

چکیده

هدف اصلی این مطالعه بررسی تأثیر بار قائم بر رفتار جانبی قاب میان‌پر فولادی با مصالح بنایی به هنگام زلزله است. در این راستا یک مطالعه آزمایشگاهی که شامل دو نمونه قاب فولادی میان‌پر با مصالح بنایی تحت اثر بار جانبی و قائم می‌باشد، برای بررسی انتخاب شده است. نمونه اول تحت اثر بار جانبی و نمونه دوم تحت اثر بار جانبی و بار قائم قرار گرفته است. مدل اجزای محدود این دو نمونه آزمایشگاهی ساخته شده و بر اساس نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی شده‌اند. سپس مدل صحت‌سنجی شده برای انجام مطالعه پارامتریک استفاده شده است. نتایج نشان‌دهنده آن است که حدوداً بیشتر از ۶۰ درصد بار وارده بر میان‌قاب به دیوار می‌رسد و بقیه آن توسط تیر بالایی به ستون‌ها منتقل می‌گردد. بر اساس نتایج، مقاومت جانبی نهایی و سختی قاب میان‌پر با افزایش بار قائم بر میان‌قاب تا ۲۰۰ کیلونیوتن (که ۱۲۸ کیلونیوتن آن معادل ۶/۷ درصد مقاومت فشاری آجر کاری به دیوار بنایی می‌رسد) به ترتیب ۱۵ و ۵۰ درصد افزایش پیدا می‌کنند. اما مقاومت جانبی بعد از افزایش بار قائم از ۶/۷ درصد به ۱۰/۲ درصد مقاومت فشاری آجر کاری کاهش می‌یابد. سختی نیز بعد از رسیدن بار قائم از ۱۰/۲ درصد به ۱۳/۷ درصد مقاومت فشاری آجر کاری تغییر چندانی پیدا نمی‌کند. می‌توان گفت که بار قائم تا مقدار مشخصی باعث افزایش سختی و مقاومت جانبی میان‌قاب خواهد شد و بعد از آن مقدار سختی تقریباً ثابت باقی می‌ماند و مقاومت جانبی نهایی کاهش پیدا می‌کند.

واژگان کلیدی: میان‌قاب بنایی، قاب فولادی، بار گذاری قائم^۱، بار گذاری جانبی، مدل‌سازی اجزاء محدود^۲.

بررسی رفتار جانبی قاب میان‌پر تحت اثر بار قائم

کاوه فرجی نجار کلائی

دانشجوی کارشناسی ارشد عمران - سازه، دانشگاه صنعتی
 خواجه نصیرالدین طوسی

مجید محمدی (نویسنده مسئول)

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

نادر فنائی

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی
 خواجه نصیرالدین طوسی

۱- مقدمه

۲۰ درصد از زمان تناوب سازه می‌کاهد. این آیین‌نامه یک راهکار ساده و کلی پیشنهاد می‌کند که زمان تناوب اصلی سازه در ساختمان‌های دارای میان‌قاب به میزان ۲۰ درصد کاهش یابد؛ اما دستورالعمل‌ها و آیین‌نامه‌هایی مانند دستورالعمل ۳۶۰ و آیین‌نامه یورو کد به شکل دقیق‌تری اثرات میان‌قاب را در نظر می‌گیرند. آیین‌نامه یورو کد ۸ (قسمت ۱-۳) اولین آیین‌نامه لرزه‌ای است که قوانین مشخصی را برای سازه‌های بتنی با میان‌قاب بنایی در نظر گرفته است. در قسمت ۲-۹-۳-۱ این آیین‌نامه به چیدمان نامنظم میان‌قاب در پلان معماری و الزام در نظر گرفتن آن در مدل‌های سه‌بعدی برای لحاظ کردن اثرات

استفاده فراوان از مصالح بنایی به‌خصوص آجر در ایران، اهمیت شناخت رفتار میان‌قاب و سازه‌های مرتبط با این اجزا را دو چندان می‌کند. میان‌قاب به‌رغم تأثیر فراوانی که بر رفتار سازه دارد عموماً در تحلیل و طراحی در نظر گرفته نمی‌شود که این امر علاوه بر رفتار پیچیده میان‌قاب، به ضعف آیین‌نامه‌ها نیز برمی‌گردد. بیشتر آیین‌نامه‌ها تأثیر میان‌قاب‌ها را تنها در زمان تناوب سازه می‌بینند و الزامی برای در نظرگیری سایر اثرات آن در سازه برای مهندسین فراهم نمی‌سازند. بسیاری از آیین‌نامه‌ها اثرات میان‌قاب را به‌صورت کلی در طراحی لحاظ می‌کنند. برای مثال، استاندارد ۲۸۰۰ ایران برای در نظر گرفتن اثر میان‌قاب تنها

رفتار لرزه‌ای اشاره شده است [۱-۲].

