اثر ضخامت و تعداد دهانه‌ی میانقاب با مصالح بنایی بر رفتار لرزه‌ای ساختمان های بتنی

علی حیدری

دانشیار گروه عمران، دانشگاه شهرکرد، شهرکرد

heidari@eng.sku.ac.ir

شیوا توکلی

دانشجوی دکتری عمران - مهندسی آب و سازه‌های هیدرولیکی، دانشگاه تهران، تهران

Tavakoli_shiva@ut.ac.ir

داود توکلی

دکتری مهندسی عمران - سازه، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

d.tavakoli@srttu.edu

چکیده

قاب‌های میان‌پر باعث افزایش چشمگیر سختی، مقاومت و همچنین تغییر در شکل‌پذیری سازه نسبت به سازه بدون میانقاب می‌شوند. در نتیجه موجب تغییر در پاسخ لرزه‌ای اینگونه سازه‌ها می‌شوند. با این وجود هنوز در کشور ما عملاً توجه چندانی به تأثیر میانقاب‌ها بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها نمی‌شود و معمولا سازه‌ها بدون در نظر گرفتن اثرات میانقاب‌ها بر رفتار لرزه‌ای آن ها طراحی می‌شوند. دلیل این امر را می‌توان نبود ضوابط آئین نامه‌ای لازم و همچنین عدم شناخت اکثر مهندسین از نحوه اثرگذاری مزبور دانست. در این تحقیق برای ارزیابی دقیق رفتار ساختمآن های با قاب بتنی و میانقاب بنایی به بررسی اثر ضخامت میانقاب (با مدلسازی پنج تیپ نمونه با ضخامت بین ۲۰۰ تا ۳۱۰ میلیمتر)، تعداد دهانه و طبقات دارای میانقاب (با مدلسازی هفت تیپ نمونه مختلف) بر میزان سختی اولیه، مقاومت نهایی دیوار، مود خرابی، تنش‌های حداکثر در دیوار و زمان تناوب پرداخته شده است. نتایج این مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شده و بصورت جداول و نمودارهایی نشان داده شده است. در مقایسه مدل‌ها با یکدیگر ملاحظه می‌گردد که درسازه‌های دارای میانقاب پریودکاهش یافته است. بنابراین سازه‌های دارای میانقاب دارای سختی بیشتری نسبت به سازه بدون میانقاب هستند. بعلاوه با افزایش ضخامت، اندکی مقاومت سازه و ظرفیت باربری سازه افزایش می‌یابد.

واژگان کلیدی: میانقاب مصالح بنایی، زمان تناوب، قاب خمشی، روش اجزاء محدود.

۱- مقدمه

قاب‌های ساختمانی با میانقاب‌های مصالح بنایی، فاقد سیستم‌های کلاسیک لرزه‌بر، طیف گسترده‌ای از ساختمآن های موجود درکشور را تشکیل می‌دهند. قاب‌های ساختمانی در نواحی میانی یا پیرامونی ساختمان با دیوارهای مصالح بنایی به عنوان پارتیشن‌ها یا عایق‌های صوتی و حرارتی پر می‌شوند. این امر باعث می شود که رفتار آن‌ها با قاب خالی متمایز گردد. به این نوع دیوارها میانقاب و به سیستم حاصل از قاب و میانقاب، قاب مرکب یا قاب میانپر اطلاق می‌شود.

صرف نظرکردن از اثر میانقاب‌ها در محاسبه ظرفیت لرزه‌ای سازه، همیشه حاشیه ایمنی مناسبی را در اختیار قرار نمی‌دهد، زیرا به دلیل افزایش قابل ملاحظه‌ی سختی به دلیل حضور میانقاب (و وزن قابل توجه آن‌ها)، مرکز سختی یک طبقه از ساختمان می‌تواند فاصله زیادی تا مرکز جرم پیدا کند و ساختمان را در هنگام طراحی متقارن بدون در نظر گرفتن اثرات پیچش، با پیچش‌های مخربی مواجه سازد. از سوی دیگر استفاده از میانقاب در یک یا چند دهانه، و خالی ماندن بقیه دهانه‌ها سختی را به گونه‌ای افزایش می‌دهد که عمده نیروی زلزله جذب این این دهانه شده و دهانه‌های دیگر بی‌اثر می‌مانند. در قاب‌های بتنی این نیروی تمرکز یافته موجب عکس العمل شدید میانقاب در برابر قاب شده و باعث خرد شدن ستون بتنی در محل اتصال می‌گردد [۱و۲].

علاوه بر این، میانقاب‌ها به علت تماسی که با عناصر سازه‌ای دارند، می‌توانند بر عملکرد آن‌ها تأثیرگذار باشند. در هنگام وقوع زلزله‌های شدید و متوسط، میانقاب‌های مصالح‌بنایی با قاب محیطی خود درگیر بوده و نیروهای اندرکنشی ایجاد شده در بین آن‌ها باعث افزایش ظرفیت باربری جانبی قاب مرکب می‌گردد. اما به علت پیچیدگی مسأله ترکیب آن‌ها با قاب احاطه کننده، اغلب در تحلیل سازه‌ها در نظر گرفته نمی‌شود [۳].

با توجه به دلایل ذکر شده، فرآیندهای محاسبه ظرفیت لرزه‌ای، برای تعیین ظرفیت نهایی یک سازه نیاز به در نظر گرفتن اثرات میانقاب‌ها دارد. علاوه بر این بهبود مقاومت لرزه‌ای سازه‌های ساخته شده در گذشته نیاز به تخمین دقیق پاسخ سازه، که در برگیرنده میانقاب‌های آن نیز می‌باشد، دارد. بنابراین اثر دیوارهای پرکننده به صورت گسترده‌ای مورد توجه قرار گرفته و موضوع تحقیقات متعددی در دهه‌های گذشته بوده است [۴]. شکل ۱ استفاده از میانقاب بنایی در ساختمآن‌های بتنی را نشان می‌دهد.

شکل ۱- استفاده از میانقاب بنایی در ساختمان‌های بتنی

پولیاکوف [۵] مطالعاتی را برروی قاب‌های مرکب فولادی و بتنی تحت بارگذاری جانبی انجام داد. در این مطالعه مشاهده شد که مجموعه قاب و میانقاب تا لحظه ایجاد ترک‌ها در پیرامون دیوار، به صوت یکپارچه عمل می‌کنند. سپس با ایجاد شکست‌های پله‌ای مانند در امتداد قطر فشاری از میان درزه‌های افقی و قائم دیوار، قطر فشاری میانقاب کوتاه‌تر و قطر کششی آن بلندتر می‌شود.

استفورد اسمیت [۶] آزمایش‌هایی را برروی قاب‌های فولادی با میانقاب بتنی انجام داد. این آزمایش‌ها منجر به این نتیجه شد که میانقاب را می‌توان با یک قید قطری معادل جایگزین کرد. همچنین منحنی‌های نیرو- تغییرمکان

قاب‌های مرکب نشان داد کـه میانقـاب سـبب افـزایش سـختی قـاب مرکـب نسـبت بـه قـاب خـالی مـی‌شـود. وی بـه منظـور ارائه یک روش تئـوری بـرای پـیش‌بینـی نتـایج آزمایشـگاهی، مفهـوم عـرض مـوثر را پیشـنهاد نمـود .عـرض مـوثر در واقـع عرض قیـد قطـری معـادل میانقـاب اسـت. اسـتنفورد اسـمیت همچنـین دریافـت کـه انـدازه عـرض مـوثر بـه طـول تمـاس قاب و میانقاب و نیز به نسبت سختی قاب به میانقاب بستگی دارد.

