

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: قاب فولادی میان‌پر، بار قائم، صلبیت اتصال، تعداد دهانه، دستک فشاری معادل.

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

مجید محمدی (نویسنده مسئول)

دانشیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران، mohammadigh@iiees.ac.ir

سیدمحمد متولی امامی

استادیار مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، واحد نجف‌آباد، دانشگاه آزاد اسلامی، نجف‌آباد، ایران

۱- مقدمه

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 اعضای که بر سختی و رفتار سازه تأثیرگذار است، تأکید کرده است ولی در روند طراحی، قاب پیرامونی به

استفاده از قاب‌های خمشی فولادی یا بتن مسلح، یکی از روش‌های بسیار رایج ساخت‌وساز 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 ثقلی 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 قاب به کلی تغییر می‌کند. 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 بهنام‌منش [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. مقایسه 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 آزمایشگاهی قاب‌های فولادی با اتصال نیمه صلب و با میان قاب

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 اس‌تاندرد [۱] 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 برابان [۱۰] مشاهده کردند که با اعمال بارهای ثقلی که کمتر از

رابطه‌ی مینستون [۱۹] حاکی از کاهش ۵۰ درصدی سختی و مقاومت حداکثر قاب میان‌پر دارای اتصالات مفصلی نسبت به قاب میان‌پر 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 میان‌پر پرداخته می‌شود. برای این منظور شش قاب فولادی میان‌پر و یک قاب فولادی خالی تحت بارگذاری 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 به‌دست آمده از تحلیل‌های پارامتریک به‌صورت کاربردی بر روی مدل دستک فشاری معادل پیاده خواهد شد.

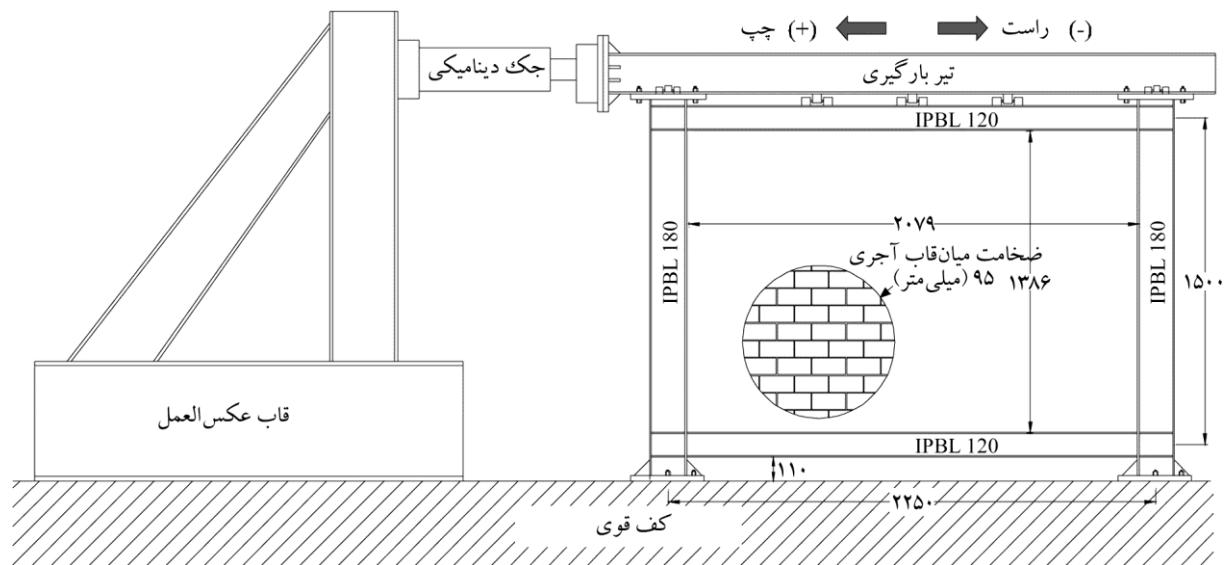
۲- مدل‌های آزمایشگاهی

۲-۱- نمونه‌های قاب میان‌پر

در این مطالعه هفت نمونه قاب فولادی با مقیاس نیم شامل شش قاب میان‌پر آجری و یک قاب خالی تحت بارگذاری 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 بازتولید گردید. ساختمان مذکور با کمک آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ [۲۳] و مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۲۴] بارگذاری 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 در این شکل مشخص است بارگذاری جانبی در دو جهت مثبت و منفی بر نمونه‌ها اعمال شده است. همچنین در نمونه‌هایی که بار قائم

بنایی، تحت بارگذاری چرخه‌ای پرداختند که نتایج به‌دست آمده حاکی از آن بود که مقاومت قاب میان‌پر 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 میان‌پر بتنی دارای تعداد دهانه‌های متفاوت انجام شده است. بارگذاری جانبی بر روی نمونه‌ها با اعمال جابه‌جایی یک طرفه 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 مطالعه‌ی دقت مدل دستک فشاری معادل را در تخمین رفتار قاب بتنی میان‌پر 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 میان‌پر 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 میان‌پر 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 میان‌پر را در اثر کاهش مقاومت و صلبیت اتصالات قاب گزارش داده است. فلانگان و بنت [۲۲] رفتار قاب میان‌پر با میان‌قاب آجر سفالی تحت بارگذاری درون صفحه مورد بررسی قرار دادند. مقایسه مقاومت حداکثر به‌دست آمده از نمونه‌ها با نتایج حاصل از



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

جدول (۱): مشخصات کلی نمونه‌های آزمایشگاهی.