در شش دهه اخیر، تحقیقات آزمایشگاهی و تحلیلی گسترده‌ای بر روی اثرات سازه‌ای میان‌قاب‌ها صورت گرفته است [۳-۴]. برخی از مطالعات آزمایشگاهی به منظور بررسی اثر میان‌قاب بر رفتار قاب فولادی میان‌پر که تحت اثر بارهای لرزه‌ای قرار گرفته، توسط محققان انجام شده است [۵-۷]. نتایج این تحقیقات نشان داده است که میان‌قاب‌ها تأثیر قابل توجهی بر رفتار قاب میان‌پر دارند و برای داشتن یک طراحی واقع‌گرایانه و ایمن نباید اثرات آنها را نادیده گرفت. آزمایش‌های محرابی و همکاران نشان داد که میان‌قاب‌ها تأثیر قابل توجهی بر بهبود رفتار قاب‌های بتن‌آرمه دارند. نمونه‌های دارای قاب و میان‌قاب قوی عملکرد بهتری از لحاظ مقاومت جانبی در برابر بار و قابلیت اتلاف انرژی نسبت به نمونه‌های دارای قاب و میان‌قاب ضعیف دارند. بارهای جانبی به وجود آمده به وسیله نمونه‌های قاب میان‌پر همیشه از نیروهای جانبی به وجود آمده به وسیله قاب خالی بیشتر هستند [۷]. بسیاری از محققان در پی ارائه مدل‌های ساده و با دقت کافی برای در نظر گرفتن آثار میان‌قاب‌ها در سازه‌های تحت اثر بارهای جانبی بوده‌اند. پولیاکوف [۸] اولین کسی بود که «تئوری دستک فشاری مورب» را پیشنهاد داد که در این تئوری، میان‌قاب با یک دستک فشاری معادل^۴ جایگزین می‌شود. این تئوری توسط هولمز [۹] و سایر محققان [۱۰-۱۲] گسترش یافت.

مدل‌های تحلیلی که توسط محققان ارائه و گسترش داده شده‌اند، به ترتیب به دو گروه ماکرو و میکرو برای شبیه‌سازی رفتارهای کلی و جزئی میان‌قاب‌ها تقسیم می‌شوند [۱۰]. تحقیقات مختلفی در زمینه مدل‌سازی ماکرو انجام شده است. این تحقیقات که بیشتر بر پایه تئوری دستک معادل می‌باشند، رفتار میان‌قاب را تحت اثر بارگذاری یک‌طرفه بررسی کرده‌اند [۱۳-۱۴]. روش‌های دیگری مانند مدل چند دستکی و مدل دو دستک فشاری مورب نیز برای لحاظ کردن اثر بازشوها مطرح شده‌اند [۱۵]. تحقیقات زیادی نیز در زمینه مدل‌سازی میکرو برای ارزیابی جزئی‌تر رفتار قاب میان‌پر و همچنین حالات شکست احتمالی

آن صورت گرفته است [۱۵]. کریسافولی و کار [۱۱] یک مدل ماکرو برای ارزیابی پاسخ کلی سازه ارائه کرده‌اند که بر اساس فرمولاسیون چند دستکی می‌باشد. این مدل میان‌قاب را به صورت یک المان پانل با چهار گره در نظر می‌گیرد که به صورت جداگانه رفتار فشاری و برشی مصالح بنایی را در هر جهت لحاظ کرده است. فرضیات اصلی در ساخت مدل در نظر گرفتن منطقی خصوصیات مصالح بنایی و توجه به پاسخ رفت‌و‌برگشتی می‌باشد. علاوه بر آن، این مدل قادر است مدهای گسیختگی برشی مختلفی را که در میان‌قاب بنایی مشاهده می‌شود، نشان دهد. مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل پیشنهادی با کالیبراسیون مناسب می‌تواند نماینده مناسبی برای پاسخ درون‌صفحه‌ای قاب‌های میان‌پر باشد.

تاکنون عمده تحقیقات در زمینه میان‌قاب بر روی نمونه‌هایی انجام شده است که فاقد بارگذاری قائم بوده‌اند و یا در آنها بار قائم ثابتی به همه نمونه‌ها اعمال شده است. به بیان دیگر، در کارهای موجود در ادبیات فنی به ندرت مجموعه آزمایش‌هایی دیده می‌شود که در آنها تأثیر تغییر بار قائم وارد بر قاب، بر روی رفتار قاب میان‌پر بررسی شده باشد. یکی از معدود تحقیقات در این زمینه، توسط لافوننت و همکاران [۱۶] انجام شده است. ایشان اثر میان‌قاب آجری در داخل قاب بتنی را مورد مطالعه قرار داده‌اند. نتایج آزمایش نشان داده است که وجود بار قائم باعث افزایش ظرفیت جانبی نمونه می‌شود و در نمونه‌های دارای بار قائم، مقدار مقاومت حداکثر جانبی نسبت به نمونه مشابه فاقد بار قائم به اندازه تقریبی ۶۰ تا ۸۰ درصد افزایش یافته است.