محرابی و همکارانش [۷] اثـر میانقـاب‌هـای مصـالح‌بنـایی را بـرروی عملکـرد قـاب‌هـای بـتن آرمـه بررسـی نمودنـد. در ایـن مطالعه ۱۲ نمونه قاب یک طبقه–یک دهانـه بـا میانقـاب‌هـای مصـالح‌بنـایی ضـعیف و قـوی تحـت بارهـای یکنـوا و چرخـه‌ای آزمایش شد. نتایج این آزمایش حاکی از آن است که میانقاب‌ها برروی عملکرد قاب‌های بتن آرمه تاثیر مثبتی دارند.

کاپوس و اللول [۸] یک مطالعه تحلیلی بـرروی عملکـرد لـرزه‌ای قـاب‌هـای مرکـب بتنـی انجـام دادنـد. آن‌هـا از ایـن مطالعـه دریافتنـد کـه دخالـت دادن تـاثیر میانقـاب‌هـا در تحلیـل قـاب‌هـای مرکـب، تـا ۴۰۰ درصـد موجـب افـزایش سـختی آن‌هـا می‌گردد.

جیوردانـو و همکـارانش [۹] یـک سـاختمان تـاریخی را بـا نـرم افزارهـای Abaqus، UDEC و CAST3M مـدل‌سـازی کردند و به مقایسه نتـایج آن‌ها پرداختنـد. البتـه ایـن نکتـه مهـم اسـت کـه مـدل‌سـازی در نـرم‌افـزار Abaqus بـه صـورت مـاکرو ولـی در دو نـرم‌افـزار دیگـر بـه صـورت میکـرو بـوده و لـذا محـل بلـوک‌هـای سـازه مـی‌بایسـت مشـخص باشـند. در نهایـت منحنـی‌هـای نیـرو- جابجـایی حاصـل از هـر کـدام از روش‌هـای مـدل‌سـازی بـا منحنـی نیـرو- جابجـایی آزمـایش انجام شده بر روی سازه مورد نظر، مقایسه شده‌اند.

مقـدم [۱۰] یـک روش تحلیـل جدیـد بـرای ارزیـابی مقاومـت برشـی و الگـوی تـرک خـوردگی پانـل مصـالح بنـایی ارائـه نمود. این روش برمبنای حداقل نمودن ضریب اطمینان با توجه به سطوح مختلف شکست استوار است.

آسـتریس [۱۱] یـک معیـار واقـع‌گرایانـه بـرای توصـیف جداشـدگی مـابین قـاب و میانقـاب آن، بـه منظـور شـبیه‌سـازی بهتر رفتار پیچیده قاب‌های میانپر، تحت بارگذاری جانبی پیشنهاد داد.

آزادبخـت و برقـی [۱۲] بـه بررسـی اثـر میانقـاب مصـالح بنـایی بـر پاسـخ لـرزه‌ای یـک قـاب بـتن مسـلح چهـار طبقـه پرداختنـد. آن‌هـا بـه ایـن نتیجـه رسـیدند کـه وجـود میانقـاب‌هـا باعـث افـزایش شـدید سـختی سـازه و در نتیجـه کـاهش چشمگیر میزان زمان تناوب طبیعی سازه می‌گردد.

فروغـی و همکـاران [۱۳] بـه بررسـی تـاثیر اسـتفاده از میانقـاب در مقـاوم‌سـازی سـازه‌هـای بنـایی بـا قـاب میـانی فـولادی پرداختنـد. بـا افـزایش درصـد فـولاد، تغییرشـکل قابـل تحمـل در میانقـاب بیشـتر شـد. بـا ایـن حـال در سـختی تغییـرات اندکی مشاهده شده است. استفاده از شاتکریت بتن، سختی و مقاومت نهایی را حدود ۷۰ درصد افزایش می‌دهد.

کوترومـانوس و همکـاران [۱۴] بـه بررسـی عـددی سـازه‌هـای بنـایی دارای قـاب فـولادی تحـت رفتـار لـرزه‌ای پرداختنـد. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که استفاده از میانقاب روی دریفت تاثیر بسیاری دارد.

در ایـن مقالـه ارزیـابی رفتـار سـاختمان‌هـای بتنـی دارای میانقـاب آجـری مـورد توجـه مـی‌باشـد. بـدین منظـور چنـدین نمونـه مختلـف مدلسـازی و تـاثیر میانقـاب‌هـا بـر میـزان سـختی اولیـه، مقاومـت نهـایی دیـوار، مـود خرابـی، تـنش‌هـای حداکثر در دیوار و زمان تناوب ساختمان‌های کوتاه مرتبه و میان مرتبه بتنی مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد.

۲- رفتار قاب‌های مرکب و مدلسازی

هرگاه یک قـاب تحـت بارجـانبی قـرار گیـرد، اجـزای قـاب بـا رفتـاری خمشـی در مقابـل بـار جـانبی مقاومـت مـی‌کننـد. از سوی دیگر دیوار بدون قاب تحت نیروی جانبی، همانند تیـر طـره‌ای عمـل مـی‌کنـد و رفتـار برشـی را نشـان مـی‌دهـد. حـال اگر رفتار قاب مرکب به ازای بارهای جانبی کم در نظـر گرفتـه شـود، قـاب مرکـب بـه صـورت یـک سیسـتم یکپارچـه عمـل می‌کند. این در حالی است که با افـزایش مقـدار بـار جـانبی، قـاب پیرامـونی در انتهـای قطـر کششـی از میانقـاب جـدا شـده و بر عکـس در انتهـای قطـر فشـاری بـه میانقـاب تکیـه مـی‌کنـد. بـه عبـارت دیگـر میانقـاب بـا جلـوگیری از حرکـات قـاب، موجب مـی‌شـود کـه رفتـار قـاب ازعملکـرد خمشـی در قـاب تنهـا بـه رفتـار خرپـایی در قـاب مرکـب تبـدیل شـود. در ایـن حالت جابجایی افقی کمتر از حالت قاب خـالی شـده و اعضـای قـاب مجـالی بـرای عملکـرد خمشـی نمـی‌یابنـد، بلکـه عمـده

انرژی کشسان به صورت تغییر شکل محوری اعضای قاب و قید فشاری (یعنی دیوار) ذخیره می‌شود. از طرف دیگر اگر نمودارهای نیرو –جابجایی را برای قاب خالی و دیوار بدون قاب در یک دستگاه مختصات رسم و با هم جمع کنیم، نمودار حاصل به هیچ وجه بر نمودار مربوط به قاب مرکب منطبق نمی‌باشد و نمودار قاب مرکب رفتار به مراتب بهتری ازمجموع رفتار قاب و دیوار دارد. خاصیت فوق نشان می‌دهد که بین قاب و دیوار اندرکنش وجود دارد. به دلیل همین اندرکنش، خواص قاب با دیوار از حالت ساده به مرکب تبدیل می شود و بنابراین قاب مرکب نامیده می‌شود.