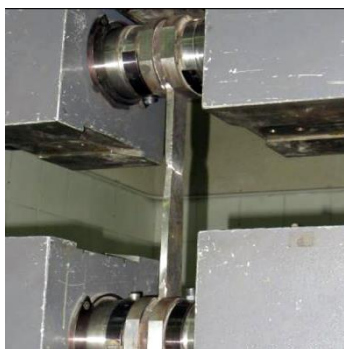
نمونه	نوع و ضخامت میان قاب	تعداد دهانه	نوع اتصال قاب	وجود بار قائم
BF	-	۱	صلب	خیر
M-RC-1B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	صلب	خیر
M-PC-1B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	مفصلی	خیر
M-RC-2B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۲	صلب	خیر
M-PC-2B	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۲	مفصلی	خیر
M-RC-1B-VL	آجری ۹/۵ سانتی‌متر	۱	صلب	بله
M-PC-1B-VL	آجری ۹/۵ سانتی‌متر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

وجود دارد، این بار بر روی تیر فوقانی نمونه وارد شده است. مقدار بار قائم برابر با ۱۰ درصد مقاومت فشاری میان‌قاب آجری بوده که به صورت گسترده در طول تیر فوقانی نمونه وارد شده است. برای آگاهی از جزئیات دقیق‌تر 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 صلبیت 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 پین^۴ تیر به ستون قاب پیرامونی می‌باشد. تعداد دهانه (1B یا 2B) و وجود بار قائم^۵ در ادامه نام نمونه‌ها قابل‌رؤیت 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 میان‌قاب 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 و (پ) کشش فولاد.

میان‌پر با اتصال صلب (M-RC-1B) نشان می‌دهد که سختی و مقاومت نمونه با کاهش صلبیت 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-پ) 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

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 دبل‌بی شکل به ترتیب برابر با ۳۱۳ مگاپاسکال و ۱۷۱ گیگاپاسکال به دست آمد (شکل ۲-پ). 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 (پ) 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

درحالی 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.

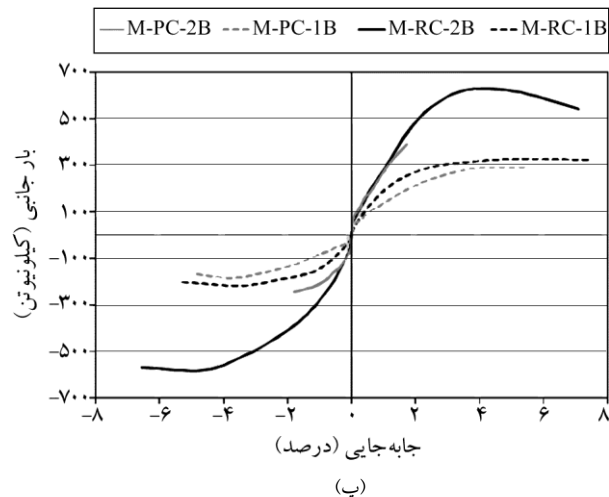
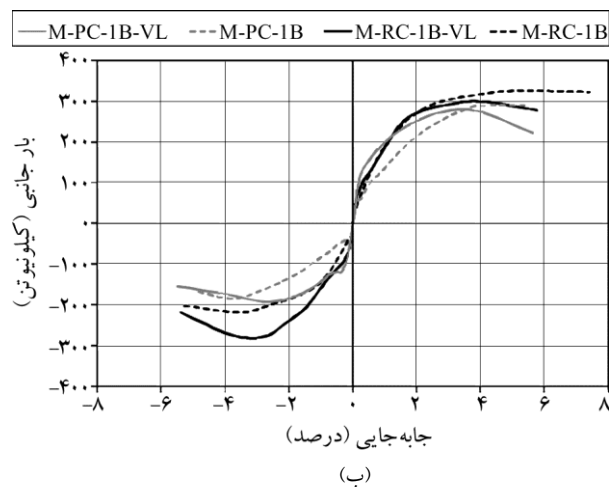
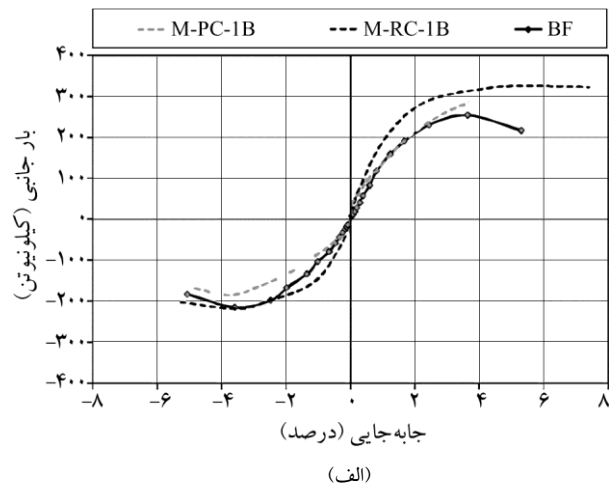
جدول (۲): مقایسه مقادیر کلیدی رفتار نمونه‌ها.

مقاومت حداکثر	سختی		نمونه
	نیرو (کیلو نیوتن)	(کیلو نیوتن بر میلی‌متر)	
دریفت (درصد)			
۳/۶۳	۲۵۴	۹/۴۸	BF
۳/۵۹	-۲۱۵	-۷/۴۴	
۵/۰۷	۳۲۵	۱۰/۶۴	M-RC-1B
-۳/۵	-۲۱۸	-۸/۴	
۵/۴۶	۲۹۰/۲	۵/۶	M-PC-1B
-۳/۷۲	-۱۸۵/۳	-۳/۵۹	
۳/۵۶	۶۲۳/۵	۱۶/۲	M-RC-2B
-۴/۶۲	-۵۸۰/۲	-۱۷/۲	
۱/۷۱	۳۸۸/۲	۱۳/۸۶	M-PC-2B
-۱/۸	-۲۴۴/۷	-۹/۹۳	
۳/۹۵	۲۹۹/۷	۸/۴	M-RC-1B-VL
-۲/۷۷	-۲۷۸/۳	-۶/۴۸	
۳/۹۳	۲۷۴	۶/۸	M-PC-1B-VL
-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 میان‌قاب در افزایش سختی



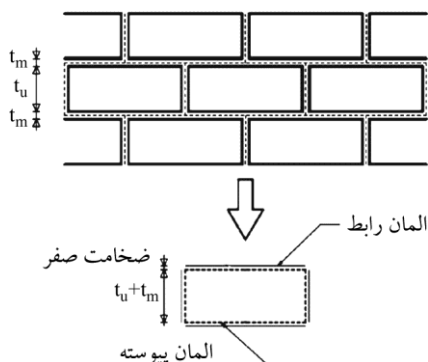
شکل (۳): مقایسه بین منحنی‌های پوش جهت مقایسه اثر (الف) صلیبیت اتصال، (ب) بار قائم و (پ) تعداد دهانه.

با 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 چرخه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی داشته باشد.

