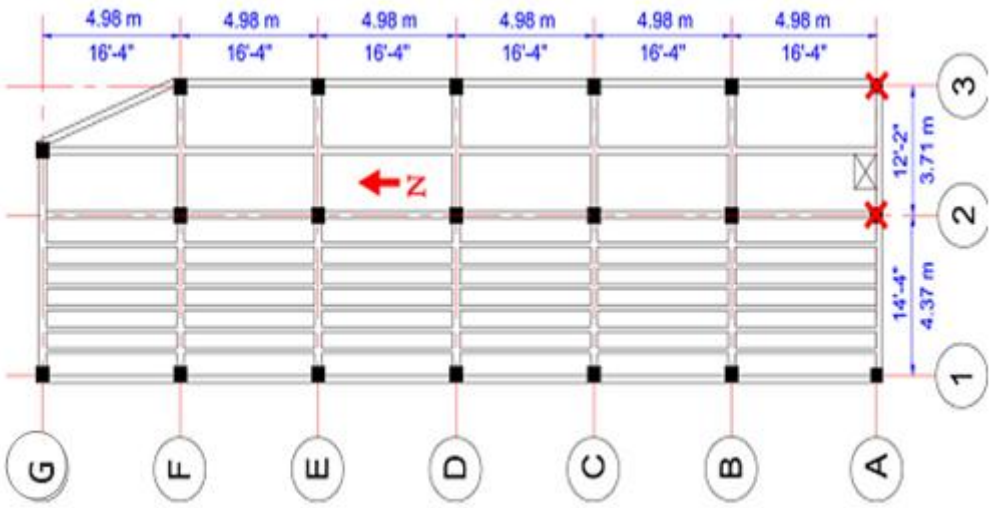
ازآنجایی‌که میانقاب تأثیر به سزایی در پاسخ سازه تحت بار جانبی دارد و باعث افزایش سختی و مقاومت سازه می‌گردد (محمدی، ۱۳۹۰)، لازم است تاثیر این المان بر خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گیرد. به دلیل پیچیدگی بالای رفتار میانقاب های مصالح بنایی و تعداد عوامل مؤثر

در آن، تاکنون مدل جامعی برای در نظر گرفتن اثر آن بر سازه تحت بار قائم ارائه نشده و مطالعات بسیار کمی در این زمینه صورت گرفته است. همچنین جزئیات مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو با دو دستک فشاری معادل، در دستورالعمل‌ها و ادبیات فنی موجود بیان‌نشده است. در این تحقیق ضمن ارائه روش دقیق برای مدل‌سازی میانقاب های با و بدون بازشو و صحت سنجی آن با یک کار آزمایشگاهی، اثر میانقاب بر رفتار سازه تحت خرابی پیش‌رونده مورد ارزیابی قرارگرفته است. مدل پیشنهادشده با آزمایشی که(2008) Sasani بر روی ساختمان بتن مسلح انجام داد، صحت سنجی شده است. در آن تحقیق خرابی این ساختمان تحت حذف دو ستون مجاور خارجی موردبررسی قرار گرفت که در بخش بعدی توضیح داده‌شده است.

ویژگی‌های ساختمان موردمطالعه (Sasani M., 2008)

هتل سان دیاگو یک سازه بتن مسلح شکل ناپذیر بود که دیوارهای پیرامونی آن میانقاب آجر رسی مجوف داشت. میانقاب ها دارای دو لایه آجر رسی توخالی با ضخامت کلی حدود ۲۰۳ میلی‌متر بودند. ارتفاع طبقه اول حدود ۶ متر بود. ارتفاع طبقات دیگر و طبقه آخر به ترتیب ۳/۲ متر و ۵/۱۳ متر بودند.