۲-۱ مدل‌سازی به روش اجزاء محدود

رفتار سازه‌های دارای میانقاب به عوامل متعددی بستگی دارد. برای درک رفتار میانقاب‌های مرکب، روش‌های عددی مورد نیاز است که توانمندی ایجاد مطالعات پارامتریک تحت شرایط مختلف را دارند. اجزای محدود یک روش عمومی است که می‌تواند پدیده‌های مکانیک محیط پیوسته را در کنار پدیده‌های گسسته‌ای مانند ترک و المان‌های میانی[1] مدل‌سازی کند. بنابراین اجزای محدود روش مناسبی برای انجام چنین تحقیقاتی، در صورت وجود ارزیابی و کالیبراسیون مدل‌های اجزای محدود استفاده شده با مشاهدات و اندازه‌گیری‌های تجربی، می‌باشد. متاسفانه کیفیت نتایج مدل‌های اجزای محدود تحت تاثیر عواملی همچون نوع و سایز المان‌های محدود، توابع درونیابی و توزیع مش قرار می‌گیرد. لذا تعبیر دقیق نتایج، ضروری می‌باشند.
معادلات حاکم بر یک سیستم اجزاء محدود به طور کلی به صورت زیر است:

$$[K]\{U\}=[F] \qquad (۱)$$

که در آن $[K]$ یک ماتریس مربعی است که ماتریس سختی نامیده می‌شود. $\{U\}$ بردار (نامعلوم) تغییرمکان یا تغییر درجه حرارت و $[F]$ بردار نیروهای اعمالی گرهی می‌باشد. برای پیدا کردن تغییر مکان ایجاد شده توسط یک نیرو، رابطه معکوس می‌شود.

۲-۲ معرفی مدل‌ها

برای بررسی دقیق رفتار لرزه‌ای ساختمان‌هایی با قاب بتنی مسلح و میانقاب بنایی به بررسی اثر ضخامت میانقاب، تعداد دهانه و تعداد طبقات پرداخته شده است. نتایج مربوط به میزان سختی اولیه، مقاومت نهایی دیوار، تنش‌های حداکثر در دیوار و مود خرابی این مدل‌ها با یکدیگر مقایسه شده و بصورت جداول و نمودارهایی نشان داده شده است. طراحی قاب‌ها بر اساس مقررات ملی ایران (مبحث نهم) انجام شده است. بارگذاری ثقلی قاب مطابق با استاندارد ۵۱۹ و برای بارگذاری لرزه‌ای از استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم استفاده شده است. [۱۵]
مدل‌ها در دو حالت زیر مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته‌اند:
۱- تاثیر ضخامت میانقاب: برای بررسی تاثیر ضخامت میانقاب بنایی بر روی رفتار کلی قاب‌های بتنی با میانقاب بنایی به مدلسازی پنج تیپ نمونه با ضخامت بین ۲۰۰ تا ۳۱۰ میلیمتر برای هر هفت حالت زیر پرداخته شده است.
۲- تاثیر تعداد دهانه و طبقات: جهت بررسی حالت کلی تاثیر تعداد دهنه و طبقات در قاب‌های خمشی با میانقاب بنایی به مدلسازی هفت تیپ نمونه مختلف شامل مدل ۱طبقه-۱دهانه، ۱طبقه-۲دهانه، ۲طبقه-۲دهانه، ۴طبقه-۴دهانه، ۶طبقه-۴دهانه، ۶طبقه-۶دهانه و ۸طبقه-۶دهانه پرداخته شده است. در ادامه مشخصات کامل مدل‌های مورد بررسی در جدول ۱ شرح داده شده است.

1 -Interface Elements

جدول ۱- مدل‌های مورد مطالعه

نام	تعداد طبقه و دهانه	مدل‌های ترسیم شده در نرم افزار	نام	تعداد طبقه و دهانه	مدل‌های ترسیم شده در نرم افزار
Model1	۱طبقه و ۱ دهانه		Model5	۶ طبقه و ۴ دهانه	
Model2	۱ طبقه و ۲ دهانه		Model6	۶ طبقه و ۶ دهانه	
Model3	۲ طبقه و ۲ دهانه		Model7	۸طبقه و ۶ دهانه	
Model4	۴ طبقه و ۴ دهانه		* در مدل‌های مورد مطالعه ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۴ متر می‌باشد. * ابعاد تیر و ستون‌ها ۴۰×۴۰ سانتیمتر می‌باشد. * ضخامت میانقاب ۲۰۰،۲۲۰،۲۵۰،۲۸۰ و ۳۱۰ میلیمتر می‌باشد.		

مقاومت فشاری بتن به اندازه ۲۵ مگاپاسکال و مدول الاستیسیته آن برابر ۲۱۰۰۰ مگاپاسکال انتخاب شده است. ضریب پواسون بتن از ۰/۱۵ تا ۰/۲۲ متغیر است که در این مدلسازی برابر ۰/۱۸ در نظر گرفته شده است. بتن با استفاده از المان solid(C3D8R) continuum (المان ۸ نقطه‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته) مدلسازی شده است. آرماتورهای فولادی با تنش جاری شدن ۳۰۳ مگاپاسکال، مدول الاستیسیته ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده‌اند. تقویتی‌های فولادی با المان wire (المان ۴ نقطه‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته) مدلسازی شده است. میانقاب بصورت معادل در نظر گرفته شده و در این مدل‌ها مقاومت ۱۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ برای آن‌ها در نظر گرفته شده است.

در نرم افزار ABAQUS برای ایجاد هندسه مدل از مدول Part و برای تعریف خصوصیات مواد از مدول Properties استفاده شده که خود دارای سه بخش عمده تعریف ماده، تعریف مقطع و تخصیص ماده تعریف شده به مقطع مورد نظر است.

برای سرهم نمودن اجزاء مدل ساخته شده در مدول Part و تعیین موقعیت دقیق هر یک از آن‌ها مدول Assembly بکار گرفته شده است. تعریف گام‌های تحلیل، در مدول Step صورت می گیرد. این تحقیق تنها دارای یک گام استاتیکی است. در این گام بار جانبی به قاب‌ها اعمال می‌گردد. هر گام در تحلیل‌های انجام شده بوسیله ABAQUS به چندین مرتبه افزایش (Increment) تقسیم بندی می‌شود. تعداد مرتبه افزایش را می‌توان به دلخواه انتخاب کرد و یا انتخاب خودکار را برای آن در نظر گرفت. در این تحقیق از انتخاب خودکار استفاده شده است. در حالت خودکار و در مسائل غیر خطی، ABAQUS روند افزایش و تکرار را بسته به شدت غیر خطی بودن مسئله تا آن مرحله که ضرورت داشته باشد، ادامه می دهد. تعریف اندرکنش اجزاء مختلف در مدول Interaction انجام شده است. در این بخش اندرکنش میلگردها و بتن از نوع Embedded regin تعریف شده است که به مفهوم در

