

چکیده

یکی از روش‌های مرسوم برای مدل‌سازی میان‌قاب که در دستورالعمل‌های بهسازی نیز استفاده شده، استفاده از مدل دستک فشاری معادل است. در این مدل، برای تعیین مشخصات دستک اثر نوع اتصال قاب پیرامونی و بار قائم و همچنین تعداد دهانه‌ی قاب میان‌پر لحاظ نشده است. در تحقیق حاضر، به مطالعه آزمایشگاهی رفتار درون صفحه‌ی هفت قاب فولادی میان‌پر آجری تک‌دهانه و دو دهانه با اتصالات صلب و مفصلی پرداخته شده است. همچنین دو عدد از نمونه‌های آزمایشگاهی تحت اثر هم‌زمان بار جانبی و قائم بر روی تیر قاب میان‌پر قرار گرفته‌اند. در ادامه، مطالعه‌ی جامعی توسط تحلیل‌های پارامتریک بر روی قاب‌های میان‌پر با استفاده از روش المان محدود انجام شد و در پایان نتایج حاصل از تحلیل‌های آزمایشگاهی و عددی بر روی مدل دستک فشاری معادل اعمال شد. نتایج نشان داد که مقاومت و سختی میان‌قاب در قاب‌های با اتصال مفصلی کمتر از آن در قاب‌های با اتصال صلب است که بر این اساس فرمول‌های پیشنهادی نشریه ۳۶۰ برای این نوع قاب‌ها اصلاح گردید. همچنین نشان داده شد که بار قائم تأثیر قابل توجهی بر مشخصات دستک فشاری معادل ندارد. ضمناً برای مدل کردن میان‌قاب‌ها در قاب‌های میان‌پر چند دهانه می‌توان از همان مدل استفاده شده برای میان‌قاب در قاب میان‌پر تک‌دهانه بهره جست.

واژگان کلیدی: هواویز، زلزله، سنجش از دور، ناهنجاری، مودیس.

تأثیر بار قائم، تعداد دهانه و صلبیت اتصال قاب در مدل‌سازی میان‌قاب در قاب‌های فولادی میان‌پر

مجید محمدی (نویسنده مسئول)

دانشیار پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،

mohammadigh@iiees.ac.ir

سید محمد متولی امامی

استادیار مهندسی زلزله، گروه عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد

اسلامی، نجف‌آباد، ایران

۱- مقدمه

قاب به کلی تغییر می‌کند. از طرفی به دلیل سختی بیشتر قاب میان‌پر نسبت به قاب خالی، نیروی جانبی بیشتری توسط سیستم جذب می‌شود و برش وارده بر قاب به واسطه وجود میان‌قاب بیشتر می‌شود. از دیگر سو به دلیل محصور شدن میان‌قاب توسط قاب پیرامونی، جداگر میان‌قابی دچار ترک شده ولیکن قاب مانع فروریزش آن می‌شود. این کنش و واکنش موجب می‌شود که میان‌قاب سختی خود را به قاب تحمیل کند و در نتیجه موجب افزایش سختی و مقاومت میان‌قاب و شکل‌پذیری قاب پیرامونی می‌شود.

میان‌قاب تأثیر زیادی بر مقاومت و سختی قاب میان‌پر دارد. به‌رغم اینکه آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ایران، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱]، صراحتاً به در نظرگیری اثر اندرکنش بین جداگرها و اعضایی که بر سختی و رفتار سازه تأثیرگذار است،

استفاده از قاب‌های خمشی فولادی یا بتن مسلح، یکی از روش‌های بسیار رایج ساخت و ساز در بسیاری از کشورها از جمله ایران است. این قاب‌های متشکل از اعضای اصلی تیر و ستون بوده که فضای بین این اعضا اغلب در محیط پیرامونی و همچنین در نواحی میانی ساختمان با دیوارهای مصالح بنایی به‌عنوان جداکننده یا عایق‌های صوتی و حرارتی پر می‌شود. وجود این دیوارها سبب تغییر رفتار این قاب‌ها نسبت به قاب خالی می‌شود. به این نوع دیوارها، میان‌قاب و به مجموعه حاصل از قاب و میان‌قاب، قاب میان‌پر گفته می‌شود. در روال تحلیل و طراحی قاب‌های خمشی، باربری تمام نیروهای ثقیلی و جانبی بر عهده قاب گذاشته شده و اغلب از اثر میان‌قاب‌ها صرف‌نظر می‌شود و این در حالی است که به دلیل اندرکنش بین قاب و میان‌قاب توزیع این نیروها در داخل

برایان [۱۰] مشاهده کردند که با اعمال بارهای ثقلی که کمتر از نصف مقاومت قائم میان قاب باشد، مقاومت جانبی قاب میان پر افزایش می‌یابد و برای بارهای ثقلی بیشتر از نصف مقاومت فشاری میان قاب، مقاومت جانبی به علت تغییر مود خرابی کاهش می‌یابد. محرابی و همکاران [۱۱] در مطالعه‌ای ۱۲ نمونه قاب بتنی میان پر با مقیاس ۰/۵ را مورد آزمایش قرار دادند. آنها به این نتیجه رسیدند که نحوه توزیع بار قائم بر روی ستون‌ها و یا تیر نیز تفاوت زیادی در مقاومت نهایی ایجاد نمی‌کند. همچنین افزایش ۵۰ درصد بار قائم، سختی اولیه را ۳۰ درصد و مقاومت نهایی را ۲۵ درصد افزایش می‌دهد. لیو و منش [۱۲] در یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی قاب‌های فولادی میان پر به بررسی اثر ترکیب بار قائم و جانبی بر رفتار میان قاب پرداختند. نتایج نشان داد که افزایش بار قائم سبب زیاد شدن سختی نمونه‌هایی که میان قاب آن با دوغاب پر شده است، می‌شود ولی بار قائم تغییر قابل توجهی در سختی نمونه‌های نیمه دوغاب خورده ایجاد نمی‌کند. مقایسه‌ی سختی و مقاومت آزمایشگاهی با نتایج حاصل از روابط پیشنهادی آیین‌نامه طراحی سازه‌های بنایی کانادا [۱۳] و آیین‌نامه طراحی سازه‌های بنایی ایالات متحده [۱۴] نشان داده که رابطه آیین‌نامه کانادا در تخمین سختی قاب میان پر بسیار محافظه کارانه است که در مورد تخمین مقاومت قاب میان پر برعکس می‌باشد. این در حالی است که سختی و مقاومت به دست آمده از روابط آیین‌نامه آمریکا تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد و به ترتیب ۱/۲ و ۰/۹۶ برابر سختی و مقاومت آزمایشگاهی است.

در روش دستک فشاری معادل چنین فرض شده است که سختی و مقاومت میان قاب‌ها در یک قاب دو دهانه دو برابر سختی و مقاومت میان قاب در یک قاب یک دهانه است. این در حالی است که تاریخچه ادبیات فنی نتایج متفاوتی در این زمینه گزارش می‌دهد. مورتی و هندری [۱۵] با آزمایش بر روی قاب‌های بتنی سه طبقه و سه دهانه با چیدمان متفاوت میان قاب، رابطه‌ای غیرخطی $R_N = R_1 \times N^{1.73}$ برای محاسبه سختی قاب میان پر چند دهانه (R_N) برحسب سختی قاب میان پر تک دهانه (R_1) پیشنهاد کردند. مسلم و همکاران [۱۶] به بررسی

تأکید کرده است ولی در روند طراحی، قاب پیرامونی به نحوی طراحی می‌شود که به تنهایی نیروهای زلزله بر آن وارد شود. این در حالی است که به دلیل طبیعت اندرکنش میان قاب با قاب، مقدار قابل توجهی از بار جانبی به میان قاب منتقل می‌شود و از طرف دیگر وجود میان قاب باعث افزایش سختی قاب میان پر می‌گردد. مطالعات انجام شده در این زمینه حاکی از آن است که در برخی موارد سختی این نوع قاب‌ها تا بیست برابر سختی قاب خالی افزایش می‌یابد [۲]. برخی از محققین [۳] نیز به خاطر مشکلات اشاره شده معتقدند که به هیچ وجه نباید اجازه داد که بین قاب و میان قاب اندرکنشی رخ دهد. برای تأمین چنین شرایطی باید از روش‌های خاصی برای جداسازی میان قاب از قاب پیرامونی استفاده کرد. از طرفی باید به این نکته توجه نمود که جداسازی میان قاب از قاب پیرامونی احتمال ناپایداری و حرکت خارج از صفحه^۱ میان قاب را بیشتر می‌کند [۴-۵]. اعمال چنین پیچیدگی رفتاری برای مکانیسمی در مورد مقاوم سازی ساختمان‌های موجود مشکل تر است زیرا مستلزم ایجاد تغییرات زیاد در وضع موجود و شاید تخریب میان قاب می‌باشد. لذا در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های لرزه‌ای نظیر EuroCode [۶]، UBC [۷]، FEMA [۸]، NEHRP [۹] و استاندارد ۲۸۰۰ [۱] تلویحاً مدل کردن و در نظر گرفتن اثرات اندرکنشی ناشی از میان قاب با سیستم سازه‌ای در مدل ریاضی تحلیل سازه توصیه شده است. در این آیین‌نامه‌ها برای در نظر گرفتن اثر میان قاب‌ها در ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان‌ها، روش قید فشاری معادل قطری پیشنهاد شده است. این در حالی است که برای برآورد ابعاد و مشخصات این دستک‌ها اشاره‌ای به نوع اتصال (صلبیت اتصال) قاب پیرامونی و یا وجود یا عدم وجود با قائم بر روی قاب میان پر نشده است. همچنین با توجه به تحقیقات گذشته جای این سؤال باقی است که مشخصات دستک معادل میان قاب در یک قاب یک دهانه چه نسبتی با دستک میان قاب‌های داخل قاب‌های چند دهانه دارد.