شکل ۱ پلان این ساختمان را نشان می‌دهد که پاسخ حذف همزمان ستون‌های A2 وA3 طبقه اول در این تحقیق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. سیستم کف شامل تیرچه‌های یک‌طرفه می‌باشد که در جهت طولی (شمال-جنوب) قرارگرفته است. بر اساس مقایسه آزمایش‌های فشاری دو نمونه بتنی، میانگین مقاومت و مدول الاستیسیته برای نمونه بتنی استوانه‌ای استاندارد به ترتیب حدود ۳۱ مگا پاسکال و ۲۶۳۰۰ مگا پاسکال تخمین زده شد. همچنین بر اساس آزمایش‌های کششی دو نمونه فولاد با مقطع مربعی ۱۲/۷ میلی‌متر، مقاومت کششی تسلیم و نهایی به ترتیب ۴۲۷ و ۶۰۰ مگا پاسکال به دست آمد. کرنش کششی نهایی فولاد در ۰/۱۷ اندازه‌گیری شد. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۰۰۰۰ مگا پاسکال لحاظ شد. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته دیوارهای میانقاب به ترتیب ۱۷۹ و ۴۴۴۰ مگا پاسکال در نظر گرفته‌شده است.



شکل۱ : پلان هتل سان دیاگو. ستون‌های حذف‌شده طبقه اول ضربدر زده‌شده است (Sasani, 2008)

در آزمایش ساختمان توسط انفجار تخریب گردید. به‌عنوان بخشی از فرآیند تخریب، دیوارهای میانقاب طبقات اول و سوم حذف شدند. کرنش‌سنج‌های بتن و فولاد برای اندازه‌گیری تغییرات کرنش تیرها و ستون‌ها به‌کاربرده شدند. برای ثبت تغییر شکل‌های کلی و موضعی نیز از نیروسنج‌های خطی استفاده شد. در مدل‌های مورد استفاده در این تحقیق نیز طبقات اول و سوم فاقد میانقاب می‌باشند. بار زنده در ساختمان وجود نداشت.

همه اعضای غیر سازه‌ای شامل پارتیشن‌ها، لوله‌کشی و مبلمان قبل از انفجار برداشته شدند. تنها تیرها، ستون‌ها، دال، تیرچه کف و دیوارهای میانقاب روی تیرهای پیرامونی وجود داشتند.

مدل‌سازی

المان‌های تیر و ستون

برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌ها از نرم‌افزار کامپیوتری اپنسیس (McKenna et al., 2000) استفاده‌شده است. تیر و ستون با المان غیرخطی تعریف‌شده در اپنسیس (nonlinear Beam Column element) مدل شده‌اند. این المان توزیع پلاستیسیته را به‌صورت گسترده

در سرتاسر عضو در نظر می‌گیرد. برای مدل‌سازی رفتار شکل‌پذیر مقطع بتن مسلح و در نظرگیری ترک‌ها، مقطع فایبر به‌کاررفته است. در مقطع فایبر برای تعیین رفتار بتن محصور و نا محصور به ترتیب از ماده Concrete02 و Concrete01 استفاده‌شده است که طبق مدل پیشنهادی کنت-پارک می‌باشد. تفاوت این دو ماده آن است که Concrete02 مقاومت کششی بتن را در نظر می‌گیرد درحالی‌که Concrete01 آن را صفر لحاظ می‌کند. با توجه به مقاومت فشاری بتن بیان‌شده در مقاله و استفاده از روابط ارائه‌شده توسط کنت-پارک، پارامترهای لازم (کرنش نهایی و مقاومت فشاری نهایی) برای بتن محصور محاسبه‌شده است. رفتار آرماتورهای مقطع بتن مسلح به‌صورت دوخطی معرفی‌شده که بدین منظور از ماده Steel01 استفاده‌شده است.

میانقاب

مدل‌سازی میانقاب ها با دستک فشاری معادل انجام‌شده است. قبل از مدل‌سازی با اپنسیس برای آگاهی از جهت صحیح قرارگیری دستک‌های معادل (جهتی که دستک‌ها به‌صورت فشاری عمل می‌کنند)، یک تحلیل اولیه استاتیکی خطی با نرم‌افزار سپ انجام‌شده است. برای لحاظ نمودن ترک‌خوردگی و رفتار غیرخطی اعضا در سپ، ضرایب کاهش ممان اینرسی ۰/۵ و ۱ به ترتیب برای تیر و ستون اعمال شد که نتایج حاصل از تحلیل مؤید آن بود که در این حالت تغییر مکان‌های محل حذف ستون‌ها با مقادیر واقعی به دست آمده از آزمایش تطابق بیشتری دارند.