محرابی و همکاران [۷] اثر میان‌قاب بر عملکرد قاب‌های بتنی را مورد بررسی قرار داده‌اند. در مطالعه ایشان ۱۲ نمونه یک طبقه یک دهانه با مقیاس ۰/۵ مورد آزمایش قرار گرفته است. مقاومت جانبی میان‌قاب در مقابل قاب، نسبت بعدی میان‌قاب، توزیع بارهای قائم و نحوه بارگذاری جانبی از جمله پارامترهایی است که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس نتایج آزمایش انجام شده، افزایش ۵۰ درصد بار قائم می‌تواند سختی

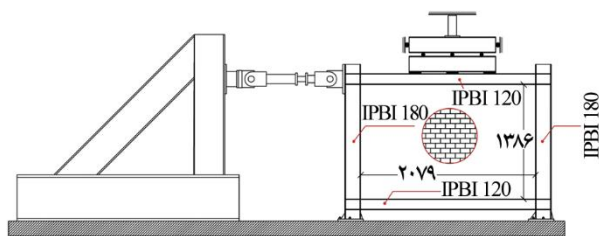
پارامتریک با تغییر بار قائم ارائه شده و همچنین نحوه توزیع بار قائم بین قاب و دیوار مشخص می‌شود. در این مطالعه هرگاه صحبت از درصد مقاومت فشاری آجرکاری است، منظور نسبت بار وارده به دیوار به مقاومت فشاری مقطع دیوار می‌باشد.

۲- مطالعه آزمایشگاهی انتخابی

برای مطالعه حاضر، تحقیق آزمایشگاهی انجام شده توسط محمدی [۱۸] بر روی قاب میان‌پیر تحت اثر بار قائم انتخاب شده است. سپس مدل‌های سه‌بعدی اجزای محدود نمونه‌های آزمایشگاهی ساخته شده و رفتار آنها تحت اثر بارگذاری جانبی و قائم با استفاده از نتایج آزمایش صحت‌سنجی شده‌اند.

۲-۱- پیکربندی نمونه آزمایشگاهی و پروسه آزمایش

پیکربندی نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱) نشان داده شده است. برای به دست آوردن مقاطع نمونه آزمایشگاهی قاب میان‌پیر، یک ساختمان چهار طبقه مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده است. سپس یک قاب میان‌پیر از طبقه اول این ساختمان انتخاب شده و برای نمونه آزمایشگاهی به مقیاس ۱:۲ تبدیل گردیده است. این نمونه ۱۵۰ سانتی‌متر ارتفاع و ۲۲۵/۱ سانتی‌متر عرض دارد. دیوار این قاب میان‌پیر از آجر و ملات ساخته شده‌اند و ضخامت دیوار حدود ۱۰ سانتی‌متر است. جدول (۱) مقاطع طراحی شده و مقیاس شده را نشان می‌دهد.



شکل (۱): پیکربندی آزمایشگاهی نمونه VL (تمامی ابعاد به میلی‌متر می‌باشد).

مقاطع قاب آزمایشگاهی بر اساس قوانین مقیاس به دست آمده‌اند که بر اساس آن مساحت و ممان اینرسی مقاطع طراحی

جانبی اولیه را ۳۰ درصد و مقاومت جانبی نهایی را ۲۵ درصد افزایش دهد که نشان می‌دهد مقدار بار قائم برخلاف نحوه توزیع آن روی سختی و مقاومت جانبی مؤثر است.

لیو و منش [۱۷] اثر بار قائم را بر رفتار هشت میان‌قاب در داخل قاب فولادی بررسی کرده‌اند. در این آزمایش آنها میان‌قاب‌ها را تحت اثر سه بار ۱۱۱/۲، ۸۰/۱ و ۴۸/۹ کیلونیوتن قرار دادند. نتایج به دست آمده نشان داد که افزایش بار قائم موجب افزایش مقاومت جانبی نهایی و مقاومت ترک خوردگی می‌گردد، به طوری که تقریباً روندی خطی بین افزایش مقاومت جانبی و بار قائم وارد شده وجود دارد. همچنین این تحقیق نشان داده است که افزایش بار قائم تا نقطه مشخصی موجب افزایش مقاومت جانبی می‌شود و بعد از آن تأثیر مثبتی نخواهد داشت. به علاوه مشاهده گردید که افزایش بار قائم موجب کاهش شکل‌پذیری میان‌قاب خواهد شد و تأثیر قابل توجهی بر سختی نمونه ندارد.