۳. مود خرابی نمونه‌های عددی و آزمایشگاهی یکسان باشد.

مدل‌سازی فولاد و آجرها توسط المان سه‌بعدی مکعبی^۸ موجود در آباکوس [۳۱] انجام شده است. برای تعریف مصالح فولادی از مدل ایزوتروپیک بهره گرفته شده است. برای مدل‌سازی آجر و ملات از روش ریز مدل‌سازی ساده شده استفاده شد. در این دیدگاه لایه ملات به یک المان ناپیوسته با خصوصیات حد فاصل ملات-واحد بنایی تبدیل می‌شود. بلوک‌ها با افزایش اندازه به میزان نصف ضخامت ملات در جهت‌های قائم و افقی به المان‌های پیوسته تبدیل می‌شود که در شکل (۴) نشان داده شده است [۳۱]. در این مطالعه رفتار آجرها به صورت غیرخطی با استفاده از مدل پلاستیسیته خسارت^۹ شبیه‌سازی شد که مشخصات تنش و کرنش به کار رفته در کشش و فشار در جدول (۳) آورده شده است. برای مدل کردن



شکل (۴): طریقه مدل کردن واحدهای بنایی در ریز-مدل‌سازی ساده‌شده [۳۱].

و مقاومت قاب میان‌پر دو دهانه نسبت به تک‌دهانه به چه میزان است و آیا می‌توان میان‌قاب داخل قاب چند دهانه را دقیقاً با همان دستکی که در قاب یک دهانه انجام می‌شود، مدل‌سازی نمود. به‌علاوه بررسی دقیق‌تر اثر بارهای قائم با شدت متفاوت بر رفتار قاب‌های فولادی میان‌پر نیز مورد اهمیت می‌باشد. به همین جهت در این قسمت به مطالعه پارامتریک قاب‌های میان‌پر با استفاده از روش المان محدود پرداخته می‌شود. لذا قبل از مدل‌سازی عددی قاب‌های میان‌پر، جهت اطمینان از روش مدل‌سازی، صحت‌سنجی نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی انجام می‌شود.

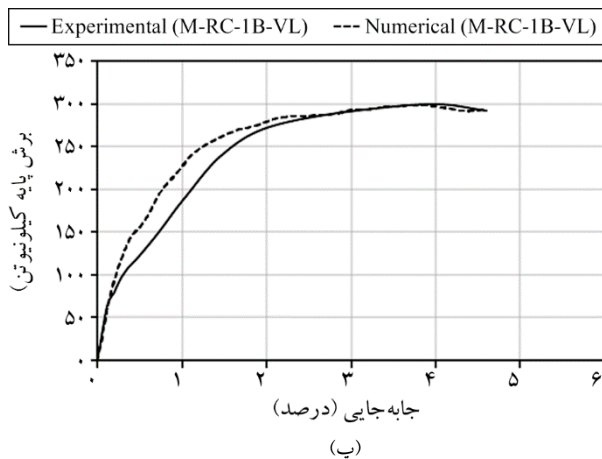
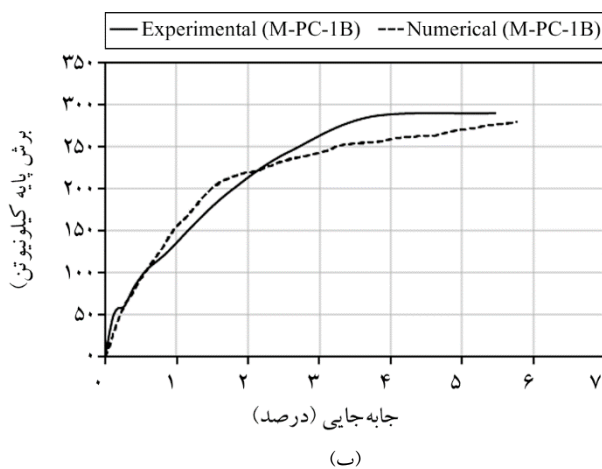
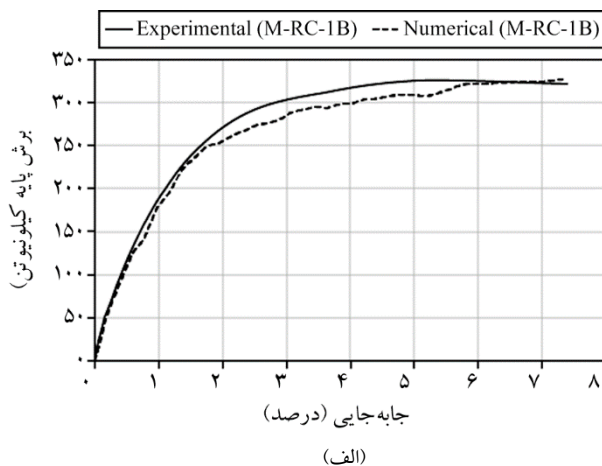
۴-۲- صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی

در این مقاله برای مدل‌سازی عددی به دلیل توانایی در مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح فولادی، بنایی و شبیه‌سازی ملات، از نرم‌افزار آباکوس^۶ [۳۱] استفاده شده است. به‌منظور صحت‌سنجی نتایج عددی، سه نمونه‌ی قاب میان‌پر شامل M-RC-1B، M-PC-1B و M-RC-1B- VL انتخاب شدند. انتخاب این نمونه‌ها بدین‌منظور بود که صحت‌سنجی نتایج عددی شامل نمونه‌های همراه با بار قائم و دو نوع اتصال تیر به ستون مد نظر نیز شود. صحت‌سنجی این نمونه‌ها بر سه اصل استوار بود:

۱. خواص مصالح و اندرکنش‌های بین آجرها و همچنین قاب و میان‌قاب 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 مدل‌سازی در نرم‌افزار.

مصالح بنایی				فولاد		
رفتار کششی		رفتار فشاری		مقدار	توضیح	پارامتر
کرنش ترک خوردگی	تنش جاری‌شدگی (مگاپاسکال)	کرنش غیر الاستیک	تنش جاری‌شدگی (مگاپاسکال)			
۰	۰/۶۹۳	۰	۶/۹۲۵	۱۷۱۰۰۰	مدول الاستیسیته (مگاپاسکال)	E
۰/۰۰۰۱۱	۰/۵۴۵	۰/۰۰۰۳۳	۸/۰۱	۰/۳	نسبت پوآسون	ν
۰/۰۰۰۲۸	۰/۳۵۸	۰/۰۰۲۸۶	۹/۹	۳۱۳	مقاومت جاری‌شدگی (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 سخت‌شدگی	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 و (پ) M-RC-1B-VL.