دستک‌ها با المان خطی معرفی‌شده در اپنسیس (elastic Beam Colum element)، مدل شده‌اند که برای صرف‌نظر از مقاومت خمشی و پیچشی آن‌ها ممان اینرسی و ممان پیچشی نزدیک به صفر در نظر گرفته‌شده است و تنها سختی محوری دارند. در این تحقیق، برای مدل‌سازی میانقاب های با بازشو، دو روش در نظر گرفته‌شده است. مدل دو دستکی و مدل تک دستکی. نتایج سازه در دو حالت باهم مقایسه شده و آن روش مدل‌سازی که منتج به خطای کمتری در مقایسه با نتایج آزمایش شود به‌عنوان روش دقیق‌تر معادل‌سازی میانقاب ها با دستک انتخاب می‌گردد.

برای محاسبه عرض معادل دیوار بدون بازشو از رابطه مینستن استفاده‌شده است. مینستن رابطه ۱ را برای برآورد a که عرض معادل دیوار است و برای محاسبه سختی به کار می‌رود، پیشنهاد نمود که معروف‌ترین رابطه در این مقوله و اساس کار بسیاری از آئین‌نامه‌ها ازجمله FEMA, (2000) و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (۱۳۸۵) می‌باشد.

$$a = 0.175\left(\lambda_1 \times h_{col}\right)^{-0.4} r_{inf} \qquad (۱)$$

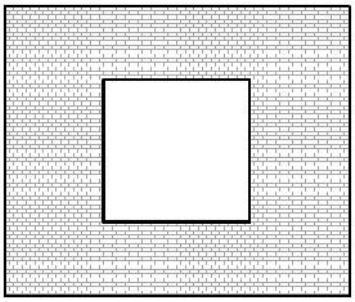
$$\lambda_1 = \left[\frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin\left(2\theta\right)}{4E_{fe} \times I_{col} \times h_{inf}}\right]^{\frac{1}{4}} \qquad (۲)$$

که h_{col}، h_{inf}، E_{fe}، E_{me}، I_{col}، r_{inf}، t_{inf} و Θ به ترتیب ارتفاع ستون تا مرکز تیر (m)، ارتفاع پانل (m)، مدول یانگ مصالح قاب (Pa)، مدول یانگ مصالح دیوار (Pa)، ممان اینرسی ستون (m^4)، طول قطری پانل (m)، ضخامت دیوار (m) و زاویه قطر دیوار با افق (درجه) می‌باشند. λ_1 نیز از رابطه ۲ به‌دست‌آمده است.

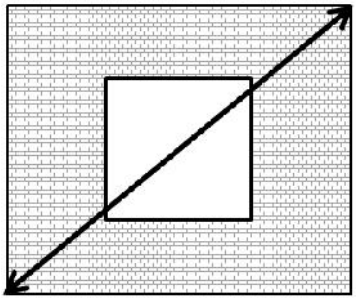
ساختمان موردمطالعه دارای بازشو در و پنجره است که باید در مدل‌سازی لحاظ شوند. بر اساس نتایج تحقیقات انجام‌شده توسط پژوهشگران مختلف وجود بازشو در میانقاب باعث کاهش سختی و مقاومت آن می‌گردد. معمولاً اثر کاهندگی بازشو در سختی و مقاومت قاب میان‌پر را با ضرایب کاهش لحاظ می‌کنند. در این تحقیق اثر بازشو به دو روش در نظر گرفته‌شده است. درروش نخست میانقاب با یک دستک فشاری معادل که عرض آن از رابطه ۱ به‌دست‌آمده و با اعمال ضریب کاهش اثر بازشو، محاسبه‌شده است (شکل ۲- ب). روابط مختلفی برای ضریب کاهش پیشنهادشده است. طبق نتایج حاصل از پژوهش Mohammadi and Nikfar (2013)، برای تخمین میزان کاهش سختی اولیه و مقاومت نهایی انواع سازه‌های (بتنی یا فولادی) میان‌پر با بازشو میانی، رابطه ارائه‌شده توسط ال چار و همکاران (۲۰۰۳) از دقت بالاتری نسبت به سایر فرمول‌ها برخوردار است. در این فرمول (۳) علاوه براثر نسبت طول بازشو به طول میانقاب، تأثیر نسبت ارتفاع بازشو به ارتفاع میانقاب بر کاهش سختی و مقاومت در نظر گرفته می‌شود.

$$R = 0.6\left(\frac{A_{opening}}{A_{panel}}\right)^2 - 1.6\left(\frac{A_{opening}}{A_{panel}}\right) + 1 \qquad (۳)$$

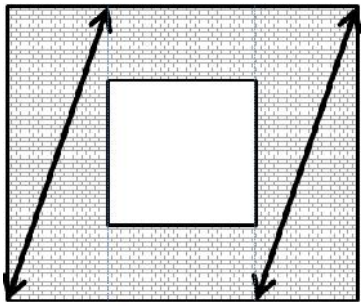
$A_{opening}$ و A_{panel} به ترتیب سطح بازشو و سطح دیوار (حاصل‌ضرب طول در دیوار) هستند.