مطالعات زیادی در زمینه اثر بار قائم بر رفتار قاب میان پر انجام شده است که بار قائم را به صورت بار گسترده بر روی تیر و یا به صورت بار متمرکز بر روی ستون در نظر گرفته‌اند. اسمیت و

مقایسه مقاومت حداکثر به‌دست‌آمده از نمونه‌ها با نتایج حاصل از رابطه‌ی مینستون [۱۹] حاکی از کاهش ۵۰ درصدی سختی و مقاومت حداکثر قاب میان‌قاب دارای اتصالات مفصلی نسبت به قاب میان‌قاب دارای اتصال گیردار می‌باشد.

در این مقاله با استفاده از تحلیل‌های آزمایشگاهی به بررسی اثرات صلبیت اتصال، بار قائم و تعداد دهانه بر روی رفتار درون صفحه‌ی جانبی قاب‌های فولادی میان‌قاب پرداخته می‌شود. برای این منظور شش قاب فولادی میان‌قاب و یک قاب فولادی خالی تحت بار گذاری رفت و برگشتی جانبی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. در ادامه با استفاده از مدل‌های المان محدود به بررسی پارامتریک اثرات مد نظر پرداخته می‌شود. در نهایت نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل‌های پارامتریک به‌صورت کاربردی بر روی مدل دستک فشاری معادل پیاده خواهد شد.

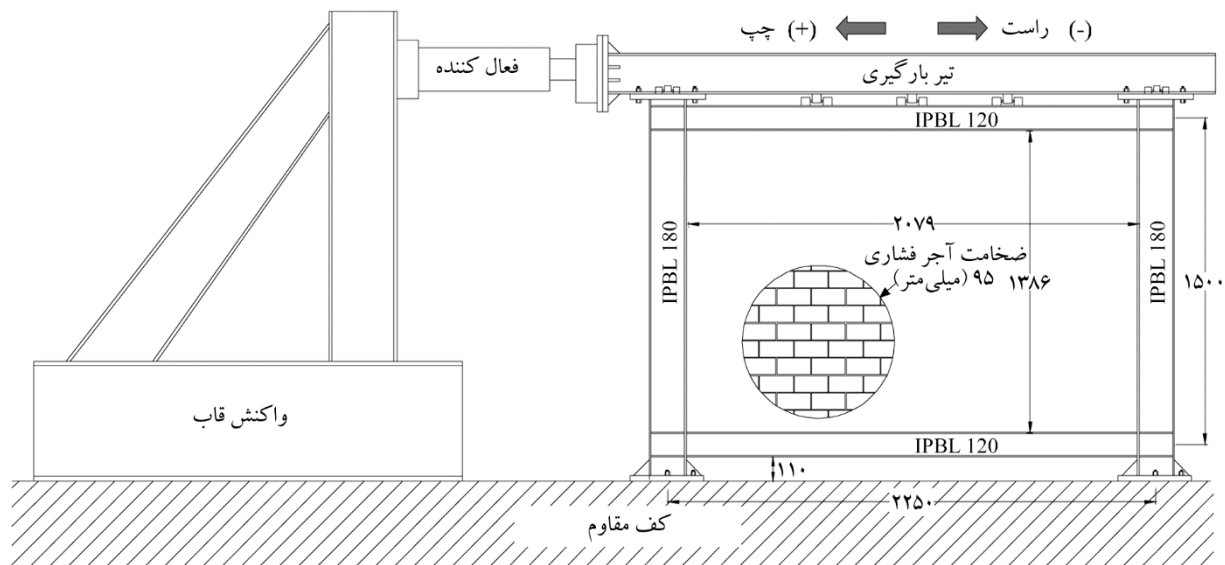
۲- مدل‌های آزمایشگاهی

۲-۱- نمونه‌های قاب میان‌قاب

در این مطالعه هفت نمونه قاب فولادی با مقیاس نیم شامل شش قاب میان‌قاب آجری و یک قاب خالی تحت بار گذاری رفت و برگشتی درون صفحه مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌های آزمایشگاهی از طبقه اول یک ساختمان فولادی چهار طبقه استخراج و مقاطع و ابعاد آن با نسبت مقیاس نیم باز تولید گردید. ساختمان مذکور با کمک آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ [۲۳] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۴] بار گذاری و سپس بر طبق آیین‌نامه AISC-ASD01 [۲۵] طراحی شد. طول و ارتفاع قاب آزمایشگاهی پس از مقیاس کردن به ترتیب برابر با ۲/۲۵ و ۱/۵ متر محاسبه گردید. مقطع تیر و ستون نمونه‌های آزمایشگاهی به ترتیب IPBL120 و IPBL180 انتخاب شد و همچنین میان‌قاب از نوع آجر فشاری با ضخامت ۹/۵ سانتیمتر می‌باشد. طرح کلی نمونه‌های آزمایشگاهی همراه با نحوه اعمال بار جانبی در شکل (۱) نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل مشخص است بار گذاری جانبی در دو جهت مثبت و منفی بر نمونه‌ها اعمال شده است. همچنین در نمونه‌هایی

آزمایشگاهی قاب‌های فولادی با اتصال نیمه صلب و با میان‌قاب بنایی، تحت بار گذاری چرخه‌ای پرداختند که نتایج به‌دست‌آمده حاکی از آن بود که مقاومت قاب میان‌قاب دو دهانه تقریباً دو برابر مدل یک دهانه است در حالی که سختی آن ۱/۷ برابر آن است. مطالعه‌ی آزمایشگاهی دیگری توسط الجار و همکاران [۱۷] بر روی قاب میان‌قاب بتنی دارای تعداد دهانه‌های متفاوت انجام شده است. بار گذاری جانبی بر روی نمونه‌ها با اعمال جابه‌جایی یک‌طرفه به بالای ستون اول قاب انجام شده بود. نمونه‌های دو دهانه و سه دهانه بیشترین افت مقاومت را پس از عبور از مقاومت حداکثر تجربه نموده‌اند. مقاومت حداکثر نمونه دو دهانه سه دهانه به ترتیب برابر با ۳/۹ و ۴/۴ برابر مقاومت نمونه تک‌دهانه گزارش شد که روند غیرخطی در افزایش مقاومت ناشی از تغییر در مود خرابی میان‌قاب بود. چوی و همکاران [۱۸] در مطالعه‌ای دقت مدل دستک فشاری معادل را در تخمین رفتار قاب بتنی میان‌قاب تک‌دهانه و دو دهانه بررسی کردند. برای مدل دستک فشاری در این مطالعه شده از مدل پیشنهادی مینستون [۱۹] استفاده شده است. آنها در نهایت به این نتیجه رسیدند که در قاب میان‌قاب دو دهانه، دو دستک مستقل تشکیل می‌شود که هر کدام از این دستک‌ها را می‌توان با استفاده از یک دستک مشابه مدل‌سازی کرد که این فرضیه برای قاب‌های چند دهانه نیز صادق است.

در دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای صحبتی از تأثیر صلبیت اتصالات قاب پیرامونی بر سختی و مقاومت میان‌قاب نشده است. این در حالی است که مطالعات پیشین نشان می‌دهد که نوع اتصال قاب بر سختی و مقاومت قاب میان‌قاب مؤثر است. ریدینگتون [۲۰] با استفاده از تحلیل‌های المان محدود نشان داد که اتصال مفصلی تیر به ستون تغییر قابل توجهی در تنش‌های وسط و گوشه‌ی میان‌قاب مربعی به وجود نمی‌آورد. عبدالقادر و رثوف [۲۱] بر پایه نتایج آزمایشگاهی، کاهش مقاومت و سختی قاب میان‌قاب را در اثر کاهش مقاومت و صلبیت اتصالات قاب گزارش داده است. فلائنگان و بنت [۲۲] رفتار قاب میان‌قاب با میان‌قاب آجر سفالی تحت بار گذاری درون صفحه مورد بررسی قرار دادند.



شکل (۱): طرح نمونه‌های آزمایشگاهی [۲۷].

جدول (۱): مشخصات کلی نمونه‌های آزمایشگاهی.

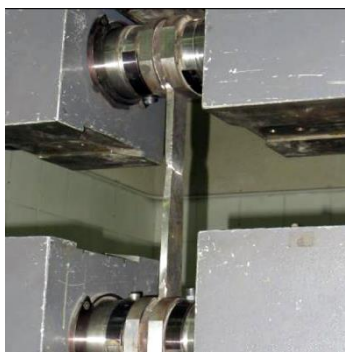
نمونه	نوع و ضخامت میان قاب	تعداد دهانه	نوع اتصال قاب	وجود بار قائم
BF	-	۱	صلب	خیر
M-RC-1B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	صلب	خیر
M-PC-1B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	مفصلی	خیر
M-RC-2B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۲	صلب	خیر
M-PC-2B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۲	مفصلی	خیر
M-RC-1B-VL	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	صلب	بله
M-PC-1B-VL	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	مفصلی	بله

۲-۲- آزمایش مصالح

برای محاسبه مشخصات مکانیکی آجرکاری، ۱۴ نمونه منشور بنایی مطابق با ASTM C1314 [۲۹] با نسبت ارتفاع به عرض ۲ (سه آجر و دو لایه ملات)، در دستگاه جابه‌جایی کنترل آزمایش شد (شکل ۲- الف) و مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته متوسط نمونه‌های آجرکاری به ترتیب برابر با ۹/۹ و ۱۸۹۲ مگاپاسکال اندازه‌گیری گردید. با اعمال فشار بر ۱۰ نمونه‌ی بنایی تحت زوایای ۳۰ و ۴۵ درجه، مقاومت برشی و زاویه اصطکاک بین آجر و ملات محاسبه شد. به این ترتیب متوسط مقاومت برشی و ضریب اصطکاک بین واحدهای آجری و ملات به ترتیب برابر ۰/۳ مگاپاسکال و ۰/۷۵ محاسبه گردید

که بار قائم وجود دارد، این بار بر روی تیر فوقانی نمونه وارد شده است. مقدار بار قائم برابر با ۱۰ درصد مقاومت فشاری میان قاب آجری بوده که به صورت گسترده در طول تیر فوقانی نمونه وارد شده است. برای آگاهی از جزئیات دقیق تر نحوه اعمال بار قائم می‌توان به مرجع [۲۶] مراجعه کرد.