در بسیاری از ساختمان‌هایی که نیاز به بهسازی لرزه‌ای دارند تیرها جوابگوی بار وارد به آنها نیستند و در نتیجه بخشی از بار قائم از طریق دیوارهای داخل قاب به زمین منتقل می‌شود. همچنین در بعضی ساختمان‌ها، هر طبقه به صورت کامل اجرا می‌شود و پس از دیوارچینی آن، کف و اسکلت طبقه بالاتر تکمیل می‌گردد که در این صورت قسمتی از بار مرده حاصل از اجرای طبقات بالاتر به دیوارها منتقل می‌شود. در این مقاله رفتار قاب فولادی میان‌پیر با مصالح بنایی تحت اثر بار قائم مورد بررسی قرار گرفته است. برای این هدف یک تحقیق آزمایشگاهی که شامل دو نمونه قاب میان‌پیر فولادی دارای میان‌قاب بنایی آجری می‌باشد، برای مطالعه عددی انتخاب شده است [۱۸]. این دو نمونه کاملاً از لحاظ پیکربندی آزمایشگاهی و خصوصیات مصالح یکسان هستند با این تفاوت که یکی از نمونه‌ها علاوه بر بار جانبی، تحت اثر بار قائم نیز قرار گرفته است. این دو نمونه با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس [۱۹] شبیه‌سازی شده و بر پایه نتایج آزمایشگاهی صحت‌سنجی گردیده‌اند، سپس به بررسی میزان تغییرات مقاومت و سختی جانبی نمونه‌ای که تحت اثر بار قائم است، پرداخته می‌شود و در انتها یک مطالعه

بدین صورت که بار قائم ۲۰۰ کیلونیوتنی (۶/۷ درصد مقاومت فشاری آجرکاری)، از طریق جک استاتیکی به تیر تقویت شده‌ای وارد می‌گردد و سپس توسط غلتک‌هایی که در زیر آن قرار دارند به تیر زیر آن انتقال می‌یابد. در نهایت بار قائم از طریق نوپرن‌هایی که زیر تیر تقویت شده دوم قرار گرفته‌اند به تیر فوقانی قاب وارد می‌شود. بعد از وارد شدن بار قائم، بار جانبی به صورت متمرکز به نمونه وارد می‌شود (شکل ۱) [۱۸].

۲-۲- خصوصیات مصالح

آزمایش‌هایی برای به دست آوردن خصوصیات مصالح قاب فولادی و میان‌قاب‌ها انجام شده است. آزمایش مصالح قاب بر روی نمونه‌ای که از جان تیر گرفته شده بود انجام شد. مقادیر به دست آمده برای مدول الاستیسیته و تنش تسلیم به ترتیب ۲۰۰ گیگاپاسکال و ۳۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. برای تعیین خصوصیات مصالح واحدهای بنایی، از ۱۰ نمونه منشوری شامل سه ردیف آجر و دو لایه ملات استفاده شده است. نمونه‌های منشوری دارای مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته به ترتیب برابر ۹/۵ و ۱۴۲۵ مگاپاسکال هستند. این نمونه‌های منشوری تحت شرایط یکسان با نمونه‌های آزمایش عمل آوری شده‌اند. کرنش متناظر (ϵ'_m) با تنش حداکثر نمونه‌های منشوری مساوی ۰/۰۱ است [۱۸].

۳-۲- نتایج آزمایش

شکل (۲) منحنی بار جانبی- جابه‌جایی جانبی نسبی نمونه‌ها را نشان می‌دهد. منظور از جابه‌جایی جانبی نسبی قاب، نسبت جابه‌جایی جانبی محل اتصال تیر بالایی و ستون به ارتفاع قاب (۱۵۰۰ میلی‌متر) می‌باشد. مقاومت جانبی حداکثر CL نمونه در جهت مثبت و منفی بارگذاری به ترتیب برابر ۲۷۲/۱ و ۲۱۱/۹ کیلونیوتن می‌باشد (شکل ۲- الف). مطابق شکل (۲- ب)، نیروی برشی حداکثر نمونه VL در جهت مثبت بارگذاری، مساوی ۲۹۹/۷ کیلونیوتن و در جهت منفی برابر ۲۷۸/۳ کیلونیوتن است [۱۸].