الف- میانقاب دارای بازشو



ب- معادل‌سازی میانقاب با تک دستک فشاری



ج- معادل‌سازی میانقاب با دو دستک فشاری

شکل ۲- مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو

در روش دوم ابتدا عرض معادل میانقاب از رابطه مینستن و با اعمال ضریب کاهش اثر بازشو به‌دست‌آمده و سپس همانند شکل (۲- ج) تک دستک به دو دستک معادل‌سازی خواهد شد. لازم به ذکر است که میانقاب دارای بازشو معمولا با چهار دستک مدل می شود (محمدی، ۱۳۹۰) که در سازه موردمطالعه، دستک‌های بالا و پایینی به دلیل کمتر بودن فاصله بازشو از تیرهای احاطه‌کننده میانقاب، عملاً تأثیری در مقاومت و سختی نداشته و می‌توان برای سادگی از آن‌ها چشم‌پوشی کرد. در مورد دو دستک دیگر (چپ و راست بازشو) با توجه به اینکه فاصله بازشوها از ستون‌های احاطه‌کننده میانقاب بیش‌تر از ۲۰ درصد طول میانقاب می‌باشد، هر دو دستک تأثیرگذارند و باید مدل شوند و برای معادل‌سازی آنها می‌توان از دو روش، تساوی مقاومت یا تساوی سختی استفاده نمود که در زیر تشریح می شوند:

در روش تساوی مقاومت، مقاومت میانقاب تک دستکی که عرض معادل آن از رابطه ۱ و با اعمال ضریب کاهش به دست آمد با مقاومت میانقاب دارای دو دستک برابر قرار داده می‌شود و بدین‌صورت عرض دستک‌های چپ وراست بازشو به دست می‌آید؛ و در روش دوم عرض هر دستک چپ وراست، با یکسان در نظر گرفتن سختی جانبی دو میانقاب محاسبه می‌گردد. نتایج محاسبات نشان داد که عرض معادل به‌دست‌آمده از روش تساوی سختی کمتر از روش عرض معادل به‌دست‌آمده از روش تساوی مقاومت است.

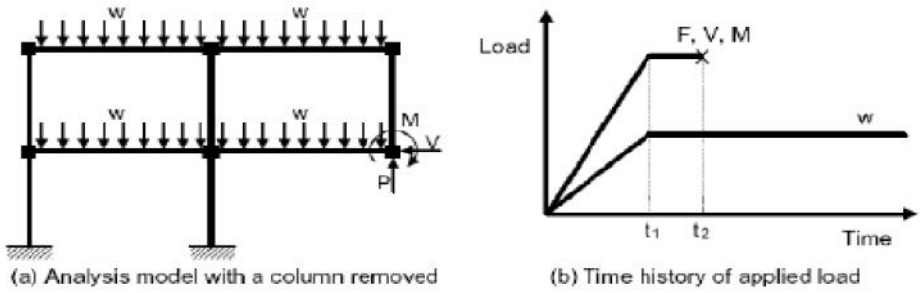
برای انتخاب روش مناسب، بررسی مقدار دریفت حاصل از نتایج آزمایشگاهی معیار مناسبی می‌باشد. طبق نتایج به‌دست‌آمده از آزمایش‌های انجام‌شده بر سازه موردمطالعه، تحت اثر خرابی پیش‌رونده به دلیل حذف دو ستون خارجی، دریفت ها بسیار کم می‌باشد و با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان، باید از روش تساوی سختی‌ها برای معادل‌سازی استفاده نمود زیرا در دریفت های کم سختی‌ها تقریباً برابر می‌باشند.