که در رابطه (۱) h_{col} ارتفاع ستون، h_{inf} ارتفاع میان‌قاب، E_{fe} مدول ارتجاعی قاب، E_{me} مدول ارتجاعی میان‌قاب، t_{inf} ضخامت میان‌قاب، I_{col} ممان اینرسی ستون، r_{inf} طول قطری میان‌قاب و θ زاویه قطر میان‌قاب 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 مدل‌سازی رفتار فشاری بین دو آجر از رفتار نرمال با بهره‌گیری از تماس سخت^۱ 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 نرم‌افزار 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 مدل‌سازی و در پی آن مشخصات مصالح و المان‌های استفاده شده در مدل‌سازی عددی برای تحلیل پارامتریک نمونه‌های قاب میان‌پر، قابل اطمینان است.

۳-۴- تحلیل پارامتریک نمونه‌های قاب میان‌پر

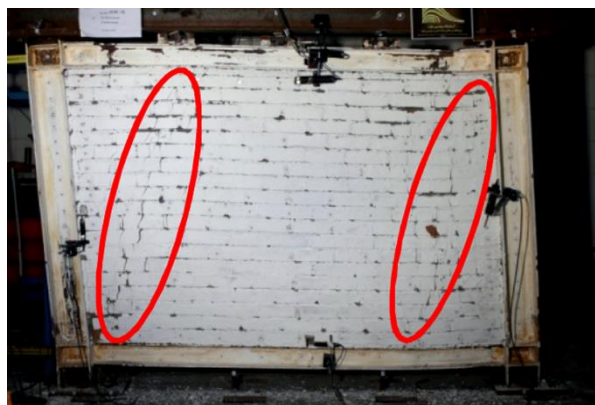
برای بررسی اثر صلبیت اتصال بر رفتار قاب‌های میان‌پر ۳۲ مدل عددی متشکل از ۱۶ قاب میان‌پر و ۱۶ قاب خالی نظیر آن با نسبت ابعاد (طول به ارتفاع) 0.5 ، 1 ، 1.5 و 2 مدل‌سازی و مورد تحلیل بارافزون قرار گرفت. برای بررسی اثر سختی نسبی میان‌قاب به قاب در نتایج به دست آمده، از دو نوع قاب شبیه نمونه‌های آزمایشگاهی ($\lambda h = 2/4$) و قاب پیرامونی ضعیف‌تر ($\lambda h = 3/4$) استفاده شد. برای تعریف سختی نسبی میان‌قاب به قاب از پارامتر λh ارائه شده توسط مینستون [۱۹] استفاده شد که در معادله (۱) آورده شده است:

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

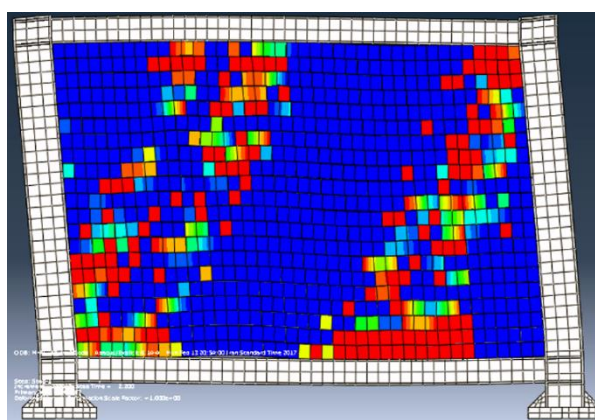
عملکرد بهره‌برداری بی‌وقفه بر اساس ASCE41-13 [۳۳] ۰/۶۷ برابر جابه‌جایی ایمنی جانی یعنی ۱/۳۴ و ۱/۶۷ درصد است، نیز لحاظ گردید. با توجه به اعداد جدول (۴) مشخص است که به‌جز نمونه‌های با نسبت بعدی ۰/۵ در سایر نمونه‌ها نسبت مقاومت میان‌قاب در قاب مفصلی به نظیر آن در قاب صلب حدوداً برابر با ۰/۸۲ می‌باشد. علت عدم تغییر مقاومت میان‌قاب نمونه‌های مفصلی نسبت به صلب در قاب‌های با نسبت بعدی ۰/۵ مربوط به مود شکست متفاوت میان‌قاب این نمونه‌ها نسبت به میان‌قاب نمونه‌های با نسبت بعدی بزرگ‌تر باشد.

همچنین مقایسه سختی‌ها در جدول (۴) نشان می‌دهد که سختی اولیه نمونه ناشی از مشارکت سهم میان‌قاب بر رفتار قاب میان‌پیر در نمونه‌های با اتصال مفصلی نسبت به نمونه‌های با اتصال صلب برابر با ۰/۹۱ می‌باشد. این مطلب بیان‌گر آن است که در قاب‌های میان‌پیر با اتصال مفصلی، کاهش سختی نسبت به قاب میان‌پیر با اتصال صلب علاوه بر نوع قاب پیرامونی به خود میان‌قاب محصور شده نیز مربوط است. علت این امر ناشی از یکسان نبودن اندرکنش بین قاب و میان‌قاب در قاب‌های میان‌پیر با اتصال صلب و مفصلی است که باعث تغییر سهم میان‌قاب در رفتار کلی سیستم می‌شود.