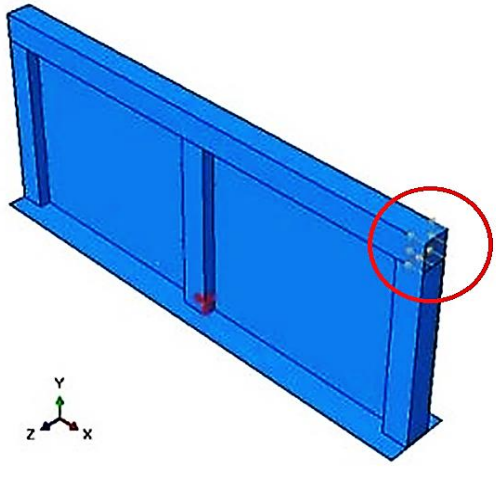
برگرفته شدن آرماتورها توسط بتن می باشد. اندرکنش قاب و میانقاب از نوع سطح به سطح و اتصال آن‌ها به یکدیگر از نوع Tie تعریف شده است چون میانقاب کاملا به قاب می چسبند. تعیین بارگذاری و قرار دادن تکیه‌گاه‌ها در مدول Load صورت می‌گیرد. بار جانبی اعمال شده از نوع Pressure بوده که به یک سمت تیرها اعمال شده است. بار قائم گسترده بر روی تیرها و ستون‌ها اعمال شده تا اثر وزن مصالح تا حدی در رفتار قاب و میانقاب در نظر گرفته شود. مش‌بندی اجزاء در مدول Mesh صورت می‌گیرد. در این تحقیق اندازه المان‌ها در مش‌بندی به گونه‌ای انتخاب شده که ضمن بدست آمدن نتایج مناسب از افزایش تعداد المان‌ها و حجم محاسبات اجتناب گردد. برای تحلیل مدل ساخته شده و مشاهده نتایج به ترتیب از مدول های Job و Visualization استفاده شده است.

۳- نتایج و بحث

۳-۱- بررسی تاثیر ضخامت میانقاب

برای بررسی تاثیر ضخامت میانقاب بنایی بر روی رفتار کلی قاب‌های بتنی با میانقاب بنایی به مدلسازی پنج تیپ نمونه با ضخامت بین ۲۰۰ تا ۳۱۰ میلیمتر پرداخته شده است. این پنج تیپ برای هر هفت مدل جدول ۱ انجام گرفته است. لذا در ادامه برای هر هفت مدل اصلی با ضخامت میانقاب مختلف نتایج جداگانه آورده می‌شود و در نهایت با یکدیگر مقایسه می‌گردند.

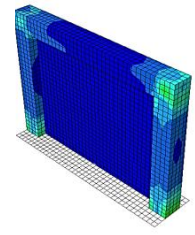
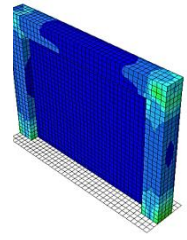
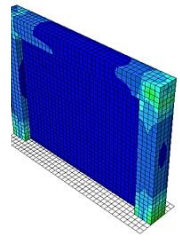
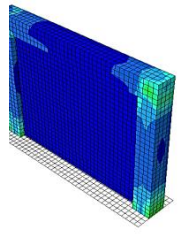
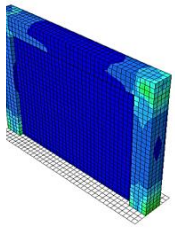
بارگذاری مطابق شکل ۲ به صورت بار جانبی از گوشه بالای مدل بر آن وارد و میزان جابجایی ۲٪ ارتفاع ساختمان بر آن لحاظ شده است. در نهایت تحلیل‌ها صورت گفته و نتایج در ادامه آورده شده است. کانتور تنش ایجاد شده در مدل ۱طبقه-۱دهانه با ضخامت میانقاب مختلف، تحت این جابجایی در جدول ۲ قابل ملاحظه است.



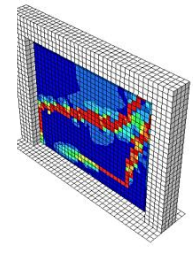
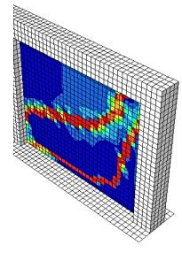
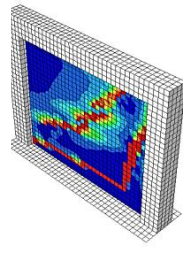
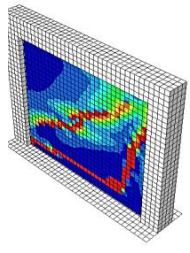
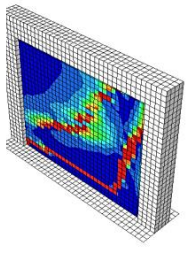
شکل ۲- محل اعمال بار جانبی بر دیوار

همانگونه که مشخص است با افزایش ضخامت میانقاب، تنش ایجاد شده نه تنها از لحاظ شکل توزیع بلکه از لحاظ مقدار تنش ایجاد شده نیز چندان متفاوت نیستند. در ادامه کانتور DAMAGET، که برای مصالح بنایی به عنوان پارامتر آسیب تعریف شده است، برای مدل ۱طبقه- ۱دهانه مورد مطالعه قرار گرفته است (جدول ۳).

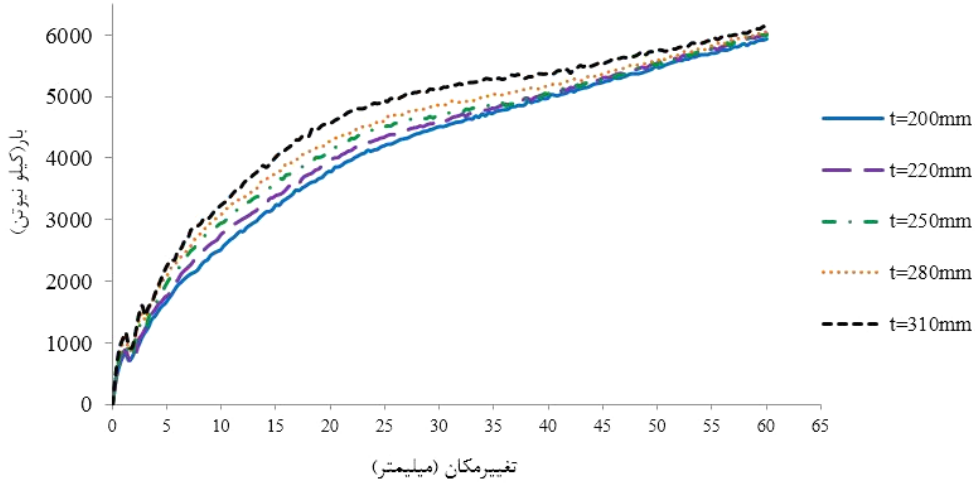
جدول ۲- کانتور تنش مدل‌های اطبقه-ادهنه با ضخامت میانقاب a)۲۰۰، b)۲۲۰، c)۲۵۰، d)۲۸۰ و e)۳۱۰ میلیمتر

ضخامت میانقاب (mm)	۲۰۰	۲۲۰	۲۵۰	۲۸۰	۳۱۰
مدل‌ها					
	a	b	c	d	e

جدول ۳- کانتور آسیب مدل اطبقه-ادهنه با ضخامت میانقاب a)۲۰۰، b)۲۲۰، c)۲۵۰، d)۲۸۰ و e)۳۱۰ میلیمتر

ضخامت میانقاب (mm)	۲۰۰	۲۲۰	۲۵۰	۲۸۰	۳۱۰
مدل‌ها					
	a	b	c	d	e

همانگونه که از جدول ۳ مشخص است ترک خوردگی از گوشه‌های فشاری و کششی آغاز می‌گردد و در این محل‌ها بیشترین مقدار را دارد. بدیهی است که با توجه به ضعف مصالح بنایی در کشش، ترک خوردگی و آسیب در این نقاط رخ دهد. پس از اعمال بارگذاری و اتمام آن، خروجی مربوط به نیروی برش پایه از نرم افزار گرفته شده که در شکل ۳ برای هر پنج نوع ضخامت در مدل ۱طبقه-۱دهانه آورده شده است.