بارگذاری ثقلی

بر اساس داده‌های موجود در تحقیق Sasani, (2008) بارهای ثقلی شامل بار مرده (وزن تیر، ستون، دال، تیرچه ومیانقاب) می‌باشد. وزن تیر، تیرچه و ستون به‌صورت نقطه‌ای به ستون‌ها و وزن دال ومیانقاب به‌صورت گسترده خطی به تیرهای باربر وارد می‌شود. ضخامت دیوار در مقاله ساسانی ذکرشده اما وزن مخصوص مصالح آجری مشخص نمی‌باشد. نیروی محوری ستون‌های طبقه اول قاب A و B تحت بارهای ثقلی در مقاله ساسانی معلوم می‌باشد بنابراین با سعی و خطا و در نظرگیری مقادیر مختلف مقابل قبول برای وزن مخصوص دیوار، بهترین مقدار که منجر به حداقل خطا برای نیروی محوری ستون‌ها گردد، ۱۴۵۰۰ نیوتن بر مترمکعب به دست می آید.

تحلیل دینامیکی غیرخطی برای حذف ستون‌های A2 و A3

در گام نخست پس از اعمال بارگذاری ثقلی به‌صورت استاتیکی و بعدازآنکه سازه به حالت تعادل رسید، نیروهای داخلی ستون‌هایی که قرار است حذف شوند (ستون‌های A2 و A3 در طبقه اول)، به دست می‌آید. در گام دوم همان‌طور که در شکل ۳ نشان داده‌شده است، ستون‌ها با بارهای نقطه معادل نیروهای به‌دست‌آمده از گام اول، جایگزین می‌گردند. برای شبیه‌سازی پدیده‌ای که ستون‌ها به‌طور ناگهانی برداشته می‌شوند، نیروهای ستون‌ها پس از گذشت زمان معینی برداشته می‌شوند. در شکل فقط متغیرهای V،F و M که نشان‌دهنده نیروی محوری، نیروی برشی و ممان خمشی برای حالت دوبعدی هستند، نشان داده‌شده است اما ازآنجاکه مدل‌سازی ۳ بعدی انجام‌شده است، باید ۶ مؤلفه نیروهای داخلی اعمال شوند. W بار گسترده ثقلی است. در این بررسی نیروها به‌طور خطی به مدت کوتاهی (پنج ثانیه) افزایش پیداکرده تا به مقادیر نهایی برسند، سپس به مدت دو ثانیه به‌طور ثابت به سازه اعمال گشته تا سیستم به وضعیت ثابت برسد. سپس نیروهای معادل دو ستون محذوف ناگهان برداشته‌شده تا تأثیر دینامیکی ایجادشده با برداشتن ناگهانی ستون‌ها شبیه‌سازی گردد.



شکل ۳: نحوه بارگذاری برای تحلیل دینامیکی (خطی و غیرخطی) به‌صورت تاریخچه زمانی (Kim-Hyun et al, 2009)

مقایسه نتایج تحلیل و آزمایش

همان‌طور که گفته شد مدل‌سازی به دو صورت انجام‌شده است. در مدل نخست همه میانقاب ها به‌صورت تک دستکی معادل‌سازی شدند و به‌منظور درنظرگرفتن وجود بازشو در دیوارهای دارای بازشو، ضریب کاهش به عرض دستک‌ها اعمال گردید. در مدل دوم میانقاب های دارای بازشو، با دو دستک فشاری و با اعمال ضریب کاهش در عرض معادل آن‌ها، جایگزین شدند. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل مدل‌ها، تحت حذف ستون‌های A2 و A3 مشخص شد که استفاده از مدل تک دستکی میانقاب منجر به نتایج واقع‌بینانه‌تری نسبت به مدل دو دستکی می‌شود. در جدول ۱ و ۲ به ترتیب نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه نخست قاب اول و دوم قبل و بعد از حذف ستون‌ها، با مقادیر حاصل از تحلیل مدل تحقیق ساسانی Sasani, (2008) مقایسه شده‌اند. پس از حذف ستون A2 و A3 در طبقه اول، بارهای ثقلی که توسط این ستون‌ها تحمل می‌شدند نیاز به باز توزیع دینامیکی به ستون‌های مجاور دارند. همان‌طور که در جداول ۱ و ۲ دیده می‌شود، بیشترین افزایش نیروی محوری در ستون B3 و بعدازآن در ستون‌های A1 و B2 رخداده است. نکته قابل توجه این است که مجموع افزایش در نیروی محوری این ستون‌ها بیشتر از مجموع نیروی محوری ستون‌های حذف‌شده A2 و A3 می‌باشد. علت این امر آن است که نیروهای محوری ستون‌ها در محور C و D کاهش‌یافته است.