شده به ترتیب در ضرایب $(1/2)^2$ و $(1/2)^4$ ضرب شده‌اند و مقاطع با نزدیک‌ترین مساحت و ممان اینرسی به این کمیت‌ها به‌عنوان مقاطع مقیاس شده انتخاب شده‌اند. ستون‌های قاب از مقطع IPBI-180 با مساحت $45/3 \text{ cm}^2$ و ممان اینرسی 2510 m^4 حول محور اصلی آن ساخته شده است. تیر قاب نیز از مقطع IPBI-120 با مساحت $25/3 \text{ cm}^2$ و ممان اینرسی 606 cm^4 حول محور اصلی آن ساخته شده است. اتصالات بین تیر و ستون گیردار می‌باشند، به این صورت که بال‌های تیر با جوش نفوذی به بال ستون متصل شده‌اند و دو ورق پیوستگی در هر چشمه اتصال در دو طرف قاب قرار گرفته است. جدول (۲) نیز مشخصات نمونه‌ها را نشان می‌دهد.

جدول (۱): مقاطع اصلی و مقیاس شده [۱۸].

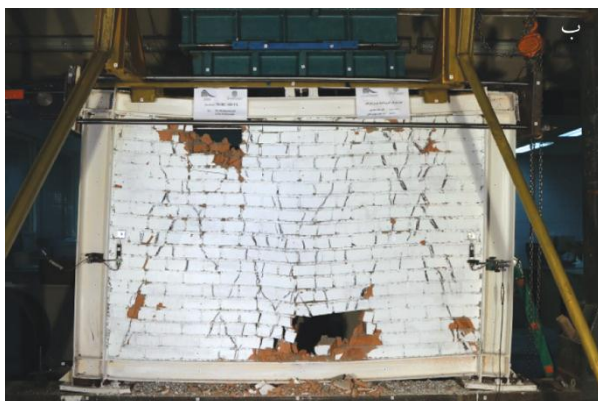
نمونه	ارتفاع (m)	دهانه قاب (m)	تیر	ستون	ضخامت دیوار (cm)
نمونه طراحی شده	۳	۴/۵	IPE-330	2IPE-400	۲۰
نمونه آزمایشگاهی	۱/۵	۲/۲۵	IPBI-120	IPBI-180	۱۰

جدول (۲): جزئیات نمونه‌ها [۱۸].

نمونه	نوع بارگذاری	بار قائم (کیلونیوتن)	حداکثر جابه‌جایی جانبی نسبی (%)	نسبت ارتفاع به طول
CL	جانبی رفت و برگشتی	۰	۷/۷	۰/۶۷
VL	جانبی رفت و برگشتی	۲۰۰	۵/۸	۰/۶۷

پیکربندی هر دو نمونه مطابق شکل (۱) و کاملاً مشابه یکدیگر می‌باشد، با این تفاوت که در نمونه CL بار قائم به نمونه اعمال نمی‌گردد و این نمونه فقط تحت اثر بار جانبی متمرکز در محل اتصال ستون به تیر قرار می‌گیرد.

نمونه VL تحت اثر بار جانبی و قائم قرار می‌گیرد،



شکل (۳): وضعیت نمونه‌ها در انتهای آزمایش، الف) نمونه CL، ب) نمونه VL [۱۸].

برای ارزیابی شکل‌پذیری از رابطه موجود در آیین‌نامه ASCE/SEI 41-06 (رابطه ۱) استفاده شده است که به صورت زیر می‌باشد:

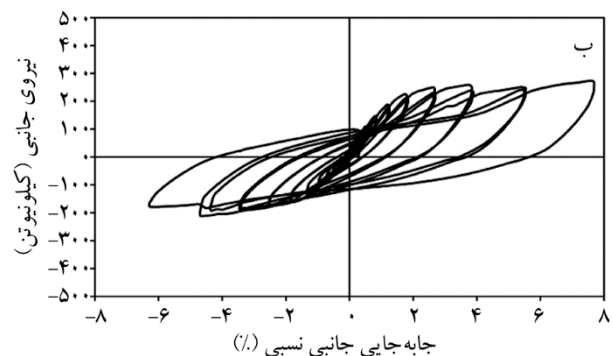
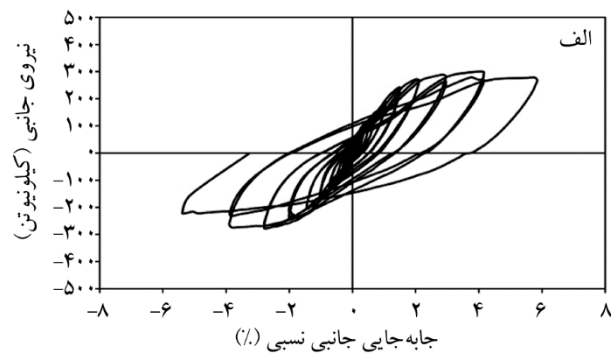
$$mKQ_{CE} \geq Q_{UD} \quad (1)$$

در این رابطه m ضریب اصلاح بر مبنای رفتار غیرخطی عضو، K ضریب آگاهی از جزئیات و مشخصات سازه (که در اینجا برابر با ۱ فرض شده است)، Q_{CE} مقاومت مورد انتظار جزء یا عضو در سطح تغییر شکل مورد بررسی و Q_{UD} تلاش طراحی کنترل شونده توسط تغییر شکل ناشی از بارهای ثقلی و زلزله می‌باشد [۲۰].