با توجه به اینکه در قسمت مطالعه آزمایشگاهی، اثر بار قائم به میزان ۱۰ درصد مقاومت فشاری مصالح میان‌قاب بر روی قاب‌های میان‌پیر با نسبت بعدی ۱/۵ انجام شد، به نظر تعمیم نتیجه حاصله به سایر قاب‌های میان‌پیر از اطمینان کافی برخوردار نیست. بنابراین در این قسمت مطالعه پارامتریک بر روی رفتار جانبی قاب‌های میان‌پیر در اثر اعمال بارهای قائم مختلف به میزان ۰، ۵، ۱۰ و ۱۵ درصد مقاومت فشاری میان‌قاب بر روی تیر فوقانی قاب انجام پذیرفت. بدین منظور تعداد ۶۴ قاب میان‌پیر با نسبت‌های بعدی (طول به ارتفاع) ۰/۵، ۱، ۱/۵ و ۲ با λh های ۲/۴ و ۳/۴ مدل‌سازی عددی گردید و مورد تحلیل بار افزون قرار گرفت. میانگین تغییرات مقاومت و سختی جانبی همه قاب‌های میان‌پیر بررسی شده در مقابل بار قائم اعمالی به ترتیب در نمودارهای (الف) و (ب) شکل (۷) نشان داده شده است. همان‌طور که پیش از این ذکر شد در عمل بارهای قائم وارد بر تیر فوقانی قاب‌های



(الف)



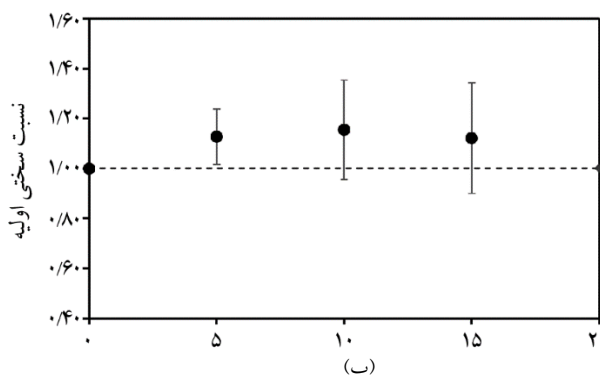
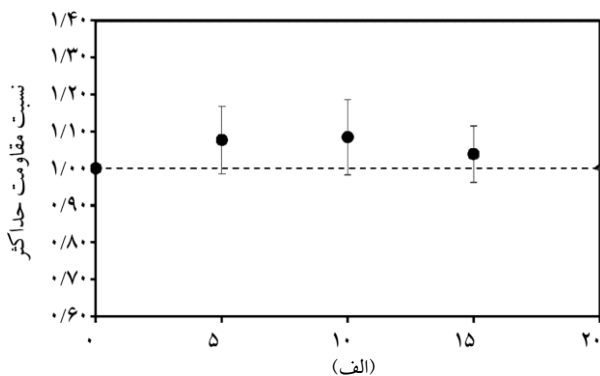
(ب)

شکل (۶): مقایسه مود خرابی میان‌قاب نمونه‌ی M-RC-IB در (الف) آزمایشگاه و (ب) نرم‌افزار.

لازم به ذکر است که برای تغییر سختی نسبی میان‌قاب به قاب، مشخصات و هندسه میان‌قاب ثابت باقی ماند و صرفاً هندسه مقاطع قاب مورد تغییر قرار گرفت. به‌منظور بررسی اثر صلبیت اتصال تیر به ستون قاب پیرامونی بر رفتار میان‌قاب، منحنی ظرفیت قاب‌های میان‌پیر و قاب خالی نظیر آن به دست آمد. از تفاضل بین منحنی بارافزون قاب میان‌پیر و قاب خالی، سهم میان‌قاب^{۱۱} نیز برای هر نمونه استخراج گردید. مقایسه بین مقاومت و سختی میان‌قاب‌ها در نمونه‌های با اتصال مفصلی و صلب در جدول (۴) قابل مشاهده است. برای نتیجه‌گیری جامع‌تر، مقاومت نمونه‌ها در دررفت‌های مختلف مورد مقایسه قرار گرفت. بدین منظور دررفت‌های ۲ و ۲/۵ درصد که برابر با دررفت مجاز ساختمان‌ها در استاندارد ۲۸۰۰ [۱] می‌باشد و بر طبق مطالعات انجام شده [۳۲] نظیر عملکرد ایمنی جانی می‌باشد در نظر گرفته شد. علاوه بر این دررفت نظیر

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)	(λh)
				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	
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		میانگین
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 و (ب) سختی قاب‌های میان‌پر.

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 میان‌پر

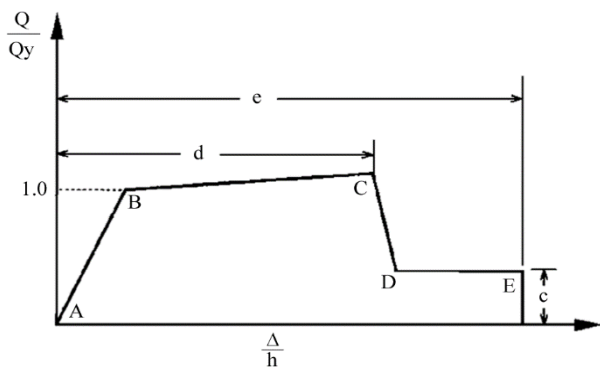
میان‌پر در محدوده ۲ الی ۵ درصد مقاومت فشاری میان قاب می‌باشد. با توجه به شکل (۷) می‌توان نتیجه گرفت که اعمال بارهای قائم مرسوم بر روی تیر فوقانی قاب میان‌پر باعث افزایش ۸ درصدی مقاومت و ۱۵ درصدی سختی شده است. در حقیقت می‌توان گفت که صرف نظر کردن از اثر بار قائم در مدل‌سازی میان قاب در جهت اطمینان خواهد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

برای محاسبه نقش رفتاری میان قاب‌ها در قاب‌های میان‌پر چند دهانه، مدل‌های عددی یک، دو و سه دهانه قاب میان‌پر 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 شده‌ی دستک فشاری در قاب‌های مفصلی و چند دهانه استفاده شده و نتایج آن با مدل‌های عددی المان محدود مقایسه خواهد شد. برای مدل‌سازی میان‌قاب 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 میان‌قاب یکسان است و عرض دستک با استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی مینستون [۱۹] محاسبه شده است.