جدول ۱- نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه اول قاب A و B قبل از حذف ستون‌های A2 و A3 (کیلو نیوتن)

حالات	A1	A2	A3	B1	B2	B3
مقاله آقای ساسانی	۳۲۴/۴۰	۳۷۵/۱۰	۲۹۳/۷۰	۴۱۷/۷۰	۵۰۰/۸۰	۴۲۴/۸۰
مدل میانقاب تک دستکی	۳۲۲/۸۰	۳۷۵/۴۰	۲۸۲/۱۳	۴۴۹/۳۵	۴۵۰/۲۴	۴۵۴/۲۴

جدول ۲ : نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه اول قاب A و B بعد از حذف ستون‌های A2 و A3 (کیلو نیوتن)

حالات	A1	B1	B2	B3
مقاله آقای ساسانی	۵۶۹/۷۰	۴۱۹/۱۰	۶۶۱/۷۰	۸۳۵/۰۰
مدل میانقاب تک دستکی	۶۰۲/۴۷	۴۶۱/۹۰	۵۰۴/۴۵	۷۹۹/۲۲

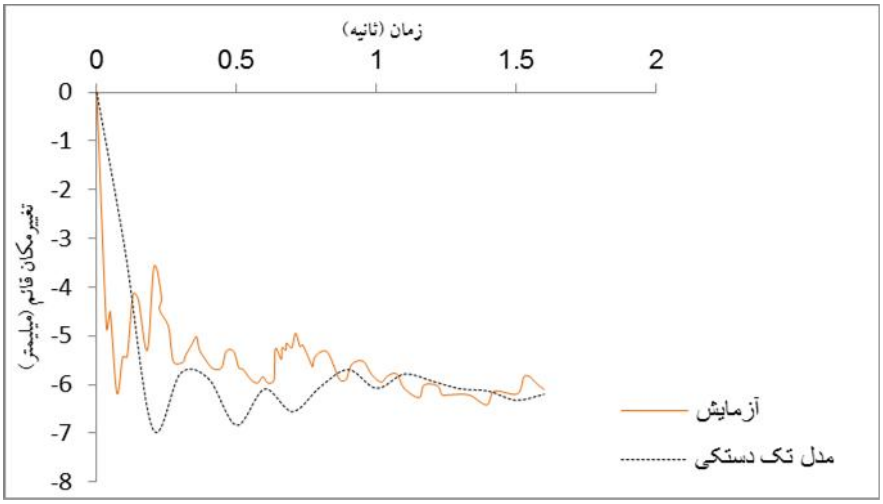
تغییرمکان‌های قائم نقاط محل حذف ستون‌ها در جدول ۳ نشان‌دهنده آن است که مقدار خطای مدل تک دستکی کم می‌باشد بنابراین می‌توان چنین نتیجه گرفت که روش صحیح‌تری برای معادل‌سازی میانقاب‌ها می‌باشد. مدل دو دستکی تغییر شکل سازه را بیش‌ازحد واقعی برآورد می‌کند.

جدول ۳ : تغییر مکان قائم ماندگار نقاط محل حذف ستون (میلی‌متر)

حالات	A1	B1	B2	B3
مقاله آقای ساسانی	۵۶۹/۷۰	۴۱۹/۱۰	۶۶۱/۷۰	۸۳۵/۰۰
مدل میانقاب تک دستکی	۶۰۲/۴۷	۴۶۱/۹۰	۵۰۴/۴۵	۷۹۹/۲۲