شکل ۳- نمودار برش پایه-تغییرمکان برای مدل اطبقه-ادهانه با ضخامت های میانقاب مختلف

همانگونه که از شکل ۳ مشخص است در مراحل اولیه سختی دیوار قابل توجه بوده و در ابتدای بارگذاری تاب تحمل را داشته است. اما پس از شروع ترک خوردگی سختی سازه دستخوش تغییر می‌گردد و از شیب منحنی به یکباره کاسته می‌شود و نیروی عکس‌العملی تکیه گاهی تقریبا ثابت می‌گردد. این نکته نشان دهنده آن است که ظرفیت باربری سازه کمتر شده است. همچنین ملاحظه می‌گردد که با افزایش ضخامت، اندکی مقاومت سازه افزایش می‌یابد. همینطور نیرویی که به ازای آن ترک خوردگی شروع می‌شود، با افزایش ضخامت افزایش چشمگیرتری پیدا می‌کند. بیشترین نیروی عکس‌العملی ایجاد شده در مدل‌های ۱طبقه-۱دهانه مربوط به ضخامت ۳۱۰ میلیمتری می‌باشد که میزان آن برابر ۶۱۲۰ کیلو نیوتن می‌باشد. نتایج برای مدل‌های ۱طبقه-۱دهانه با ضخامت متغیر در جدول ۴ آمده است.

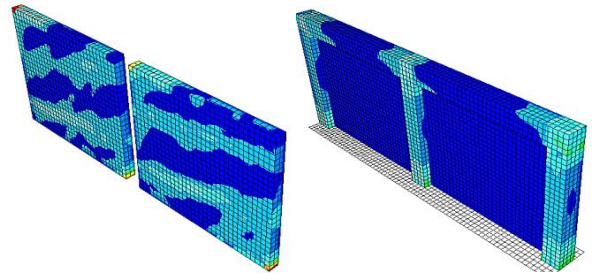
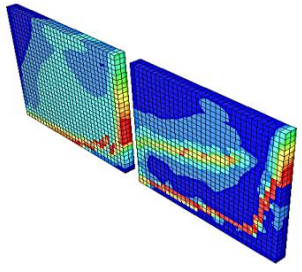
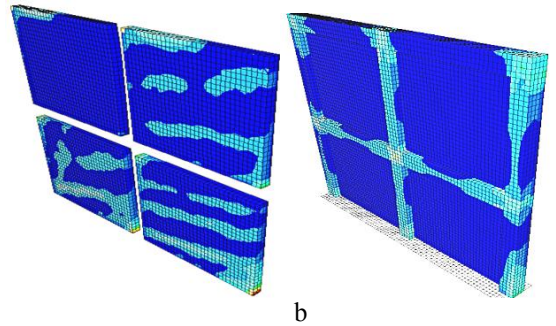
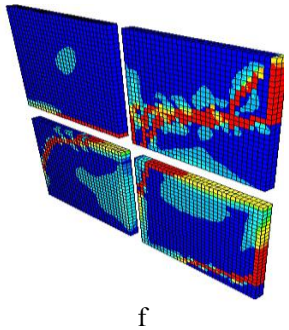
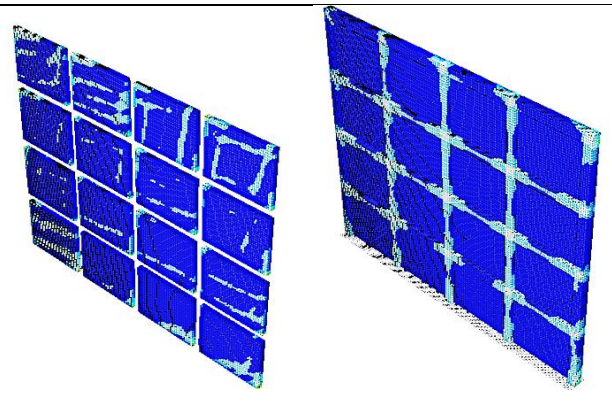
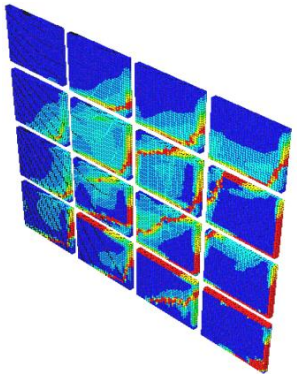
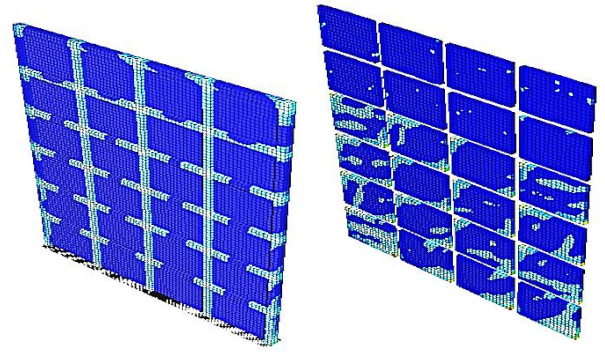
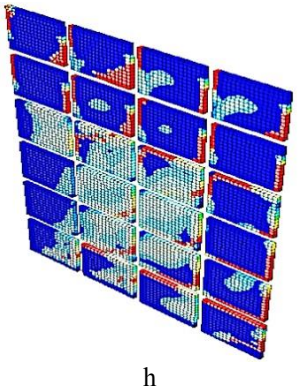
جدول ۴- مقایسه مدل‌های ۱طبقه-۱دهانه

نمونه‌ها	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	بار موجب ترک اولیه (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب (بار موجب ترک اولیه) نسبت به مدل W5
W_1	۲۰۰	۵۹۳۰	۸۲۰	≈٪۳۰
W_2	۲۲۰	۵۹۹۰	۸۹۰	≈٪۲۴
W_3	۲۵۰	۶۰۱۰	۹۸۰	≈٪۱۶
W_4	۲۸۰	۶۰۵۰	۱۰۸۰	≈٪۸
W_5	۳۱۰	۶۱۲۰	۱۱۷۰	۰

کانتور تنش ایجاد شده در مدل‌ها تحت جابجایی 0.02H (H ارتفاع ساختمان) در جدول ۵ (شکل‌های a,b,c,d) قابل ملاحظه است. کانتور DAMAGET نیز در جدول ۵ ارائه گردیده است (شکل‌های e,f,g,h). در این جدول بدلیل حجم اشکال، تنها کانتور تنش و آسیب مربوط به مدل‌های M2، M3، M4، M5 (با ضخامت ۲۲۰ میلیمتر) آورده شده و نتایج کلی در جداول ۶ تا ۱۱ ارائه گردیده است.

اولین ارزیابی که می‌توان با استفاده از آن تغییرات ایجاد شده ناشی از وجود میانقاب‌ها را بر رفتار لرزه‌ای سازه مد نظر قرار داد و به اهمیت نقش آن‌ها به سبب افزایش سختی سازه پی برد، تغییرات پریود نوسان سازه می‌باشد. بنابراین در اینجا با استفاده از نرم افزار Abaqus زمان تناوب اصلی نوسان هر سازه با توجه به سختی اولیه سازه بدون آنکه هیچگونه خسارتی در اعضاء آن بوجود آمده باشد، تعیین گردیده است.