برای محاسبه m از فرمول زیر برای سطح عملکرد ایمنی جانبی^۶ مطابق با ASCE41-06 استفاده می‌کنیم [۲۰]:

$$m = 0.75 \times 0.75 \times \frac{\Delta_y}{\Delta_u} \quad (2)$$

که در آن Δ_y تغییر مکان در نقطه تسلیم و Δ_u تغییر مکان سازه

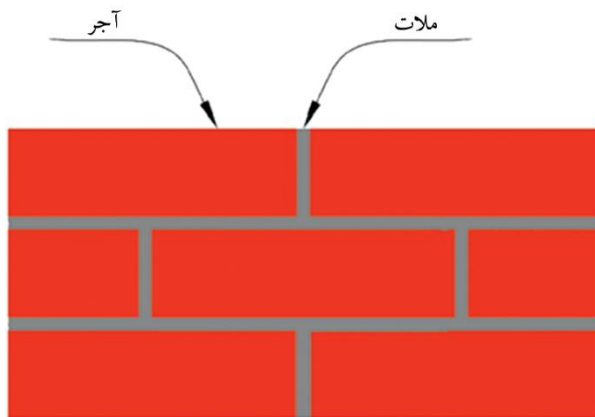


شکل (۲): منحنی بار جانبی - تغییر مکان جانبی نسبی نمونه آزمایشگاهی، الف) نمونه CL، ب) نمونه VL [۱۸].

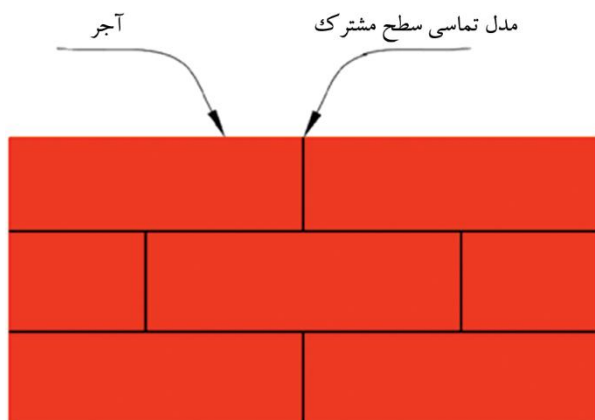
در نمونه CL، اولین ترک‌ها در تغییر مکان جانبی نسبی ۰/۸ درصد در میان‌قاب تشکیل شد. با ادامه بارگذاری، این ترک‌ها به‌طور تدریجی در راستای دو دستک فشاری گسترش یافتند. در تغییر مکان جانبی نسبی ۵/۵ درصد اتصال تیر به ستون در گوشه سمت چپ بالایی قاب آسیب دید که در شکل (۳-الف) نشان داده شده است. رفتار مشابهی برای گوشه راست پایینی در تغییر مکان جانبی نسبی ۶/۳ درصد مشاهده گردید. در نهایت آزمایش به دلیل شکست قاب پیرامونی متوقف شد. شکل (۳-الف) نمونه CL را در انتهای آزمایش نشان می‌دهد [۱۸].

در نمونه VL به علت تمرکز تنش در زیر نقطه اعمال بار قائم ۲۰ تنی که در وسط قاب وارد شده است، اولین ترک‌ها در وسط قاب و به‌صورت قائم تشکیل یافتند و با افزایش جابه‌جایی افقی به سمت ستون مقابل جهت بارگذاری گسترش پیدا کردند (شکل ۳-ب). در نهایت آزمایش در جابه‌جایی جانبی نسبی ۵/۷ درصد خاتمه یافت [۱۸].

در مقاومت جانبی حداکثر می‌باشد. نحوه به دست آوردن این نقاط در ASCE/SEI 41-06 ذکر شده است [۲۰]. برای این منظور ابتدا منحنی پوش^۷ مطابق آیین نامه ASCE/SEI 41-06 رسم شده، سپس با توجه به ضوابط ارائه شده در همین آیین نامه، نمودار پوش با یک مدل رفتار چند خطی ساده جایگزین می‌شود [۲۰]. با استفاده از نمودارهای رفتار جانبی نمونه‌ها و فرمول‌های ذکر شده، ضریب m و Q_{CE} مطابق جدول (۳) می‌باشند:



(الف) مدل سازی دیوار بنایی به صورت کامل



(ب) مدل سازی با صرف نظر از ضخامت ملات

شکل (۴): روش‌های مختلف ریز مدل سازی.