مشخصات کلی نمونه‌های آزمایشگاهی در جدول (۱) آورده شده است. همان‌طور که پیش از این ذکر شد، نمونه‌های آزمایشگاهی شامل یک قاب خالی (BF) و شش قاب فولاد میان‌پر می‌باشد. جهت بررسی اثرات صلیبیت اتصال، بار قائم و تعداد دهانه، نمونه‌های قاب میان‌پر با دو نوع اتصال صلب و مفصلی یک و دو دهانه انتخاب شدند. همچنین در دو عدد از نمونه‌ها علاوه بر بار جانبی، بار قائم نیز اعمال گردید. نام‌گذاری قاب‌های میان‌پر متشکل از ۳ یا ۴ قسمت است؛ حرف اول (M) بیان‌گر جنس میان‌قاب^۲ می‌باشد. قسمت دوم RC یا PC است که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی اتصال صلب^۳ یا اتصال بین^۴ تیر به ستون قاب پیرامونی می‌باشد. تعداد دهانه (1B یا 2B) و وجود بار قائم^۵ در ادامه نام نمونه‌ها قابل رؤیت می‌باشد. لازم به ذکر است که الگوی بارگذاری جانبی مطابق با FEMA461 [۲۸] تعیین شده است. همان‌طور که ذکر شد بار قائم برابر با ۱۰ درصد مقاومت فشاری میان قاب بوده و قبل از اعمال بار جانبی به صورت گسترده در طول تیر فوقانی ثابت می‌گردد.



(پ)



(ب)



(الف)

شکل (۲): آزمایش مصالح برای (الف) مقاومت فشاری منشور بنایی (ب) مقاومت برشی واحد بنایی (پ) کشش فولاد.

میان‌پر با اتصال صلب (M-RC-1B) نشان می‌دهد که سختی و مقاومت نمونه با کاهش صلیبیت اتصال کم شده است و سختی و مقاومت نمونه‌ی M-PC-1B به ترتیب به اندازه ۴۷ و ۱۱ درصد کمتر از مقادیر متناظر نمونه‌ی M-RC-1B است (جدول ۲).

منحنی پوش رفتار چرخه‌ای نمونه‌های M-RC-1B، M-PC-1B، M-RC-1B-VL و M-PC-1B-VL در شکل (۳-ب) نشان داده شده است. با توجه به این نمودار و همچنین جدول (۲) ملاحظه می‌شود که اعمال بار قائم به میزان ۱۰ درصد مقاومت فشاری مصالح میان‌قاب، بر روی تیر فوقانی تأثیر قابل توجهی بر مقاومت حداکثر قاب‌های میان‌پر نداشته است به طوری که در نمونه‌های با اتصال صلب و مفصلی، اعمال بار قائم به ترتیب منجر به کاهش ۸ درصدی و ۶ درصدی مقاومت حداکثر قاب میان‌پر شده است. همچنین اعمال بار قائم بر روی نمونه‌های با اتصال صلب و مفصلی به ترتیب سبب کاهش ۲۰ درصدی و افزایش ۲۰ درصدی سختی نسبت به نمونه‌های بدون بار قائم شده است. ذکر این نکته ضروری است که در واقعیت اعمال بار قائم به اندازه ۱۰ درصد مقاومت فشاری میان‌قاب بر روی قاب میان‌پر به ندرت اتفاق می‌افتد و عملاً بار قائم اعمالی در حدود ۲ الی ۵ درصد مقاومت فشاری میان‌قاب است. در حقیقت اثرات ناشی از بارهای قائم مرسوم بر رفتار قاب میان‌پر کمتر از مقادیری است که ذکر شد.

با توجه به شکل (۳-ج) و مقادیر جدول (۲) در قاب‌های میان‌پر با اتصال صلب در جهت مثبت بارگذاری مقاومت حداکثر نمونه دو دهانه ۱/۹ برابر نمونه یک دهانه است. همچنین در نمونه‌های با

در شکل (۲-ب) آزمایش یکی از نمونه‌های ۴۵ درجه‌ای نشان داده شده است. همچنین فولاد مصرفی در مقاطع قاب مطابق با استاندارد ASTM E8/E8M [۳۰] آزمایش شد که میانگین مقاومت نظیر جاری شدگی و مدول الاستیسیته هشت نمونه‌ی دمبلی شکل به ترتیب برابر با ۳۱۳ مگاپاسکال و ۱۷۱ گیگاپاسکال به دست آمد (شکل ۲-ج). برای آشنایی با جزئیات بیشتر آزمایش مصالح، به مرجع [۲۷] رجوع شود.

۳- نتایج آزمایش قاب‌های میان‌پر

منحنی‌های پوش به دست آمده از رفتار چرخه‌ای نمونه‌های آزمایش شده در قسمت‌های (الف) تا (ج) شکل (۳) نشان داده شده است. همچنین مقادیر سختی و مقاومت این نمونه‌ها در جدول (۲) قابل مشاهده است. مقادیر مثبت و منفی در این جدول مربوط به جهت مثبت و منفی بارگذاری می‌باشد. شکل (۳-الف) مقایسه بین منحنی‌های ظرفیت نمونه‌ی قاب خالی با نمونه‌های قاب میان‌پر یک دهانه با اتصال صلب و مفصلی را نشان می‌دهد. افزایش سختی و مقاومت قاب خمشی فولادی با اضافه شدن میان‌قاب مشهود است. نکته قابل توجه این است که سختی و مقاومت قاب میان‌پر با اتصال مفصلی (M-PC-1B) تفاوت قابل توجهی نسبت به قاب فولادی خالی با اتصال صلب (BF) ندارد که این مطلب اهمیت نوع اتصال تیر به ستون را در ظرفیت باربری قاب فولادی را به وضوح نشان می‌دهد. مقایسه رفتار قاب میان‌پر با اتصال مفصلی (M-PC-1B) نسبت به قاب

در حالی که مقاومت نمونه مفصلی دو دهانه به مقدار حداکثر خود نرسیده بود، اتصالات تیر به ستون نمونه M-PC-2B خراب شد. با مقایسه سختی نمونه‌ها این نتیجه حاصل می‌شود که در نمونه‌های با اتصال صلب سختی نمونه‌ی دو دهانه ۲/۰۵ برابر نمونه تک‌دهانه است؛ این در حالی است که این نسبت در نمونه‌های با اتصال مفصلی برابر با ۲/۵ می‌باشد.

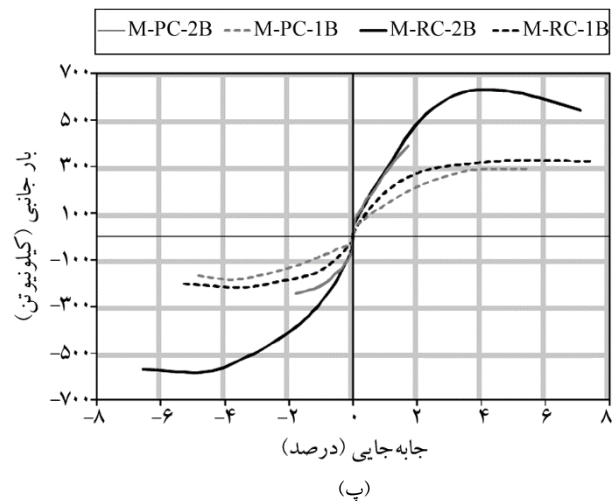
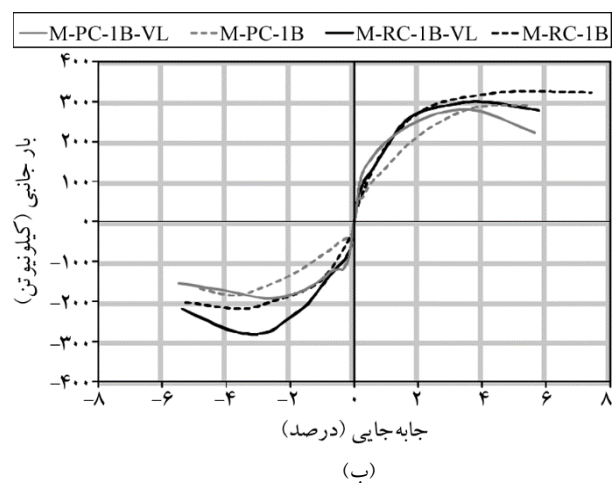
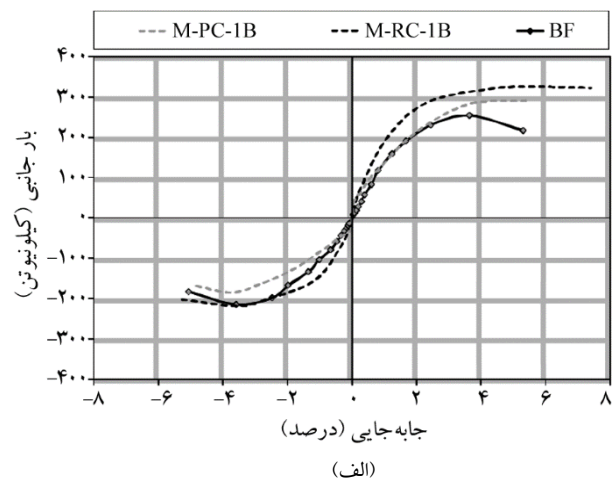
جدول (۲): مقایسه مقادیر کلیدی رفتار نمونه‌ها.