جدول ۵- کانتور تنش و کانتور آسیب (DAMAGET) مدل‌های M2، M3، M4، M5

نام مدل	کانتور تنش	کانتور آسیب (DAMAGET)
۱طبقه-۲دهانه	 a	 e
۲طبقه-۲دهانه	 b	 f
۴طبقه-۴دهانه	 c	 g
۶طبقه-۴دهانه	 d	 h

جدول ۶- مقایسه مدل‌های ۱طبقه-۲دهانه

نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۹۳۰۵	≈٪۱۰
W2	۲۲۰	۹۳۶۵	≈٪۸
W3	۲۵۰	۹۴۳۰	≈٪۴
W4	۲۸۰	۹۴۶۵	≈٪۲
W5	۳۱۰	۹۴۹۰	۰

جدول ۷- مقایسه مدل‌های ۲طبقه-۲دهانه

نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۱۰۶۵۵	≈٪۶
W2	۲۲۰	۱۰۷۰۰	≈٪۵
W3	۲۵۰	۱۰۷۲۵	≈٪۴
W4	۲۸۰	۱۰۸۱۰	≈٪۲
W5	۳۱۰	۱۰۹۱۰	۰

جدول ۸- مقایسه مدل‌های ۴طبقه-۴دهانه

نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۱۱۴۰۵	≈٪۱۰
W2	۲۲۰	۱۱۵۰۰	≈٪۸
W3	۲۵۰	۱۱۵۹۰	≈٪۴
W4	۲۸۰	۱۱۷۱۰	≈٪۲
W5	۳۱۰	۱۱۹۲۰	۰

جدول ۹- مقایسه مدل‌های ۶طبقه-۴دهانه

نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۱۲۳۵۰	≈٪۶
W2	۲۲۰	۱۲۵۰۰	≈٪۵
W3	۲۵۰	۱۲۸۶۰	≈٪۴
W4	۲۸۰	۱۳۰۱۰	≈٪۱
W5	۳۱۰	۱۳۱۲۰	۰

جدول ۱۰- مقایسه مدل‌های ۶طبقه-۶دهانه

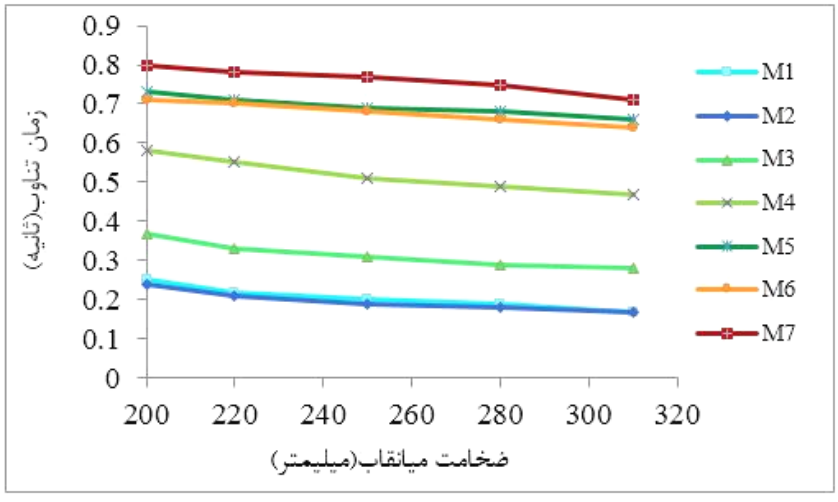
نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۱۴۳۵۰	≈٪۵
W2	۲۲۰	۱۴۶۹۰	≈٪۴
W3	۲۵۰	۱۴۹۲۰	≈٪۳
W4	۲۸۰	۱۵۰۹۰	≈٪۲
W5	۳۱۰	۱۵۳۶۰	۰

جدول ۱۱- مقایسه مدل‌های ۸طبقه-۶دهانه

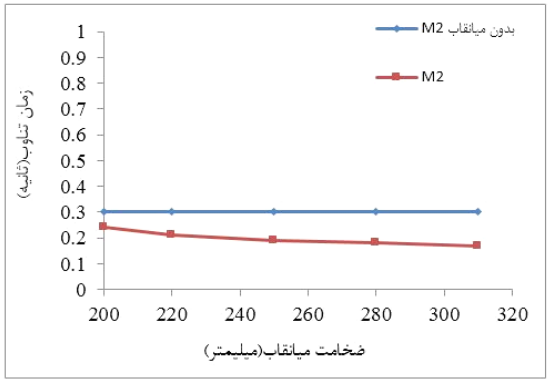
نمونه	ضخامت میانقاب	بار نهایی (کیلونیوتن)	کاهش ظرفیت بار آسیب نسبت به مدل W5
W1	۲۰۰	۱۷۲۱۰	≈٪۵
W2	۲۲۰	۱۷۹۰۰	≈٪۴
W3	۲۵۰	۱۸۵۸۰	≈٪۳
W4	۲۸۰	۱۸۹۲۰	≈٪۲
W5	۳۱۰	۱۹۲۰۰	۰

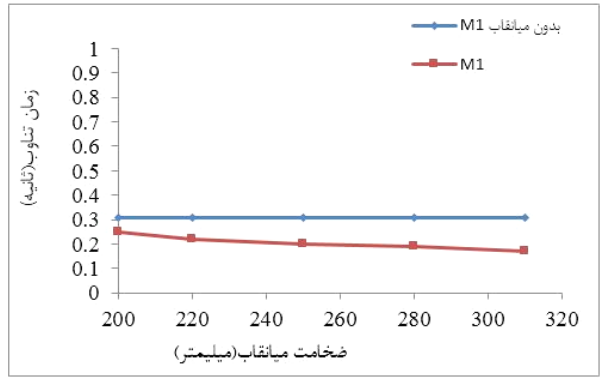
۳-۲- بررسی تاثیر تعداد دهانه و طبقات

دوره تناوب با جرم رابطه مستقیم و با سختی رابطه عکس دارد. در ادامه جهت بررسی تاثیر تعداد دهانه و طبقات، نمودار زمان تناوب بر حسب ضخامت میانقاب برای هر هفت مدل این تحقیق بطور همزمان در شکل ۴ ترسیم شده است. همچنین در شکل‌های ۵ تا ۱۱ برای تمامی مدل‌ها، نمودار زمان تناوب بر حسب ضخامت میانقاب در مقایسه با حالت بدون میانقاب آورده شده است. در نهایت نتایج حاصل از مدلسازی با نتایج حاصل از روابط آیین‌نامه‌ای مقایسه شده است.