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

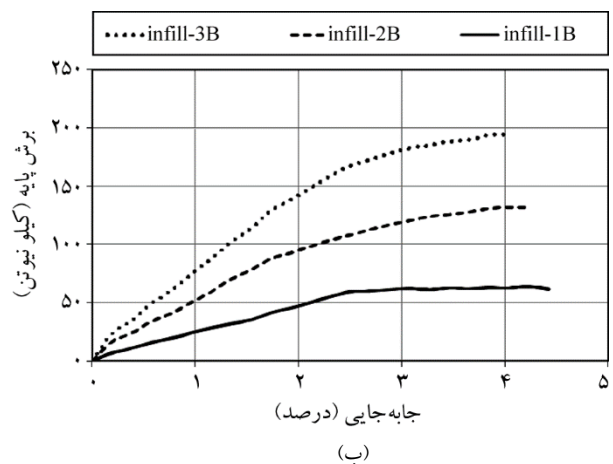
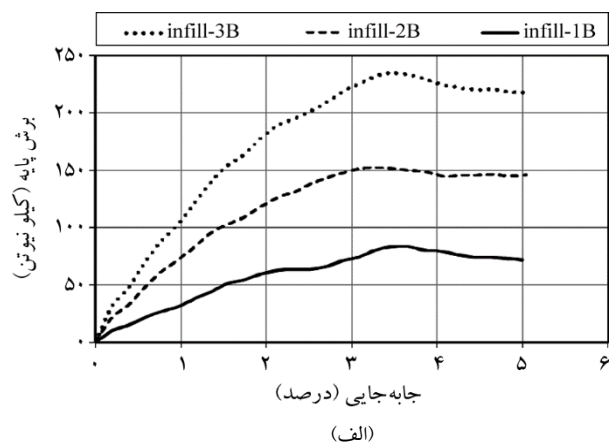
که در آن λ_1 پیش از این تعریف شده و همچنین h_{col} برابر با ارتفاع ستون و r_{inf} طول قطری میان‌قاب می‌باشد. منحنی رفتار غیرخطی میان‌قاب مطابق با دستورالعمل بهسازی از منحنی شکل (۹) پیروی می‌کند.



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

مقادیر e و d بر اساس رسیدن به بهترین جواب مشابه با نمونه M-RC-1B محاسبه شد. در حقیقت، می‌توان گفت به علت اینکه هدف در این قسمت ارزیابی توانایی مدل‌سازی میان‌قاب قاب‌های میان‌پر با اتصال مفصلی و قاب‌های میان‌پر چند دهانه به روش دستک فشاری معادل است؛ ابتدا مدل دستک فشاری در یک قاب میان‌پر یک دهانه با اتصال صلب واسنجی گردید و سپس از این مدل در قاب‌های مد نظر استفاده شد. همچنین Q_y مطابق با دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰ [۳۴] از رابطه (۳) محاسبه می‌شود:

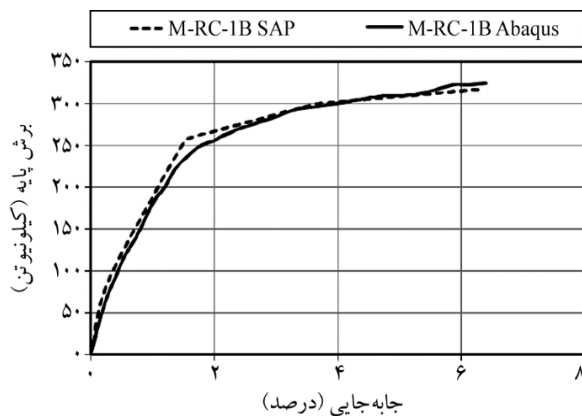
دو و سه دهانه فارغ از نوع اتصال المان‌های قاب، با تقریب بسیار خوبی به ترتیب ۲ و ۳ سه برابر مقدار آن در نمونه‌ی تک‌دهانه می‌باشد. این مطلب حاکی از آن است که برای مدل کردن میان‌قاب به روش‌های درشت-مدل‌سازی مرسوم نظیر دستک فشاری معادل در نمونه‌های چند دهانه می‌توان از مشخصات یکسان برای دستک هر دهانه که با مشخصات دستک با نمونه تک‌دهانه نیز یکسان می‌باشد، استفاده کرد.



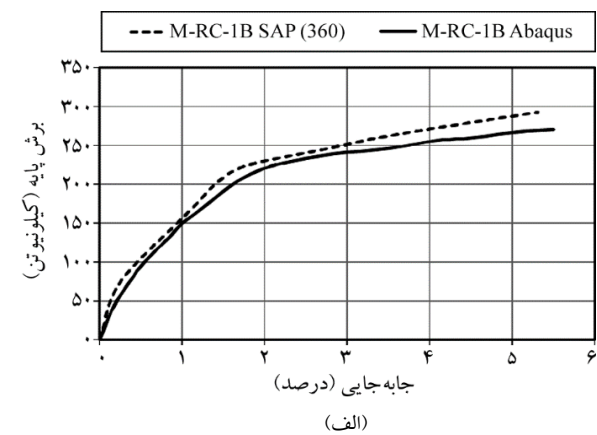
شکل (۸): سهم میان‌قاب در قاب‌های میان‌پر تک‌دهانه و دو دهانه با (الف) اتصال صلب و (ب) اتصال مفصلی.

۵- بررسی رفتار میان‌قاب توسط دستک فشاری معادل

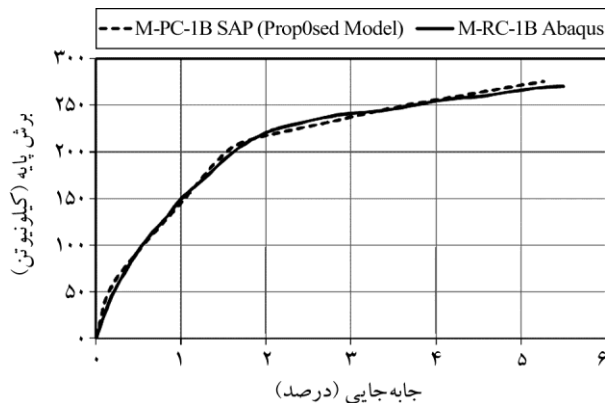
برای بررسی مدل دستک فشاری در نمونه‌های چند دهانه و نمونه‌های با اتصال مفصلی، ابتدا به واسنجی نتایج قاب میان‌پر تک‌دهانه که میان‌قاب آن با دستک فشاری جایگزین شده است با مدل عددی میان‌قاب که با استفاده از المان محدود در نرم‌افزار آباکوس [۳۴] مدل‌سازی شده است پرداخته می‌شود. سپس مدل



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 و (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:

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

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 و اسنجی 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 و اسنجی 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 می‌گردد که سختی و مقاومت قاب مفصلی با دستک فشاری معادل با تقریب بسیار خوبی شبیه مدل تحلیل‌شده‌ی المان محدود قاب میان‌پر با اتصال مفصلی (M-PC-1B) است.