مقاومت حداکثر	نمونه	
	نیرو (کیلو نیوتن)	دریفت (درصد)
۳/۶۳	۲۵۴	۹/۴۸
۳/۵۹	-۲۱۵	-۷/۴۴
۵/۰۷	۳۲۵	۱۰/۶۴
-۳/۵	-۲۱۸	-۸/۴
۵/۴۶	۲۹۰/۲	۵/۶
-۳/۷۲	-۱۸۵/۳	-۳/۵۹
۳/۵۶	۶۲۳/۵	۱۶/۲
-۴/۶۲	-۵۸۰/۲	-۱۷/۲
۱/۷۱	۳۸۸/۲	۱۳/۸۶
-۱/۸	-۲۴۴/۷	-۹/۹۳
۳/۹۵	۲۹۹/۷	۸/۴
-۲/۷۷	-۲۷۸/۳	-۶/۴۸
۳/۹۳	۲۷۴	۶/۸
-۲/۸۰	-۱۹۱/۸	-۵/۴۲

۴- مطالعه عددی قاب‌های فولادی میان‌پر

۴-۱- مقدمه

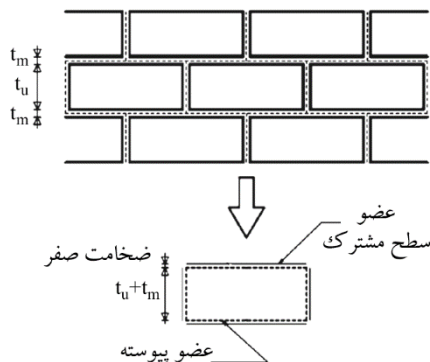
با توجه به اینکه رفتار قاب میان‌پر تابعی از قاب پیرامونی، میان‌قاب و اندرکنش بین قاب و میان‌قاب می‌باشد، جای این سؤال باقی می‌ماند که اختلاف در سختی و مقاومت قاب‌های میان‌پر با اتصال صلب و مفصلی، صرفاً ناشی از کاهش صلیبیت اتصال قاب پیرامونی است و یا میزان مشارکت میان‌قاب در رفتار قاب میان‌پر نیز بستگی دارد. همچنین با توجه به این که افزایش سختی و مقاومت قاب‌های میان‌پر دو دهانه نسبت به نمونه یک دهانه نظیر آن کاملاً بدیهی است، باید دید که سهم مشارکت



شکل (۳): مقایسه بین منحنی‌های پوش جهت مقایسه اثر (الف) صلیبیت اتصال، (ب) بار قائم، (پ) تعداد دهانه.

اتصال مفصلی مقاومت حداکثر نمونه دو دهانه در دریفت نظیر ۱/۸ درصد برابر با ۱/۹۵ برابر مقاومت نمونه تک‌دهانه در همین دریفت می‌باشد. لازم به ذکر است که در دریفت ۱/۸ درصد

پوش منحنی چرخه ای نمونه های آزمایشگاهی داشته باشد.
۳. مود خرابی نمونه های عددی و آزمایشگاهی یکسان باشد.
مدل سازی فولاد و آجرها توسط المان سه بعدی مکعبی^۸ موجود در آباکوس [۳۱] انجام شده است. برای تعریف مصالح فولادی از مدل ایزوتروپیک بهره گرفته شده است. برای مدل سازی آجر و ملات از روش ریز مدل سازی ساده شده استفاده شد. در این دیدگاه لایه ملات به یک المان ناپیوسته با خصوصیات حد فاصل ملات- واحد بنایی تبدیل می شود. بلوک ها با افزایش اندازه به میزان نصف ضخامت ملات در جهت های قائم و افقی به المان های پیوسته تبدیل می شود که در شکل (۴) نشان داده شده است [۳۱]. در این مطالعه رفتار آجرها به صورت غیرخطی با استفاده از مدل پلاستیسیته خسارت^۹ شبیه سازی شد که مشخصات تنش و کرنش به کار رفته در کشش و فشار در جدول (۳) آورده شده است. برای مدل کردن



شکل (۴): طبقه مدل کردن واحدهای بنایی در ریز- مدل سازی ساده شده [۳۱].

میان قاب در افزایش سختی و مقاومت قاب میان پر دو دهانه نسبت به تک دهانه به چه میزان است و آیا می توان میان قاب داخل قاب چند دهانه را دقیقاً با همان دستکی که در قاب یک دهانه انجام می شود، مدل سازی نمود. به علاوه بررسی دقیق تر اثر بارهای قائم با شدت متفاوت بر رفتار قاب های فولادی میان پر نیز مورد اهمیت می باشد. به همین جهت در این قسمت به مطالعه پارامتریک قاب های میان پر با استفاده از روش المان محدود پرداخته می شود. لذا قبل از مدل سازی عددی قاب های میان پر، جهت اطمینان از روش مدل سازی، صحت سنجی نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی انجام می شود.

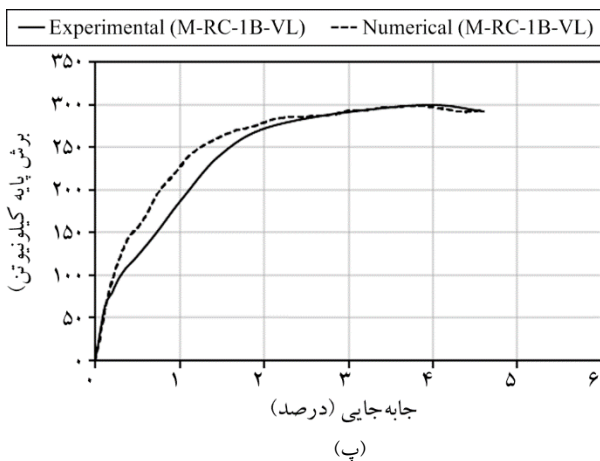
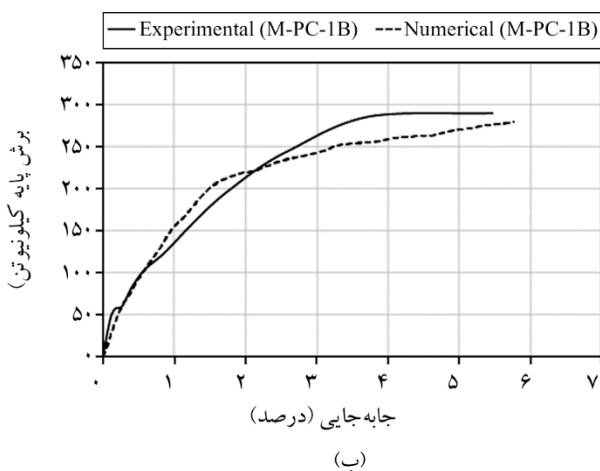
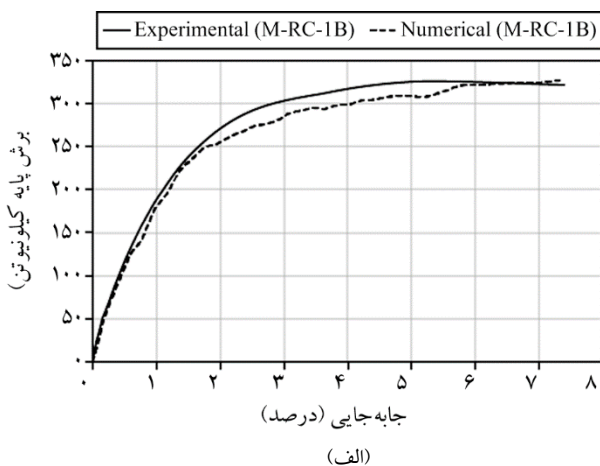
۴-۲- صحت سنجی مدل سازی عددی

در این مقاله برای مدل سازی عددی به دلیل توانایی در مدل سازی رفتار غیرخطی مصالح فولادی، بنایی و شبیه سازی ملات، از نرم افزار آباکوس^۶ [۳۱] استفاده شده است. به منظور صحت سنجی نتایج عددی، سه نمونه قاب میان پر شامل M-RC-1B، M-PC-1B و M-RC-1B- VL انتخاب شدند. انتخاب این نمونه ها بدین منظور بود که صحت سنجی نتایج عددی شامل نمونه های همراه با بار قائم و دو نوع اتصال تیر به ستون مد نظر نیز شود. صحت سنجی این نمونه ها بر سه اصل استوار بود:
۱. خواص مصالح و اندرکنش های بین آجرها و همچنین قاب و میان قاب در هر چهار نمونه یکسان باشد.

۲. منحنی بارافزون^۷ حاصل از نتایج عددی تطبیق قابل قبولی با

جدول (۳): مشخصات مکانیکی فولاد و مصالح بنایی برای مدل سازی در نرم افزار.

مصالح بنایی				فولاد		
رفتار کششی		رفتار فشاری		مقدار	توضیح	پارامتر
کرنش توک خوردگی	تنش جاری شدگی (مگاپاسکال)	کرنش غیر الاستیک	تنش جاری شدگی (مگاپاسکال)			
۰	۰/۶۹۳	۰	۶/۹۲۵	۱۷۱۰۰۰	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	E
۰/۰۰۰۱۱	۰/۵۴۵	۰/۰۰۰۳۳	۸/۰۱	۰/۳	نسبت پواسون	ν
۰/۰۰۰۲۸	۰/۳۵۸	۰/۰۰۲۸۶	۹/۹	۳۱۳	مقاومت جاری شدگی (مگاپاسکال)	σ _y
۰/۰۰۰۴۲	۰/۲۵	۰/۰۰۳۷۲	۹/۸	۴۸۴	مقاومت نهایی (مگاپاسکال)	σ _u
۰/۰۰۰۵۵	۰/۱۷	۰/۰۰۶۴۴	۸/۶۳	۰/۰۱۷	کرنش سخت شدگی	ε _h
۰/۰۰۰۶۷	۰/۱۲۱	۰/۰۱۱۹	۴/۲۸	۰/۱۴۱۵	کرنش نهایی	ε _u



شکل (۵): مقایسه نتایج منحنی ظرفیت آزمایشگاهی و عددی برای نمونه‌های (الف) M-RC-1B، (ب) M-PC-1B، (پ) M-RC-1B-VL.

که در رابطه (۱) h_{col} ارتفاع ستون، h_{inf} ارتفاع میان قاب، E_{fe} مدول ارتجاعی قاب، E_{me} مدول ارتجاعی میان قاب، t_{inf} ضخامت میان قاب، I_{col} ممان اینرسی ستون، r_{inf} طول قطری میان قاب و θ زاویه قطر میان قاب نسبت به افق می‌باشد.