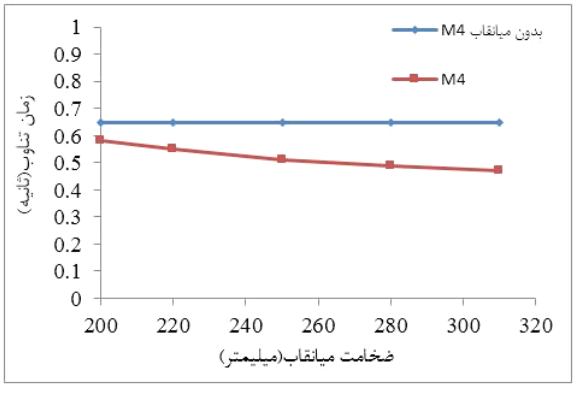


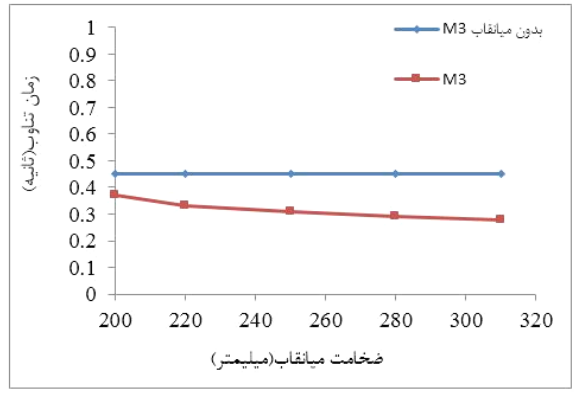
شکل ۴- تاثیر تعداد دهانه و طبقات بر روی زمان تناوب سازه



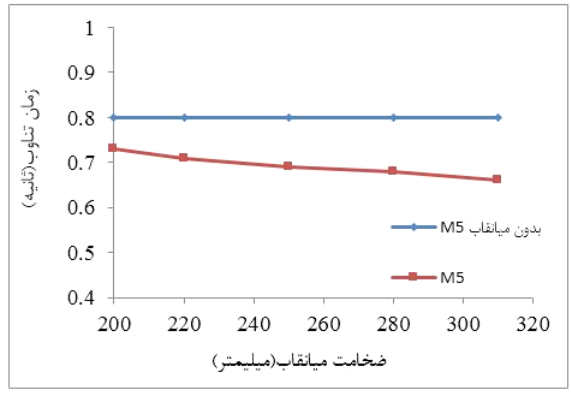


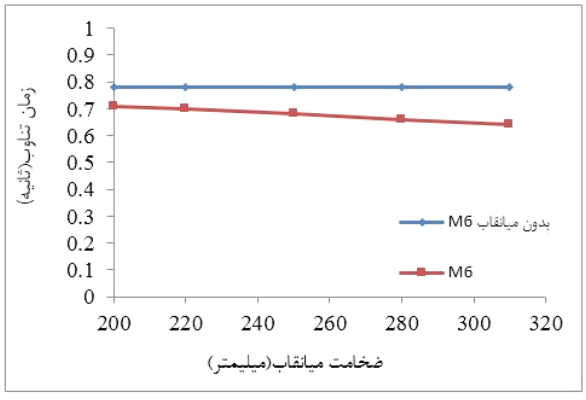
شکل ۵- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model1 *شکل۶- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model2*



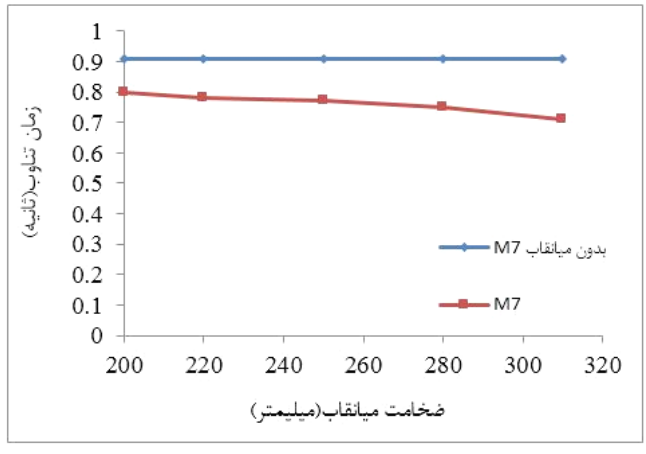


شکل ۷- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model3 *شکل ۸- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model4*





شکل ۹- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model5 ***شکل ۱۰- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model6***



شکل ۱۱- تاثیر ضخامت میانقاب بر زمان تناوب Model7

جدول ۱۲- مقایسه زمان تناوب مدل‌ها (ثانیه)

نام مدل		Model1	Model2	Model3	Model4	Model5	Model6	Model7
مدل نرم افزاری	با میانقاب	۰/۲۲	۰/۲۱	۰/۳۳	۰/۵۵	۰/۷۱	۰/۷	۰/۷۸
	بی میانقاب	۰/۳۱	۰/۳	۰/۴۵	۰/۶۵	۰/۸	۰/۷۸	۰/۹۱
آیین نامه	با میانقاب	۰/۱۳	۰/۱۳	۰/۲۱	۰/۳۶	۰/۴۹	۰/۴۹	۰/۶۱
	بی میانقاب	۰/۱۶	۰/۱۶	۰/۲۷	۰/۴۵	۰/۶۱	۰/۶۱	۰/۷۶

با توجه به شکل‌های ۴ تا ۱۱، در مدل‌هایی با طبقات یکسان (مدل ۱ و ۲، مدل ۵ و ۶) با افزایش تعداد دهانه زمان تناوب سازه کاهش پیدا می‌کند. بعبارت دیگر افزایش تعداد دهانه موجب افزایش سختی سازه می‌شود. در مدل ۲ با دو دهانه بدون میانقاب (شکل ۶) نسبت به مدل ۱ با یک دهانه بدون میانقاب (شکل ۵) زمان تناوب ۳/۳٪ کاهش نشان می‌دهد. همچنین مشاهده می‌شود که با افزایش طبقات در مدل‌ها، زمان تناوب افزایش پیدا می‌کند. زمان تناوب در مدل ۷ بدون میانقاب (شکل ۱۱) ۳ برابر زمان تناوب مدل ۱ بدون میانقاب (شکل ۵) است.

جهت محاسبه زمان تناوب طبیعی سازه‌های با سیستم قاب خمشی بتن آرمه، بر اساس آئین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ایران رابطه (۲) ارائه شده است[۱۵]:

$$T = 0.07H^{3/4} \qquad (۲)$$

که در آن H ارتفاع ساختمان بر حسب متر می‌باشد. طبق این آیین‌نامه اگر سازه دارای میانقاب باشد باید عدد حاصل از رابطه (۲) در ۰/۸ ضرب شود [۱۳]. در جدول ۱۲ زمان تناوب مدل‌ها بصورت نرم افزاری و آیین نامه‌ای برای هر دو حالت بدون میانقاب و با میانقاب ارائه و مقایسه شده است.

در اینجا پیش از آنکه به بررسی و مقایسه پریودهای بدست آمده پرداخته شود، خاطر نشان می‌نماید که پریود سازه در واقع نشان دهنده میزان سختی آن سازه بوده و با آن رابطه معکوس دارد. به عنوان مثال افزایش پریود در یک سازه، نشان دهنده کاهش سختی آن سازه می‌باشد. با توجه به جدول ۱۲ و شکل‌های ۵ تا ۱۱ و مقایسه پریود سازه‌های دارای میانقاب با سازه بدون میانقاب مشخص می‌گردد که در سازه‌های دارای میانقاب پریود در حدود ۷۰ تا ۹۰ درصد پریود سازه خالی (بدون میانقاب) می‌باشد. بنابراین سازه‌های دارای میانقاب دارای سختی بیشتری نسبت به سازه بدون میانقاب هستند. پریود سازه در آئین نامه ۲۸۰۰، مبنای تعیین نیروی برش پایه حاصل از زلزله می‌باشد. هر چه پریود سازه کمتر باشد، در نتیجه سازه سختتر بوده و نیروی حاصل از زلزله بیشتر می‌باشد. بنابراین با مقایسه پریودهای پیشنهادی آئین نامه با پریودهای بدست آمده از مدلسازی مشخص می‌گردد که در حالت کلی آئین‌نامه با در نظر گرفتن پریود کمتر در مقایسه با پریود واقعی سازه، در واقع محتاطانه عمل نموده است. ضمن آنکه اجازه می‌دهد از پریودهای حاصل از تحلیل جهت تعیین نیروهای حاصل از زلزله برای طراحی سازه استفاده شود. در این زمینه آئین‌نامه تصریح می‌کند که بجای استفاده از روابط تجربی، می‌توان زمان تناوب اصلی نوسان ساختمان را با استفاده از روش‌های تحلیلی بر مبنای مشخصات سازه و خصوصیات تغییر شکل عناصر مقاوم آن محاسبه نمود. ولی به هرحال زمان تناوب اصلی نباید از ۱/۲۵ برابر زمان تناوب بدست آمده از رابطه تجربی مربوطه (رابطه۲) بیشتر اختیار شود.