۳-۱-۱- مدل سازی هندسی

تمامی اجزا از المان سه بعدی جامد شکل پذیر^۹ که در نرم افزار آباکوس موجود می‌باشد، مدل شده‌اند. ابعاد المان‌ها مطابق قسمت ۲-۱ می‌باشد. همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، از مدل سازی میکرو برای مدل سازی اجزای محدود میان قاب استفاده شده است. در نتیجه، به جای در نظر گرفتن دیوار به عنوان یک واحد بنایی یکپارچه، آجرها به صورت جداگانه مدل شده‌اند.

جدول (۳): مقایسه شکل پذیری و مقاومت جانبی نمونه‌ها.

نمونه	m	Q_{CE} (کیلو نیوتن)	$m \cdot Q_{CE}$ (کیلو نیوتن)
CL	۱/۸	۲۲۰	۳۹۶
VL	۱/۵۷	۲۷۰	۴۲۳/۹

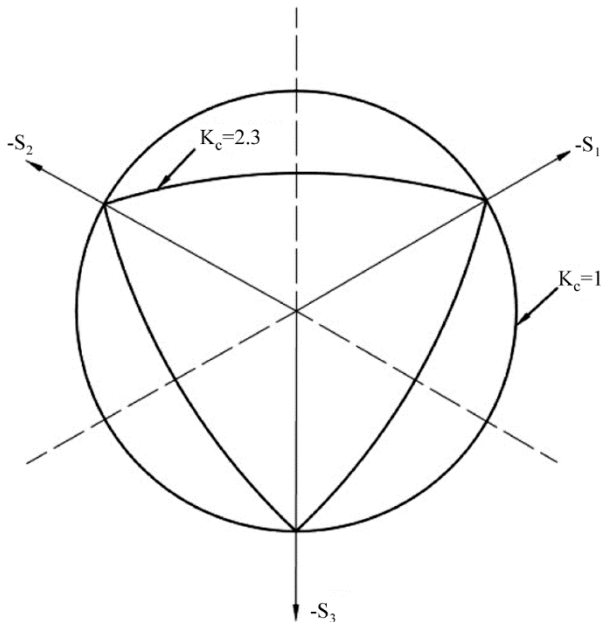
مطابق نتایج آزمایش، شکل پذیری نمونه با بار قائم ۲۰۰ کیلو نیوتن (۶/۷ درصد مقاومت فشاری آجر کاری)، کمتر از نمونه بدون بار قائم است؛ اما به دلیل افزایش مقاومت جانبی که در اثر حضور بار قائم می‌باشد، ظرفیت مقاومت جانبی میان قاب با بار قائم اندکی بیشتر است.

۳-۲- مدل سازی اجزاء محدود

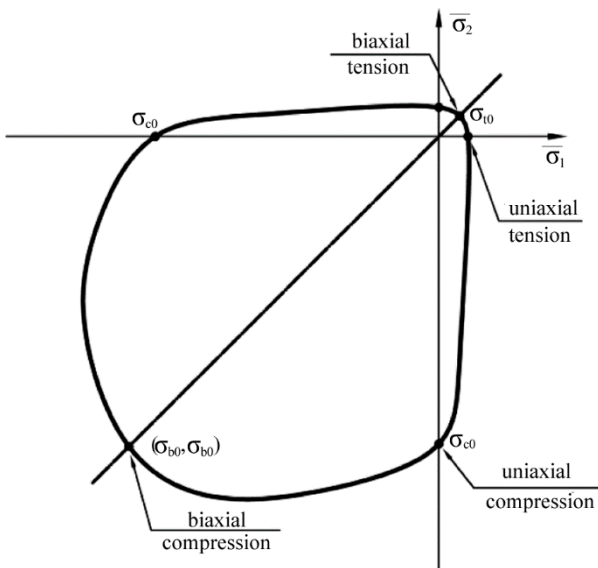
بررسی ادبیات فنی نشان می‌دهد که تحلیل اجزای محدود، ابزار قدرتمندی برای آزمودن دقیق جنبه‌هایی از موضوع مورد مطالعه می‌باشد که بررسی آنها در آزمایش سخت و پرهزینه است. از یک مدل اجزای محدود صحت‌سنجی شده می‌توان برای مطالعه پارامتریک آزمایش متناظر آن استفاده نمود و بدین صورت از هزینه‌های غیر ضروری کاست.