ملات از المان حد فاصل با ضخامت صفر استفاده شده است که برای رفتار آن از ضریب اصطکاک 0.75 و مقاومت برشی 0.3 مگاپاسکال بین آجرها که از نتایج آزمایش برشی واحدهای بنایی به دست آمد (بخش ۲-۲)، استفاده شد. همچنین برای مدل سازی رفتار فشاری بین دو آجر از رفتار نرمال با بهره‌گیری از تماس سخت $1'$ برای اطمینان از عدم فرو رفتن آجرها در هم، استفاده شد. لازم به یادآوری است که مشخصات مکانیکی مصالح فولادی و بنایی با استفاده از آزمایش مصالح به دست آمد که پیش از این در بخش ۲-۲ ذکر شد.

مقایسه منحنی‌های پوش آزمایشگاهی و عددی نمونه‌های مورد بررسی در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین مود خرابی نمونه M-RC-1B مشاهده در آزمایشگاه و به دست آمده در نرم افزار در شکل (۶) به نمایش در آمده است. مشاهده می‌شود که تطابق قابل قبولی بین منحنی ظرفیت و مود خرابی نمونه‌ها در آزمایشگاه و المان محدود برقرار است. با نتایج به دست آمده این اطمینان حاصل می‌شود که مدل سازی و در پی آن مشخصات مصالح و المان‌های استفاده شده در مدل سازی عددی برای تحلیل پارامتریک نمونه‌های قاب میان‌پر، قابل اطمینان است.

۳-۴- تحلیل پارامتریک نمونه‌های قاب میان‌پر

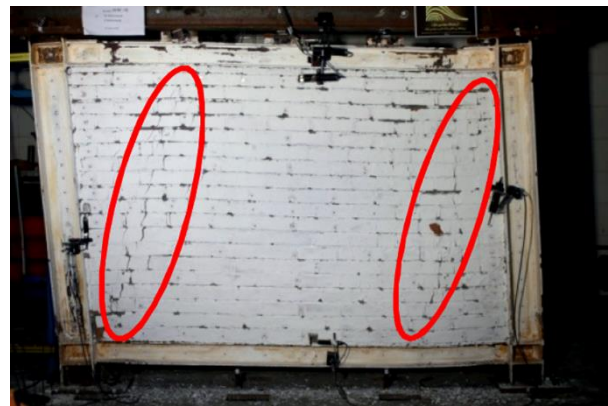
برای بررسی اثر صلبیت اتصال بر رفتار قاب‌های میان‌پر 32 مدل عددی متشکل از 16 قاب میان‌پر و 16 قاب خالی نظیر آن با نسبت ابعاد (طول به ارتفاع) 0.5 ، 1 ، 1.5 و 2 مدل سازی و مورد تحلیل بارافزون قرار گرفت. برای بررسی اثر سختی نسبی میان قاب به قاب در نتایج به دست آمده، از دو نوع قاب شبیه نمونه‌های آزمایشگاهی ($\lambda h = 2/4$) و قاب پیرامونی ضعیف‌تر ($\lambda h = 3/4$) استفاده شد. برای تعریف سختی نسبی میان قاب به قاب از پارامتر λh ارائه شده توسط مینستون [۱۹] استفاده شد که در معادله (۱) آورده شده است:

$$\lambda h = h_{col} \left[\frac{E_{me} t_{inf} \sin 2\theta}{4E_{fe} I_{col} h_{inf}} \right]^{1/4} \quad (1)$$

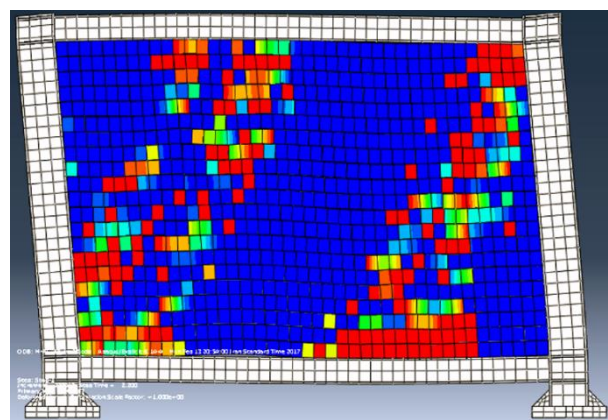
بهره برداری بی وقفه بر اساس ASCE41-13 [۳۳] ۰/۶۷ برابر جابه جایی ایمنی جانی یعنی ۱/۳۴ و ۱/۶۷ درصد است، نیز لحاظ گردد. با توجه به اعداد جدول (۴) مشخص است که به جز نمونه های با نسبت بعدی ۰/۵ در سایر نمونه ها نسبت مقاومت میان قاب در قاب مفصلی به نظیر آن در قاب صلب حدوداً برابر با ۰/۸۲ می باشد. علت عدم تغییر مقاومت میان قاب نمونه های مفصلی نسبت به صلب در قاب های با نسبت بعدی ۰/۵ مربوط به مود شکست متفاوت میان قاب این نمونه ها نسبت به میان قاب نمونه های با نسبت بعدی بزرگ تر باشد.

همچنین مقایسه سختی ها در جدول (۴) نشان می دهد که سختی اولیه نمونه ناشی از مشارکت سهم میان قاب بر رفتار قاب میان پر در نمونه های با اتصال مفصلی نسبت به نمونه های با اتصال صلب برابر با ۰/۹۱ می باشد. این مطلب بیان گر آن است که در قاب های میان پر با اتصال مفصلی، کاهش سختی نسبت به قاب میان پر با اتصال صلب علاوه بر نوع قاب پیرامونی به خود میان قاب محصور شده نیز مربوط است. علت این امر ناشی از یکسان نبودن اندرکنش بین قاب و میان قاب در قاب های میان پر با اتصال صلب و مفصلی است که باعث تغییر سهم میان قاب در رفتار کلی سیستم می شود.

با توجه به اینکه در قسمت مطالعه آزمایشگاهی، اثر بار قائم به میزان ۱۰ درصد مقاومت فشاری مصالح میان قاب بر روی قاب های میان پر با نسبت بعدی ۱/۵ انجام شد، به نظر تعمیم نتیجه حاصله به سایر قاب های میان پر از اطمینان کافی برخوردار نیست. بنابراین در این قسمت مطالعه پارامتریک بر روی رفتار جانبی قاب های میان پر در اثر اعمال بارهای قائم مختلف به میزان ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد مقاومت فشاری میان قاب بر روی تیر فوقانی قاب انجام پذیرفت. بدین منظور تعداد ۶۴ قاب میان پر با نسبت های بعدی (طول به ارتفاع) ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ با λh های ۲/۴ و ۳/۴ مدل سازی عددی گردید و مورد تحلیل بار افزون قرار گرفت. میانگین تغییرات مقاومت و سختی جانبی همه قاب های میان پر بررسی شده به نسبت بار قائم اعمالی به ترتیب در نمودارهای (الف) و (ب) شکل (۶) نشان داده شده است. همان طور که پیش از این ذکر شد در عمل بارهای قائم وارد بر تیر فوقانی قاب های



(الف)



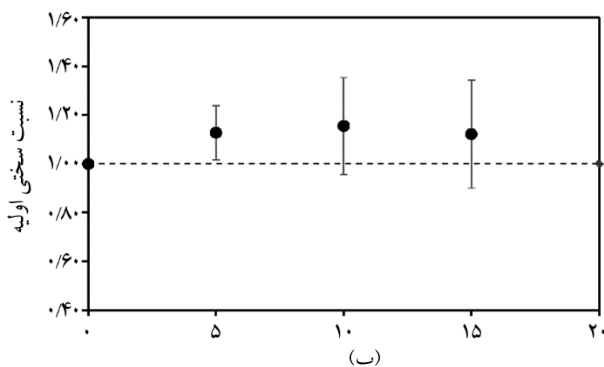
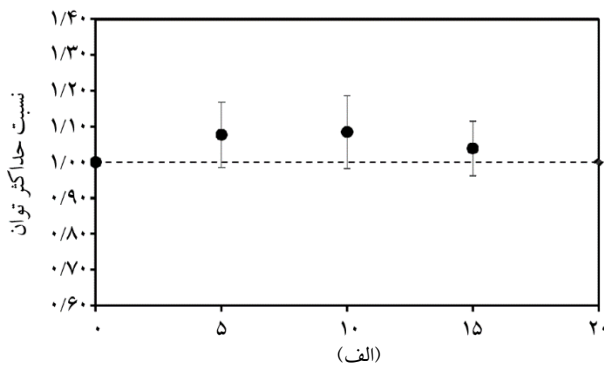
(ب)

شکل (۶): مقایسه مود خرابی میان قاب نمونه ی M-RC-1B در (الف) آزمایشگاه و (ب) نرم افزار.

لازم به ذکر است که برای تغییر سختی نسبی میان قاب به قاب، مشخصات و هندسه میان قاب ثابت باقی ماند و صرفاً هندسه مقاطع قاب مورد تغییر قرار گرفت. به منظور بررسی اثر صلبیت اتصال تیر به ستون قاب پیرامونی بر رفتار میان قاب، منحنی ظرفیت قاب های میان پر و قاب خالی نظیر آن به دست آمد. از تفاضل بین منحنی بار افزون قاب میان پر و قاب خالی، سهم میان قاب^{۱۱} نیز برای هر نمونه استخراج گردید. مقایسه بین مقاومت و سختی میان قاب ها در نمونه های با اتصال مفصلی و صلب در جدول (۴) قابل مشاهده است. برای نتیجه گیری جامع تر، مقاومت نمونه ها در دررفت های مختلف مورد مقایسه قرار گرفت. بدین منظور دررفت های ۲ و ۲/۵ درصد که برابر با دررفت مجاز ساختمان ها در استاندارد ۲۸۰۰ [۱] می باشد و بر طبق مطالعات انجام شده [۳۲] نظیر عملکرد ایمنی جانی می باشد در نظر گرفته شد. علاوه بر این دررفت نظیر عملکرد

جدول (۴): نسبت مقاومت و سختی سهم میان قاب در نمونه‌های با اتصال مفصلی به نمونه‌های با اتصال صلب.