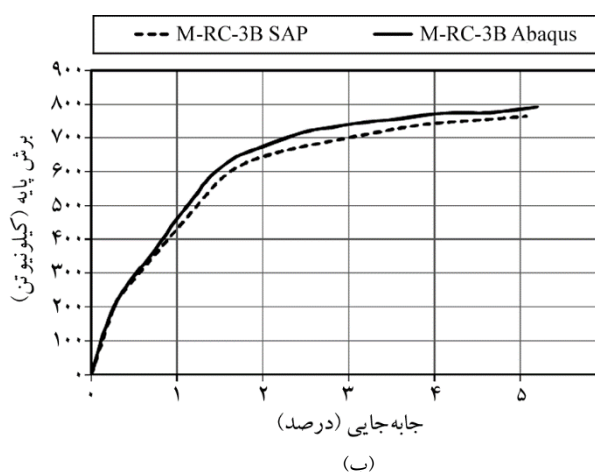
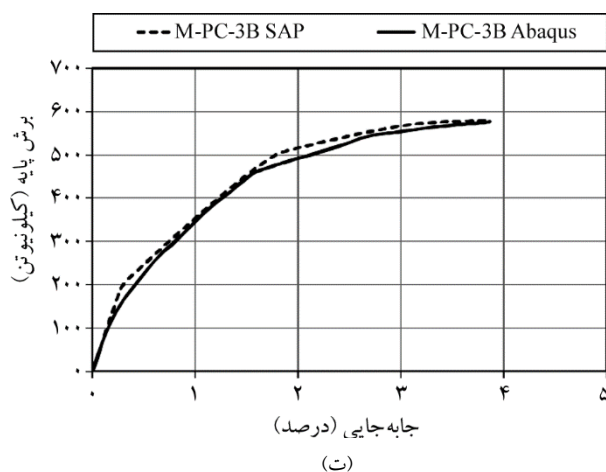
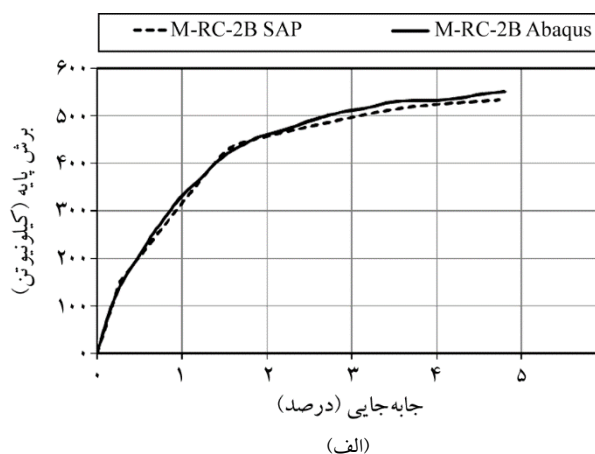
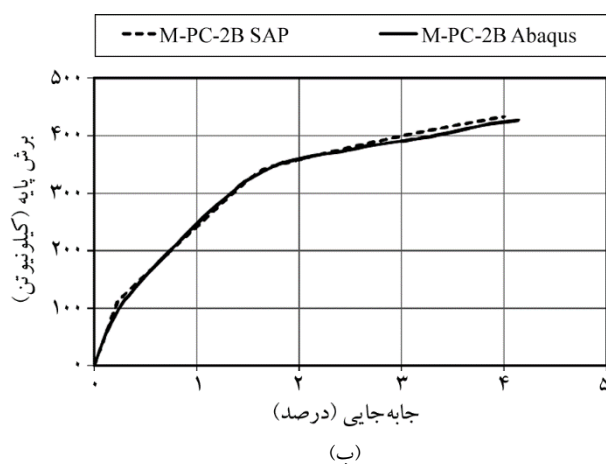
برای بررسی توانایی مدل دستک فشاری در برآورد رفتار قاب‌های میان‌پر چند دهانه، مدل صحت‌سنجی شده دستک فشاری در قاب‌های چند دهانه جایگزین شد و نتایج حاصل از تحلیل بار افزون با نتایج المان محدود مورد مقایسه قرار گرفت که در شکل (۱۲) آورده شده است. مشاهده می‌شود که مدل دستک فشاری پیشنهاد شده توسط نشریه ۳۶۰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

همان‌طور که از نتایج تحلیل پارامتریک قاب‌های میان‌پر نتیجه‌گیری شد، سختی اولیه و مقاومت حداکثر میان‌قاب در قاب‌های با اتصال مفصلی به ترتیب ۰/۹ و ۰/۸ برابر سختی و مقاومت میان‌قاب در قاب‌های 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.

$$w = 0.9 \times 0.175 (\lambda_l h_{col})^{-0.4} r_{inf} = 0.157 (\lambda h)^{-0.4} r_{inf} \quad (۴)$$

$$Q_y = V_{inf} = 0.8 A_{nifvie} \quad (۵)$$

با استفاده از روابط پیشنهادی مجدداً قاب فولادی میان‌پر 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 میان‌پر دو دهانه با (الف) اتصال صلب، (ب) اتصال مفصلی، (پ) قاب میان‌پر سه دهانه با اتصال صلب و (ت) قاب میان‌پر سه دهانه با اتصال مفصلی.

نتیجه حاصل شد که در نظر نگرفتن اثر بار قائم بر روی تیر فوقانی در مدل‌سازی میان‌قاب محافظه کارانه و در جهت اطمینان است.

۴. سختی و مقاومت میان‌قاب‌ها در یک قاب میان‌پر چند دهانه، نسبت مستقیم با سختی و مقاومت میان‌قاب مشابه در یک قاب میان‌پر تک‌دهانه دارد. بدین معنا که برای مدل‌سازی میان‌قاب‌ها در قاب چند دهانه به روش دستک فشاری معادل می‌توان از مشخصات مشابه استفاده شده برای مدل‌سازی میان‌قاب در قاب تک‌دهانه استفاده نمود.