۴- نتیجه‌گیری

- در تمامی مدل‌ها دیوار تا آنجایی که هیچ آسیب و ترکی در آن رخ نداده است، سختی قابل ملاحظه‌ای داشته و پس از اولین ترک ظرفیت باربری آن کاهش می‌یابد.

- با مقایسه پریود سازه‌های دارای میانقاب با سازه بدون میانقاب (نتایج تحلیلی) مشخص می‌گردد که در سازه‌های دارای میانقاب پریودکاهش یافته، بطوریکه پریود این سازه‌ها در حدود ۷۰ تا ۹۰ درصد پریود سازه خالی (بدون میانقاب) می‌باشند. بنابراین سازه‌های دارای میانقاب دارای سختی بیشتری نسبت به سازه بدون میانقاب هستند.

- با افزایش ضخامت، اندکی مقاومت سازه و ظرفیت باربری سازه افزایش می‌یابد. افزایش ضخامت میانقاب در مورد مدل ۶طبقه-۶دهانه، باعث افزایش ۵ درصدی ظرفیت باربری شده است. همینطور نیرویی که به ازای آن ترک خوردگی شروع می‌شود، با افزایش ضخامت افزایش چشمگیرتری پیدا می‌کند.

- با افزایش تعداد طبقات زمان تناوب سازه نیز افزایش می‌یابد.

- افزایش تعداد دهانه در مدل‌ها به دلیل افزایش سختی، سبب کاهش زمان تناوب مدل‌ها می‌شود که در مدل ۲ با دو دهانه بدون میانقاب نسبت به مدل ۱ با یک دهانه بدون میانقاب زمان تناوب ۳/۳ درصد کاهش نشان می‌دهد.

- دلیل افزایش زمان تناوب بدست آمده از نتایج مدلسازی اجزاء محدود با موارد ذکر شده در آیین نامه ۲۸۰۰ آنست که در مدلسازی‌ها به دلیل تعریف آسیب دیدگی برای بتن با بوجود آمدن ترک‌ها و احیاناً مفاصل خمیری، سازه نرمتر شده و در نتیجه پریود سازه بیشتر خواهد شد.

مراجع

مقدم، حسن، (۱۳۷۳)، طرح لرزه‌ای ساختمان‌های آجری، انتشارات دانشگاه صنعتی شریف.

1.Matin M. (2009). Lateral Stiffness of Brick Masonry Infilled Plane Frames. Journal of Structure Engineering, ASCE, 129(8): 1071-1079.

2.Lourenco P.B. (1996). Computational Strategies for Masonry Structures Ph.D.thesis.Delft, The Nether Lands: Delft University of Technology.

3.Ghosh A.K, Made A.M. (2002). Finite Element Analysis of Infilled Frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, 128(7): 881-889.

4.Polyakov S.V. (1956). Masonry in Framed Buildings. Translated by G. L. Cairns in 1963, National Lending Library for Science and Technology, Boston Spa, Yorkshire, U.K.

5.Smith B.S. (1962). Lateral Stiffness of Infilled Frames. Journal of the Structural Division, ASCE, 88(6): 183-199.

6.Mehrabi A.B, Shing P.B, Schuller M.P, Noland J.L. (1996). Experimental Evaluation of Masonry-Infilled RC Frames. Journal of Structural Engineering, ASCE, 122(3):228-237.

7.Kappos A.J, Ellul F. (2000). Seismic Design and Performance Assessment of Masonry Infilled R/C Frames. Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, 0989 on CD-ROM, New Zealand.

8.Giordano A, Mele E, De Luca A. (2002). Modeling of Historical Masonry Structures Comparison of Different Approaches Through a Case Study. Engineering Structures, 24: 1057-1069.

9. Moghaddam H.A. (2004). Lateral Load Behavior of Masonry Infilled Steel Frames with Repair and Retrofit. Journal of Structure Engineering, ASCE, 130(1): 56-63.

10.Asteris P.G. (2008). Finite Element Micro-Modeling of Infilled Frames. Electronic Journal of Structural Engineering, 8:1

۱۱. آزادبخت، محسن، برقی، مصطفی، (۱۳۸۷)، بررسی اثر میانقاب مصالح بنایی بر پاسخ لرزه‌ای یک قاب بتن مسلح چهار طبقه، چهاردهمین کنفرانس دانشجویان عمران کشور، دانشگاه سمنان.

12.Foroughi M, Barkhordari M.A, Aqaee S.M. (2010). Investigation of the Seismic Behavior of Masonry Infilled Frames. Proceedings of the Tenth International Conference on Computational Structures Technology, Civil-Comp Press, Stirlingshire, UK, Paper 350, doi:10.4203/ccp.93.350.

13.Koutromanos I, Stavridis A, Shing P.B, Willam K. (2011). Numerical Modeling of Masonry Infilled RC Frames Subjected to Seismic Loads. Computers and Structures, 89: 1026–1037.

۱۴.آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

Influence of Thickness and Number of Masonry Infill on the Seismic Behavior of Concrete Building

Ali Heidari
Associate professor, Department of civil Engineering, Shahrekord University, Shahrekord.
heidari@eng.sku.ac.ir

Shiva Tavakoli
PhD candidate, Department of civil Engineering, University of Tehran, Tehran
Tavakoli_shiva@ut.ac.ir

Davoud Tavakoli
PhD, Department of civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran
d.tavakoli@srttu.edu

Abstract
Infilled frames significantly increase the stiffness, strength, and also change in ductility of structures compared to non-infill structures. Therefore, they cause changes in seismic response of these structures. However, in our country not enough attention is paid to the effect of infill on the seismic behavior of structures yet. So, structures are usually designed without considering the effects of infill on their seismic behavior. The reason could be the absence of the required procedural rules and also lack of knowledge about the mentioned effect. In this study, for conducting a detailed assessment of the behavior of buildings with concrete frame and masonry infill, we studied the effect of infill thickness (by modeling of five types of samples with thicknesses of 200 to 310 mm), the number of spans and floors (by modeling of seven types of different samples) on the amount of initial stiffness, ultimate strength of the wall, mode of failure, and the maximum stresses in the wall. The results of these models are compared and shown in the tables and graphs. These comparisons show that, the period is reduced in structures with infill. Therefore, structures with infill have a higher stiffness compared to non-infill structures. Moreover, by increasing the thickness, the strength and the bearing capacity of the structure will slightly increase.

Keywords: Masonry Infill, Period, Flexural Frame, Finite Element Method.