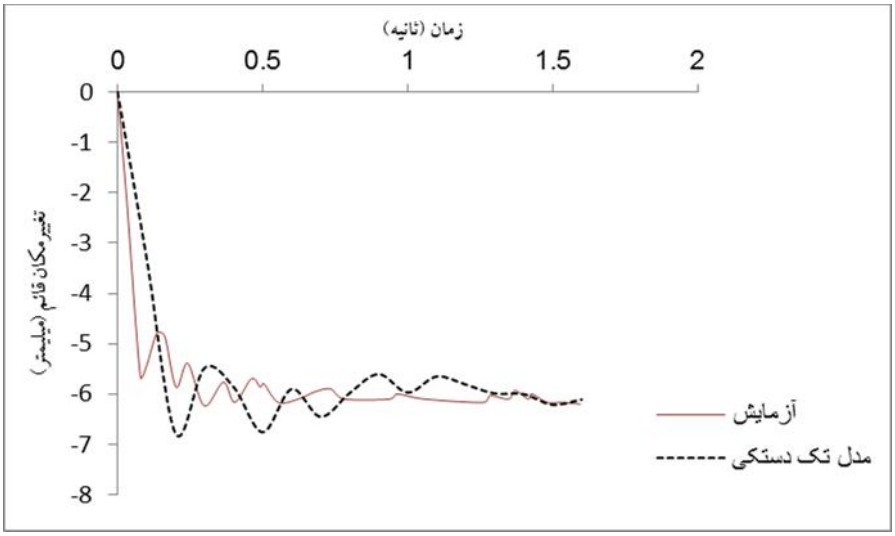
شکل ۴ نتایج تحلیل مدل تک دستکی و آزمایش تغییر مکان قائم نقطه A3 در اثر حذف دو ستون A3 و A2 را نشان می‌دهد. در این شکل تغییر مکان قائم گره A3 بعد از حذف ستون (با کسر تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی) با تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم

آزمایش مقایسه شده است. حداکثر تغییر مکان‌های آزمایش و تحلیل (مدل تک دستکی) به ترتیب ۶/۴ میلی‌متر و ۶/۹ میلی‌متر می‌باشند. نتایج تحلیل، تغییر مکان ماندگار را حدود ۶/۱۹ میلی‌متر نشان می‌دهد که با مقدار دقیق (۶/۱ میلی‌متر) اختلاف ناچیزی دارد.



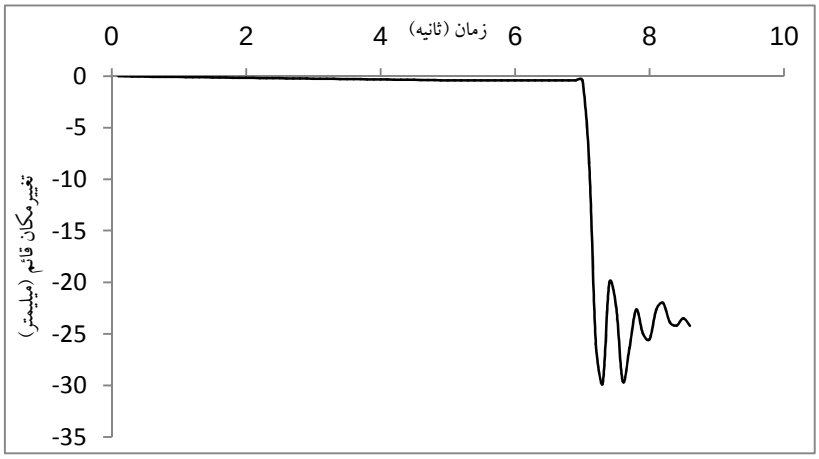
شکل ۴ : تغییر مکان قائم نقطه A3 حاصل از آزمایش و مدل تک دستکی (با کسرتغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)

شکل ۵ تغییرمکان آزمایش وتحلیل مدل تک دستکی گره A2 در طبقه دوم رانشان می‌دهد. مجددا تغییر مکان قائم ماندگار اتخاذ شده از آزمایش و تحلیل مطابقت خوبی دارند. حداکثر تغییر مکان قائم تحلیلی بیشتراز حداکثر تغییر مکان قائم حاصل از آزمایش است.