قدردانی

لازم است از حمایت‌های مالی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله با کد پروژه ۷۳۸۶ و سازمان نوسازی، توسعه و تجهیز مدارس کشور با کد پروژه ۷۳۸۷ برای انجام این تحقیق، صمیمانه قدردانی شود.

مراجع

1. 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).
2. Moghaddam, H. (1994) *Seismic Design of Masonry Buildings*. Sharif University Press (in Persian).
3. Dowrick, D.J. (1987) *Earthquake Resistant Design: for Engineers and Architects*. Wiley-Interscience.
4. 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.
5. Aliaari, M. and Memari, A.M. (2005) Analysis of masonry infilled steel frames with seismic isolator subframes. *Engineering Structures*, 27(4), 487-500.
6. European Committee for Standardization (CEN) (2004) *Design of Structures for Earthquake Resistance. Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings*. Eurocode 8.
7. U.B. Code (1997) Uniform building code.

تک‌دهانه، توانایی بسیار خوبی در مدل‌سازی قاب‌های میان‌پر چند دهانه را نیز دارا هستند. در نهایت می‌توان گفت که سختی و مقاومت میان‌قاب در قاب‌های میان‌پر دو دهانه با اتصال صلب و یا مفصلی با تقریب بسیار خوبی دو برابر این مقادیر در قاب‌های تک‌دهانه است و مدل دستک فشاری معادل توانایی مدل کردن میان‌قاب در قاب‌های چند دهانه را به خوبی داراست.

۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله مطالعه‌ی آزمایشگاهی و عددی برای بررسی اثر صلبیت اتصال تیر به ستون قاب پیرامونی، بار قائم وارد بر تیر و تعداد دهانه قاب بر رفتار جانبی درون صفحه قاب فولادی میان‌پر آجری انجام پذیرفت. نتایج به دست آمده به شرح زیر می‌باشد:

۱. سختی و مقاومت قاب‌های میان‌پر با اتصال مفصلی نسبت به مقادیر قاب‌های میان‌پر با اتصال صلب کاهش می‌یابد که علت علاوه بر کاهش صلبیت اتصال قاب پیرامونی، ناشی از تغییر اندرکنش به وجود آمده بین قاب و میان‌قاب می‌باشد. بر این اساس سختی و مقاومت میان‌قاب در قاب‌های میان‌پر با اتصال مفصلی به ترتیب برابر با ۹۰ و ۸۰ درصد نظیر آن در قاب‌های فولادی میان‌پر با اتصال صلب می‌باشد که این نتیجه در مدل دستک فشاری به خوبی تأیید گردید.
۲. بر اساس نتایج مطالعات آزمایشگاهی و عددی، مدل دستک فشاری معادل آورده شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای برای استفاده در قاب‌های 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 $Q_y = 0.8A_{ni}f_{vie}$ پیشنهاد شد.

۳. نتایج آزمایشگاهی حاکی از آن است که سختی و مقاومت جانبی قاب‌های میان‌پر در اثر اعمال بار قائم بر روی تیر فوقانی به میزان ۱۰ درصد مقاومت فشاری مصالح میان‌قاب، به ترتیب ۱۵ و ۱۰ درصد افزایش می‌یابد. همچنین مطالعه عددی نیز افزایش سختی و مقاومت جانبی قاب‌های میان‌پر در اثر اعمال بارهای قائم مرسوم را نشان داد. در کل این

- Proceedings of the 16th World Conference on Earthquake 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 Materials.
 30. ASTM E8/E8M (2009) *Standard Test Methods for International Conference of Building Officials, USA.*
 8. Federal Emergency Management Agency (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE).
 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.B. (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.

- 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 and 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 مفصلی
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

Effect of Vertical Load, Number of Bay and Frame Connection Rigidity on the Modeling of Infill Panel in Infilled Steel Frames

Majid Mohammadi^{1*} and Sayed Mohammad Motovali Emami²

1. Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: m.mohammadigh@iiees.ac.ir
2. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Najafabad Branch, Islamic Azad University, Najafabad, Iran

Infill panel significantly affect the behavior of surrounding frame. The infill walls are usually considered as non-structural element in analysis and designing process of the structures which is due to inherent complexity and uncertainty behavior of the infill wall and its materials. However, the seismic codes and guidelines are recommended to consider the effect of infill walls on strength and stiffness of the frame structures by using some simple macro models as well as changing the fundamental period of the structures. Among many model proposed by researchers in the literatures, the equivalent diagonal compression strut model is more prevalent, which is recommended by seismic guideline codes.

Due to dead and live loads, the presence of vertical loads applied on the beams and columns of the frames is unavoidable. Moreover, the rigidity of beam to column connections of the frame is different and changed depending on the connection types. The previous studies have shown that the presence of vertical load on the frame or the rigidity of frame joints affect the behavior of infilled frames. However, these effects are not considered to estimate the mechanical and geometric characteristics of equivalent strut in seismic codes. In other words, the previous researches have not presented an obvious and explicit conclusion to take into account the vertical load and connection rigidity effect on the modeling of equivalent strut. Moreover, it is assumed that the equivalent strut of multi-bay infilled frame have the same characteristics of that in single-bay ones, which is doubtful based on results of previous researches in the literature.

In this paper, the effect of vertical load, connection rigidity and number of bays on the seismic lateral behavior of infilled frames are investigated. For this purpose, an experimental program has been carried out to investigate the lateral behavior of infilled steel frames. Seven specimens included one bare frame and six infilled frames were tested under cyclic loading. The infilled frames were containing single-bay, double-bay frames, rigid frames and pinned frames. Also two infill specimens were tested under combined lateral and vertical loadings.

Afterward, an extensive parametric finite element analyses were carried out to achieve more accurate results. The results also show that the stiffness and strength of infilled frames are increased by applying vertical load, but do not affect the properties of equivalent strut. Moreover, it is found that the contribution of infill panel on global behavior of infilled frames is decreased in specimens with pinned connections in comparison with the infill panels in rigid frames. It also concluded that using the struts with the same properties in multi-bay infilled frame are accurately acceptable. In other words, the properties of equivalent struts do not vary with the increase in the bay numbers in the infilled frames.

Keywords: Infilled Steel Frame, Connection Rigidity, Vertical Load, Multi-Bay Infilled Frame.