سهم میان قاب									
نسبت سختی نمونه مفصلی به صلب	ضریب تغییرات (COV%)	انحراف استاندارد	میانگین	نسبت مقاومت نمونه مفصلی به صلب				نسبت بعدی (L/H)	(λ)
				دریفت (درصد)					
				۲/۵	۲	۱/۶۷	۱/۳۵		
۰/۸۳	۳/۴۱	۰/۰۳	۰/۹۹	۰/۹۵	۱/۰	۱/۰	۰/۹۹	۰/۵	۲/۴
۰/۹۴	۷/۶۳	۰/۰۷	۰/۸۶	۰/۹۶	۰/۸۴	۰/۸۴	۰/۸۱	۱	
۰/۸۷	۵/۳۷	۰/۰۵	۰/۸۷	۰/۸۳	۰/۸۶	۰/۸۶	۰/۹۴	۱/۵	
۰/۹۷	۱۳/۸۲	۰/۱۱	۰/۷۸	۰/۷۳	۰/۶۶	۰/۸۱	۰/۹۱	۲	۳/۴
۰/۹۶	۹/۴۱	۰/۰۹	۰/۹۳	۰/۹۲	۱/۰	۰/۹۱	۰/۸۳	۰/۵	
۰/۹۲	۴/۱۴	۰/۰۳	۰/۷۸	۰/۸۲	۰/۷۹	۰/۷۴	۰/۷۸	۱	
۰/۸۵	۴/۲۷	۰/۰۳	۰/۷۹	۰/۷۴	۰/۸۱	۰/۸۲	۰/۷۹	۱/۵	میانگین
۰/۹۱	۸/۱۷	۰/۰۷	۰/۸۵	۰/۷۵	۰/۹۰	۰/۸۹	۰/۸۵	۲	
۰/۹۱			۰/۸۲	۰/۸	۰/۸۱	۰/۸۳	۰/۸۴		
۰/۰۵		۰/۰۹		۰/۱	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۰۸		انحراف استاندارد
۵/۶۱	۱۱/۲۶			۱۱/۸۲	۱۵/۳۸	۱۰/۱۱	۹/۰		ضریب تغییرات (COV%)



شکل (۷): تأثیر بار قائم در تغییر (الف) مقاومت، (ب) سختی قاب‌های میان پر.

مفصلی به ترتیب ۲/۰۷ و ۳/۰۵ به دست آمده است. همچنین مقاومت میان قاب به صورت کاملاً مستقیم با افزایش تعداد دهانه ارتباط دارد، به طوری که مقاومت میان قاب در قاب‌های میان پر دو

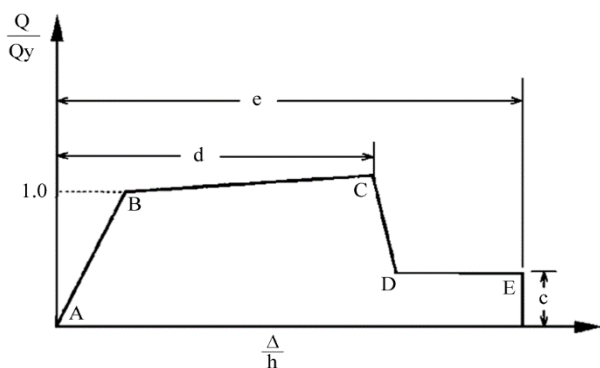
میان پر در محدوده ۲ الی ۵ درصد مقاومت فشاری میان قاب می‌باشد. با توجه به شکل (۷) می‌توان نتیجه گرفت که اعمال بارهای قائم مرسوم بر روی تیر فوقانی قاب میان پر باعث افزایش ۸ درصدی مقاومت و ۱۵ درصدی سختی شده است. در حقیقت می‌توان گفت که صرف نظر کردن از اثر بار قائم در مدل‌سازی میان قاب در جهت اطمینان خواهد بود.

برای محاسبه نقش رفتاری میان قاب‌ها در قاب‌های میان پر چند دهانه، مدل‌های عددی یک، دو و سه دهانه قاب میان پر با هر دو نوع اتصال صلب و مفصلی در نرم‌افزار ساخته و مورد تحلیل بار افزون قرار گرفت. مقاطع تیر و ستون قاب پیرامونی و میان قاب این نمونه‌ها همانند نمونه‌های آزمایشگاهی بود. برای به دست آوردن سهم میان قاب در این مدل‌ها از قرائت نیروی‌های اندرکنشی بین قاب‌های پیرامونی و میان قاب استفاده شد. منحنی سهم میان قاب در نمونه‌های تک‌دهانه و دو دهانه با اتصال صلب و مفصلی در شکل (۸) نشان داده شده است. با مقایسه این منحنی‌ها مشخص می‌شود که سختی سهم میان قاب در نمونه‌های با اتصال صلب دو و سه دهانه به ترتیب ۲/۰۵ و ۳/۰۵ برابر سختی سهم میان قاب در نمونه تک‌دهانه می‌باشد. این نسبت‌ها در نمونه‌های با اتصال

واسنجی شده ی دستک فشاری در قاب های مفصلی و چند دهانه استفاده شده و نتایج آن با مدل های عددی المان محدود مقایسه خواهد شد. برای مدل سازی میان قاب به روش دستک فشاری از مدل مینستون [۱۹] ارائه شده در نشریه ۳۶۰ [۳۵] استفاده گردید. برای تعریف پارامترهای مدل دستک فشاری باید در ابتدا برای ناحیه رفتار خطی ضخامت، عرض و مدول الاستیسیته دستک تعیین شود. طبق تعریف، ضخامت و مدول الاستیسیته دستک با مقادیر نظیر میان قاب یکسان است و عرض دستک با استفاده از رابطه ی پیشنهادی مینستون [۱۹] محاسبه شده است.

$$w = 0.175(\lambda_1 h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (2)$$

که در آن w پیش از این تعریف شده و همچنین h_{col} برابر با ارتفاع ستون و r_{inf} طول قطری میان قاب می باشد. منحنی رفتار غیر خطی میان قاب مطابق با دستورالعمل بهسازی از منحنی شکل (۹) پیروی می کند.

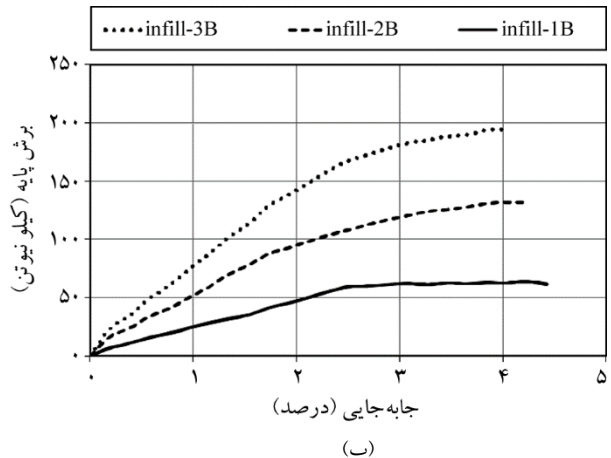
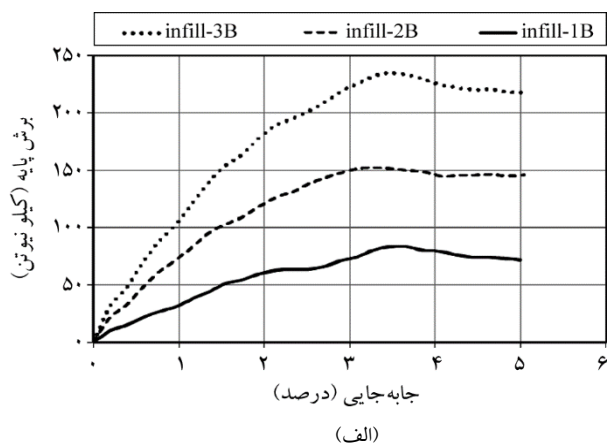


شکل (۹): رابطه عمومی نیرو- تغییر مکان عضو مصالح بنایی [۳۲].

مقادیر c ، d و e بر اساس رسیدن به بهترین جواب مشابه با نمونه M-RC-1B محاسبه شد. در حقیقت، می توان گفت به علت اینکه هدف در این قسمت ارزیابی توانایی مدل سازی میان قاب قاب های میان پر با اتصال مفصلی و قاب های میان پر چند دهانه به روش دستک فشاری معادل است؛ ابتدا مدل دستک فشاری در یک قاب میان پر یک دهانه با اتصال صلب واسنجی گردید و سپس از این مدل در قاب های مد نظر استفاده شد.

همچنین Q_y مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود، نشریه ۳۶۰ [۳۴] از رابطه (۳) محاسبه می شود:

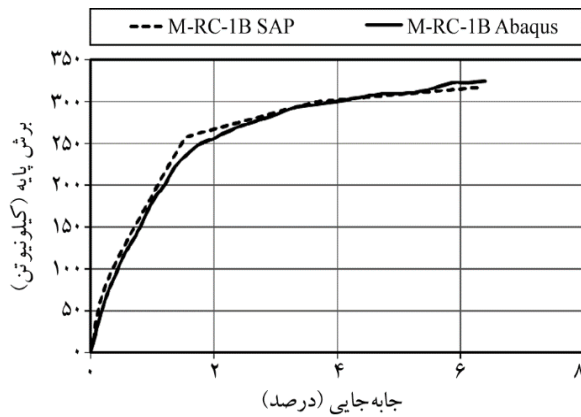
و سه دهانه فارغ از نوع اتصال المان های قاب، با تقریب بسیار خوبی به ترتیب ۲ و ۳ سه برابر مقدار آن در نمونه ی تک دهانه می باشد. این مطلب حاکی از آن است که برای مدل کردن میان قاب به روش های درشت-مدل سازی مرسوم نظیر دستک فشاری معادل در نمونه های چند دهانه می توان از مشخصات یکسان برای دستک هر دهانه که با مشخصات دستک با نمونه تک دهانه نیز یکسان می باشد، استفاده کرد.