شکل ۵ : تغییر مکان قائم نقطه A2 حاصل از آزمایش و مدل تک دستکی (با کسر تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)

برای بررسی تأثیر سازه ای میانقاب در پاسخ سازه علاوه بر مدلهای قبلی، مدل دیگری ساخته‌شده که در آن تنها وزن دیوارها در مدل لحاظ گردیده است. تحلیل دینامیکی با فرض حذف ستون‌های A2 و A3 در طبقه اول انجام‌شده است. شکل ۶ تاریخچه زمانی تغییر مکان قائم محل حذف ستون A3 را در مدل بدون میانقاب نشان می‌دهد. بارگذاری ثقلی و عکس‌العمل ستون‌های محذوف به‌صورت تدریجی به مدت ۵ ثانیه افزایش‌یافته تا به مقادیر ماکزیمم خود رسیده و تا ۲ ثانیه به‌صورت ثابت به سازه اعمال گشته‌اند که در این لحظه تغییر مکان قائم گره A3، ۰/۳۹۸ میلی‌متر است. در ثانیه هفتم عکس‌العمل ستون‌های محذوف از سازه برداشته‌شده است. حداکثر تغییر مکان (۲۹/۸ میلی‌متر) در گره A3 در طبقه دوم اتفاق افتاده است که حدود ۴/۶ برابر پاسخ مدل با میانقاب تک دستکی می‌باشد. بااین‌وجود سازه در برابر خرابی پیش‌رونده مقاومت می‌کند.



شکل ۶ : تغییر مکان قائم نقطه A3 در مدل بدون میانقاب

نتیجه‌گیری

در این مقاله، به بررسی اثر میانقاب بر خرابی پیش‌رونده ساختمان پرداخته شد. برای بررسی اثر میانقاب سه مدل تحلیل شد: بدون میانقاب، تک دستکی و دو دستکی. صحت مدل‌سازی میانقاب با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش انجام شده بر هتل سان دیاگو (Sasani, 2008) صورت گرفته است.

تغییر مکان قائم ماندگار گره A3 حاصل از حذف دو ستون در مدل با تک دستک و مدل با دو دستک به ترتیب ۶/۱۹ میلی‌متر و ۱۵/۴۸ میلی‌متر به‌دست‌آمده که به ترتیب ۱/۴۷ درصد و ۱۵۳ درصد با نتایج آزمایش اختلاف دارند. استفاده از مدل با تک دستک نسبت به مدل با دو دستک، قابلیت بهتری را در نشان دادن رفتار هتل سان دیاگو در مقابل فروریزش پیش‌رونده، در اختیار قرار داده است. ازآنجایی‌که عملکرد میانقاب در دریفت های کم، به‌صورت قطری است (محمدی، ۱۳۹۰)، بنابراین کم بودن دریفت قائم ساختمان موردمطالعه (حدود ۰/۱۵ درصد)، در اثر حذف دو ستون، علت این امر می‌باشد. دو دستک فشاری زمانی شکل می‌گیرند که میانقاب دریفت قابل‌توجهی را متحمل شود.

برای بررسی اثر میانقاب، تمام دیوارهای ساختمان موردمطالعه برداشته شد و نتایج حاصل از حذف دو ستون این مدل با مدل دارای میانقاب باهم مقایسه شد. حداکثر تغییر مکان قائم مدل بدون میانقاب حدود ۴/۶ برابر مدل با میانقاب شد و نیروهای داخلی اعضا نیز به مقدار قابل توجهی افزایش یافت. اغماض از اثر سازه‌ای میانقاب در جهت اطمینان است و پاسخ سازه را فراتر از واقعیت نشان می‌دهد. بنابراین در تحلیل خرابی پیش رونده باید اثر میانقابها درنظر گرفته شود زیرا اغماض از آنها باعث خطای زیاد در تخمین نیروی اعضا و همچنین تغییرمکان‌ها می‌شود.

مراجع

- دستورالعمل بهسازی ساختمان های موجود، نشریه ۳۶۰، دفتر امور فنی و تعیین معیارها و کاهش خطرپذیری، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.

- محمدی م (۱۳۹۰) میانقاب و اثر آن بر سازه، انتشارات فدک ایساتیس.

FEMA (2000) “Masonry.” Chapter 7, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings,” Washington, DC

Kim H, Kim J and An D (2009) Development of integrated system for Progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects,” Advances in Engineering Software 40, p.1–8

McKenna F, Fenves GL and Scott (2000), Open System for Earthquake Engineering Simulation, Berkeley, University of California, Available from http://OpenSees.berkeley.edu

Mohammadi M and Nikfar F (2013) Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results, *Journal of Structural Engineering*, vol.139, no.6, p.974–984

Sasani M (2008) Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns, *Engineering Structures*, vol.30, no.9, p.2478-2491