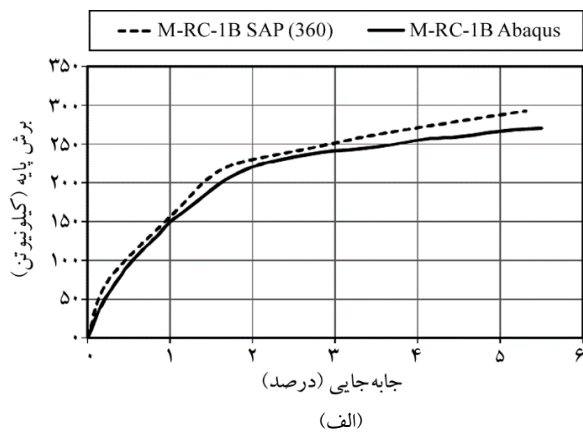
شکل (۸): سهم میان قاب در قاب های میان پر تک دهانه و دو دهانه با (الف) اتصال صلب، (ب) اتصال مفصلی.

۵- بررسی رفتار میان قاب توسط دستک فشاری معادل

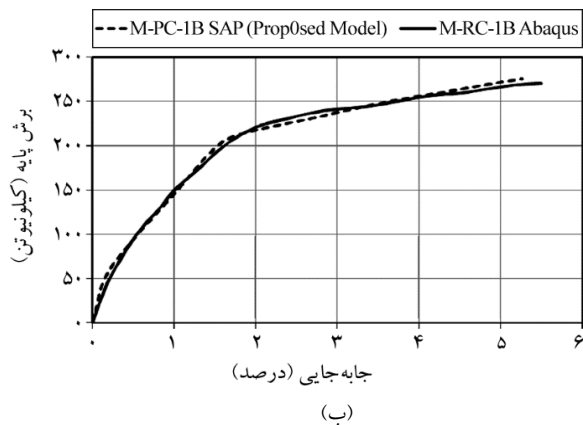
برای بررسی مدل دستک فشاری در نمونه های چند دهانه و نمونه های با اتصال مفصلی، ابتدا به واسنجی نتایج قاب میان پر تک دهانه که میان قاب آن با دستک فشاری جایگزین شده است با مدل عددی میان قاب که با استفاده از المان محدود در نرم افزار آباکوس [۳۴] مدل سازی شده است پرداخته می شود. سپس مدل



شکل (۱۰): مقایسه منحنی ظرفیت نمونه M-RC-1B با مدل سازی میان قاب به روش المان محدود و دستک فشاری.



(الف)



(ب)

شکل (۱۱): مقایسه منحنی نیرو- تغییر مکان نمونه M-PC-1B با مدل سازی به روش المان محدود مدل سازی دستک فشاری به روش (الف) نشریه ۳۶۰، (ب) مدل پیشنهادی.

$$Q_y = Q_{CE} = V_{inf} = A_{ni} f_{vie} \quad (۳)$$

که در آن A_{ni} سطح مقطع افقی خالص ملات بین دو رج میان قاب و f_{vie} مقاومت برشی میان قاب مصالح بنایی می باشد. مقاومت برشی مصالح بنایی میان قاب با انجام آزمایش برابر با $۰/۳$ مگاپاسکال به دست آمده است [۲۷]، بنابراین با داشتن ابعاد میان قاب داریم:

$$Q_y = Q_{CE} = V_{inf} = 2080 \times 95 \times 0.3 = 59280N \approx 60kN$$

مشخصات مکانیکی دستک فشاری معادل شامل مدول الاستیسیته، عرض و ضخامت دستک و مقاومت برشی مورد انتظار برای مدل سازی میان قاب در قاب فولادی با اتصال صلب در جدول (۵) آورده شده است. منحنی تحلیلی نیرو- تغییر مکان قاب های میان پر با وارد کردن مقادیر بالا و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی در نرم افزار SAP2000 [۳۶] به دست آمده است. سپس برای اطمینان از مدل سازی، به مقایسه نتایج حاصل از تحلیل قاب به همراه مدل دستک فشاری معادل میان قاب با نتایج مدل سازی المان محدود در نرم افزار آباکوس [۳۴] پرداخته شد؛ که برای قاب میان پر یک دهانه با اتصال صلب در شکل (۱۰) نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می گردد مدل دستک فشاری واسنجی شده، سختی و مقاومت را با تقریب بسیار خوبی در مقایسه با مدل المان محدود تخمین می زند.

برای بررسی توانایی مدل سازی قاب میان پر با اتصال مفصلی به روش دستک فشاری معادل، مدل واسنجی شده فوق را در قاب فولادی مفصلی استفاده شد و نتایج حاصل از تحلیل بار افزون با نتایج تحلیل المان محدود نمونه M-PC-1B مقایسه گردید که در شکل (۱۱-الف) نشان داده شده است. همان طور که ملاحظه می شود، سختی و مقاومت قاب میان پر با اتصال مفصلی با مدل سازی میان قاب به روش دستک فشاری، کمی دست بالا تخمین زده شده است.

جدول (۵): مشخصات مکانیکی دستک فشاری در قاب با اتصال صلب.

V_{vie} (kN)	f_{vie} (MPa)	A_{ni} (cm ²)	ضخامت دستک t (سانتی متر)	عرض دستک w (سانتی متر)	مدول الاستیسیته E_{me} (مگاپاسکال)
۶۰	۰/۳	۱۹۷۶	۹/۵	۳۰/۹	۱۸۹۲

مقایسه قرار گرفت که در شکل (۱۱-ب) نشان داده شده است. ملاحظه می گردد که سختی و مقاومت قاب مفصلی با دستک فشاری معادل با تقریب بسیار خوبی شبیه مدل تحلیل شده ی المان محدود قاب میان پر با اتصال مفصلی (M-PC-1B) است.

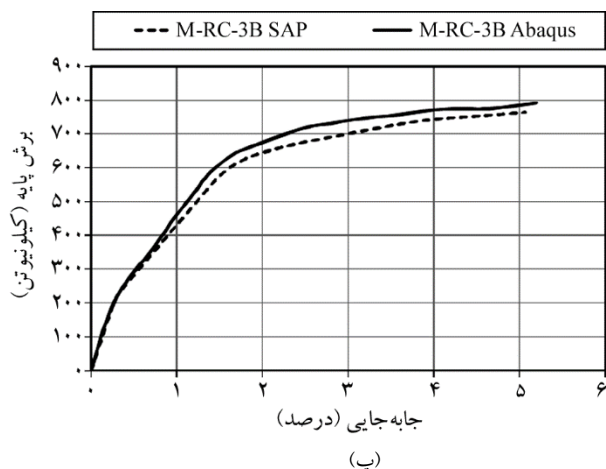
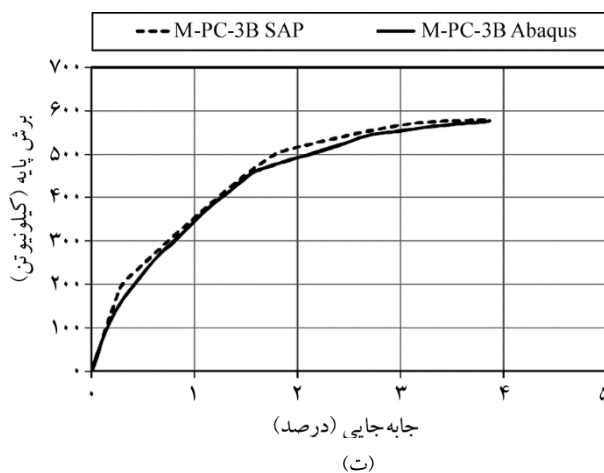
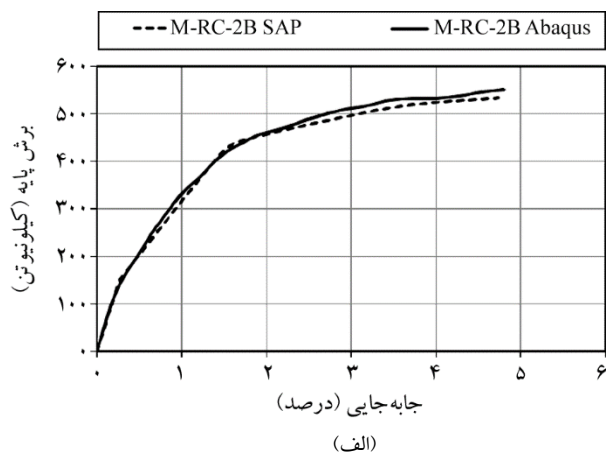
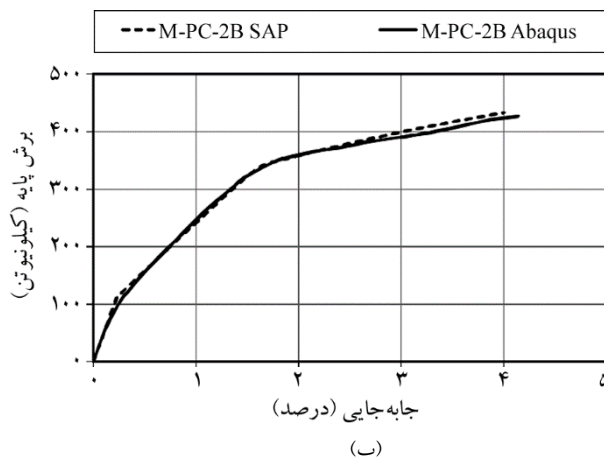
برای بررسی توانایی مدل دستک فشاری در برآورد رفتار قاب های میان پر چند دهانه، مدل صحت سنجی شده دستک فشاری در قاب های چند دهانه جایگزین شد و نتایج حاصل از تحلیل بار افزون با نتایج المان محدود مورد مقایسه قرار گرفت که در شکل (۱۲) آورده شده است. مشاهده می شود که مدل دستک فشاری پیشنهاد شده توسط نشریه ۳۶۰ برای قاب های چند دهانه با اتصال صلب و مدل پیشنهادی برای قاب های چند دهانه با اتصال مفصلی، با داشتن رفتار قابل قبول برای قاب های میان پر

همان طور که از نتایج تحلیل پارامتریک قاب های میان پر نتیجه گیری شد، سختی اولیه و مقاومت حداکثر میان قاب در قاب های با اتصال مفصلی به ترتیب ۰/۸ و ۰/۹ برابر سختی و مقاومت میان قاب در قاب های با اتصال صلب است. بنابراین در این قسمت مقادیر عرض دستک و مقاومت V_{inf} به شرح زیر اصلاح گردید و در قاب با اتصال مفصلی جایگذاری شد.

$$w = 0.9 \times 0.175 (\lambda_l h_{col})^{-0.4} r_{inf} = 0.157 (\lambda h)^{-0.4} r_{inf} \quad (4)$$

$$Q_y = V_{inf} = 0.8 A_{ni} f_{vie} \quad (5)$$

با استفاده از روابط پیشنهادی مجدداً قاب فولادی میان پر با اتصال مفصلی با اتصال مفصلی مورد تحلیل بار افزون قرار گرفت و نتایج حاصل از این تحلیل با نتایج تحلیل المان محدود مورد



شکل (۱۲): مقایسه منحنی ظرفیت به دست آمده از روش المان محدود و دستک فشاری برای قاب میان پر دو دهانه با (الف) اتصال صلب، (ب) اتصال مفصلی؛ و قاب میان پر سه دهانه با (پ) اتصال صلب، (ت) اتصال مفصلی.

که در نظر نگرفتن اثر بار قائم بر روی تیر فوقانی در مدل سازی میان قاب محافظه کارانه و در جهت اطمینان است.

۴. سختی و مقاومت میان قاب ها در یک قاب میان پر چند دهانه، نسبت مستقیم با سختی و مقاومت میان قاب مشابه در یک قاب میان پر تک دهانه دارد. بدین معنا که برای مدل سازی میان قاب ها در قاب چند دهانه به روش دستک فشاری معادل می توان از مشخصات مشابه استفاده شده برای مدل سازی میان قاب در قاب تک دهانه استفاده نمود.

قدردانی

لازم است از حمایت های مالی پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله با کد پروژه ۷۳۸۶ و سازمان نو سازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور با کد پروژه ۷۳۸۷ برای انجام این تحقیق، صمیمانه قدردانی شود.

مراجع

- Standard No 2800 (2014) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 4th Revision, Housing and Urban Development Research Center, Iran (in Persian).
- Moghaddam, H. (1994) *Seismic Design of Masonry Buildings*. Sharif University Press (in Persian).
- Dowrick, D.J. (1987) *Earthquake Resistant Design: for Engineers and Architects*. Wiley-Interscience.
- Memari, A.M. and Aliaari, M. (2004) Seismic isolation of masonry infill walls. In *Structures 2004: Building on the Past, Securing the Future*, 1-10.
- Aliaari, M. and Memari, A.M. (2005) Analysis of masonry infilled steel frames with seismic isolator subframes. *Engineering Structures*, **27**(4), 487-500.
- European Committee for Standardization (CEN) (2004) *Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Eurocode 8.
- U.B. Code (1997) *Uniform building code. International Conference of Building Officials, USA*.
- Federal Emergency Management Agency (2000)

تک دهانه، توانایی بسیار خوبی در مدل سازی قاب های میان پر چند دهانه را نیز دارا هستند. در نهایت می توان گفت که سختی و مقاومت میان قاب در قاب های میان پر دو دهانه با اتصال صلب و یا مفصلی با تقریب بسیار خوبی دو برابر این مقادیر در قاب های تک دهانه است و مدل دستک فشاری معادل توانایی مدل کردن میان قاب در قاب های چند دهانه را به خوبی داراست.

۶- نتیجه گیری

در این مقاله مطالعه ای آزمایشگاهی و عددی برای بررسی اثر صلیبیت اتصال تیر به ستون قاب پیرامونی، بار قائم وارد بر تیر و تعداد دهانه قاب بر رفتار جانبی درون صفحه قاب فولادی میان پر آجری انجام پذیرفت. نتایج به دست آمده به شرح زیر می باشد:

- سختی و مقاومت قاب های میان پر با اتصال مفصلی نسبت به مقادیر قاب های میان پر با اتصال صلب کاهش می یابد که علت علاوه بر کاهش صلیبیت اتصال قاب پیرامونی، ناشی از تغییر اندرکنش به وجود آمده بین قاب و میان قاب می باشد. بر این اساس سختی و مقاومت میان قاب در قاب های میان پر با اتصال مفصلی به ترتیب برابر با ۹۰ و ۸۰ درصد نظیر آن در قاب های فولادی میان پر با اتصال صلب می باشد که صحت این نتیجه در مدل دستک فشاری به خوبی تأیید گردید.
- بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی، مدل دستک فشاری معادل آورده شده در دستورالعمل بهسازی لرزه ای برای استفاده در قاب های با اتصال مفصلی اصلاح شد. در مدل اصلاح شده عرض دستک برابر با $w=0.157(\lambda h)^{-0.4} r_{inf}$ و مقاومت جانبی مورد انتظار برابر با $Q_y = \alpha A_{inf} f_c$ پیشنهاد شد.
- نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن است که سختی و مقاومت جانبی قاب های میان پر در اثر اعمال بار قائم بر روی تیر فوقانی به میزان ۱۰ درصد مقاومت فشاری مصالح میان قاب، به ترتیب ۱۵ و ۱۰ درصد افزایش می یابد. همچنین مطالعه عددی نیز افزایش سختی و مقاومت جانبی قاب های میان پر در اثر اعمال بارهای قائم مرسوم را نشان داد. در کل این نتیجه حاصل شد

- Engineering (16WCEE).
19. Mainstone, R.J. (1971) On The Stiffness and Strengths of Infilled Frames. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers (ICE)*, **49**, 57-90.
 20. Riddington, J. (1984) The Influence of Initial Gaps on Infilled Frame Behaviour. *ICE Proceedings*. 295-310.
 21. Abdul-Kadir and Raouf, M. (1974) *The Structural Behaviour of Masonry Infill Panels in Framed Structures*.
 22. Flanagan R.D. and Bennett, R.M. (1999) In-plane behavior of structural clay tile infilled frames. *Journal of Structural Engineering*, **125**, 590-599.
 23. Standard No 2800 (2005) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Third Revision, Building and Housing Research Center, Iran (in Persian).
 24. INBC-Part 6 (2013) *Buildings Design Loads. Iranian National Building Code, Part 6*. IR (Iran): Ministry of Housing and Urban Development (in Persian).
 25. ANSI/AISC ASD-01 (2001) *Specification for Structural Steel Buildings, Allowable Stress Design and Plastic Design*. American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
 26. Motovali Emami, S.M. and Mohammadi, M. (2016) Influence of vertical load on in-plane behavior of masonry infilled steel frames. *Earthquakes and Structures*, **11**, 609-627.
 27. Motovali Emami, S.M. (2017) *Effect of Vertical Load, Number of Bays and Connection Rigidity of the Frame on the Seismic Behavior of Infilled Steel Frames*. Ph.D. Thesis, IIEES (in Persian).
 28. FEMA 461 (2006) *Interim Protocols for Determining Seismic Performance Characteristics of Structural and Nonstructural Components through Laboratory Testing*. Federal Emergency Management Agency.
 29. ASTM C1314 (2014) *Standard Test Method for Compressive Strength of Masonry Prisms*. West Conshohocken: American Society for Testing and
 9. Council, B.S.S. (2000) *Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. NEHRP (National Earthquake Hazards Reduction Program), Washington, DC.
 10. Stafford S. and Bryan, B. (1968) Model test results of vertical and horizontal loading of infilled frames. *ACI Structural Journal*, American Concrete Institute, Detroit, Michigan, 618-624.
 11. Mehrabi, A.B., Benson Shing, P., Schuller, M.P., and Noland, J.L. (1996) Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, **122**(3), 228-237.
 12. Liu, Y. and Manesh, P. (2013) Concrete masonry infilled steel frames subjected to combined in-plane lateral and axial loading—An experimental study. *Engineering Structures*, **52**, 331-339.
 13. CSA-S304 (2004) *Design of Masonry Structures*. Canada: Mississauga, Ont. Canadian Standards Association.
 14. Masonry Standards Joint Committee MSJC (2008) *Building Code Requirements and Specification for Masonry Structures*. American Concrete Institute, USA: American Society of Civil Engineers and the Masonry Society.
 15. Murthy, C. and Hendry, A. (1996) Model experiments in load bearing brickwork. *Building Science*, **1**, 289-298.
 16. Mosalam, K.M., White, R.N., and Gergely P. (1997) Static response of infilled frames using quasi-static experimentation. *Journal of Structural Engineering*, **123**, 1462-4169.
 17. Al-Chaar, G., Issa, M., and Sweeney, S. (2002) Behavior of masonry-infilled nonductile reinforced concrete frames. *Journal of Structural Engineering*, **128**, 1055-1063.
 18. Choi, H., Sanada, S., Nakano, Y., and Matsukawa, K. (2017) Diagonal Strut Mechanism of URM Wall Built in RC Frames for Multi Bays. *Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake*

Materials.

30. ASTM E8/E8M (2009) *Standard Test Methods for Tension Testing of Metallic Materials*. ASTM International, West Conshohocken PA.
31. Lourenço, P.B. and Rots, J.G. (1997) Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of Engineering Mechanics*, **123**, 660-668.
32. Estekanchi, H.E., Arjomandi, K., and Vafai, A. (2008) Estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method. *Journal of Constructional Steel Research*, **64**(2), 145-155.
33. ASCE (2013) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. ASCE/SEI 41-13. Virginia, American Society of Civil Engineers.
34. ABAQUS (2014) *Theory Manual version 6.14*. Habbit Karlsson & Sorensen Inc.
35. Vice Presidency for Strategic Planning and Supervision (2014) *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (No. 360)*. First Revision, Tehran, Iran (in Persian).
36. CSI (2010) *Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures Basic Analysis Reference Manual*. SAP2000 V.14.1. Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.

واژه‌نامه

Out of Plane	۱- خارج از صفحه
Masonry Infill	۲- میان قاب بنایی
Rigid Connection	۳- اتصال صلب
Pinned Connection	۴- اتصال پین
Vertical Load: VL	۵- بار قائم
ABAQUS	۶- نرم افزار آباکوس
Push-Over	۷- بارافزون
C3D8R	۸- المان سه بعدی مکعبی
Concrete Damage Plasticity (CDP)	۹- مدل پلاستیسیته خسارت
Hard Contact	۱۰- تماس سخت
Infill Contribution	۱۱- سهم میان قاب