در تحقیق حاضر از روش ریز مدل سازی ساده شده^۸ برای شبیه سازی تحلیلی استفاده شده است. در این روش از مدل سازی ملات صرف نظر شده و به جای آن خواص چسبندگی و اصطکاک آن مدل می‌گردد و به هر کدام از آجرها نصف ضخامت ملات اضافه می‌شود (شکل ۴). به منظور مدل سازی

این روش مدل‌سازی، انتخاب مناسبی برای مدل‌سازی مصالح شکننده ایزوتروپیک مانند مصالح بنایی می‌باشد [۲۶-۲۸].



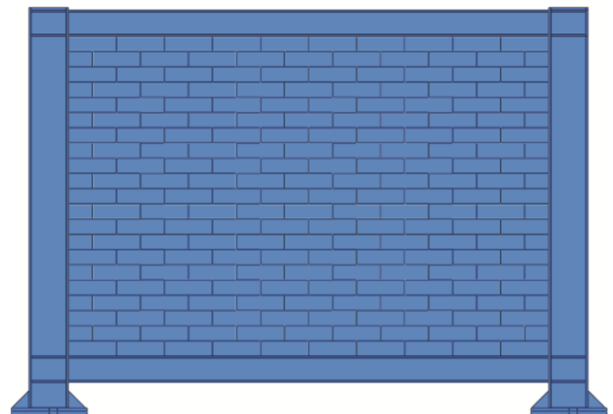
شکل (۶): سطوح تسلیم در صفحه انحرافی^{۱۳}، متناظر با مقادیر مختلف K_c [۱۹].



شکل (۷): سطح تسلیم در تنش مسطح [۱۹].

پنج پارامتر برای مدل کردن پلاستیسیته بتن آسیب‌دیده مورد نیاز است که چهار مورد از آنها برای بتن و مصالح بنایی یکسان بوده و دارای مقادیر پیش‌فرض در آباکوس می‌باشند: (ϵ) ، برون‌محوری پتانسیل جریان^{۱۴}، مساوی با ۰/۱ (بر اساس مقدار ذکر شده در راهنمای

مدل‌سازی لایه ملات به عنوان یک المان مستقل، زمان تحلیل را بالا می‌برد [۲۱]. به این دلیل از مدل‌سازی ملات چشم‌پوشی شده و نصف ضخامت ملات به ضخامت لایه آجر مجاور آن در هر طرف اضافه شده است. این روش در تحقیقات پیشین نیز مورد استفاده قرار گرفته است. به عنوان مثال لورنزو [۲۲] با به کارگیری این روش جواب‌های نسبتاً دقیقی به دست آورده است. پس از او نیز برخی دیگر از محققان [۲۳-۲۴] از این روش بهره برده‌اند و به جواب‌های قابل قبولی دست یافته‌اند. اندرکنش آجرها با یکدیگر توسط المان تماسی چسبنده^{۱۰} که توانایی مدل کردن اصطکاک بین آجرها را دارد، مدل شده است [۲۱، ۲۵]. شکل (۵) هندسه نمونه‌های قاب میان‌پیر را در مدل اجزای محدود نشان می‌دهد. تنها تفاوت این دو نمونه، وجود نیروی قائم در وسط میان‌قاب است.



شکل (۵): هندسه نمونه CL در مدل اجزای محدود.

قاب میان‌پیر با استفاده از المان‌های سه‌بعدی پیوسته مرتبه اول^{۱۱} با انتگرال کاهش‌یافته (المان C3D8R) مش‌بندی شده است [۱۹]. پس از انجام مطالعه‌ای بر روی اندازه مش اعضا، المان مش با ابعاد ۵۰×۵۰ میلی‌متر مناسب شناخته شد و استفاده گردید. تمامی اعضا در قاب دارای مش‌های با شکل و اندازه مشابه هستند.

۳-۲- مدل‌سازی مصالح

برای مدل‌سازی رفتار غیر الاستیک مصالح بنایی از روش پلاستیسیته بتن آسیب‌دیده^{۱۲} (CDP) استفاده شده است.

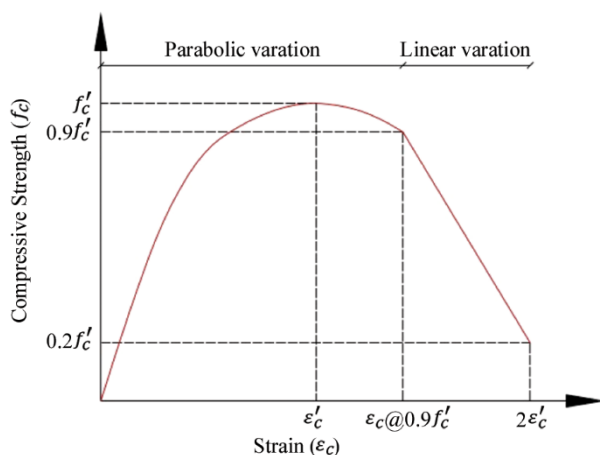
$$d_{c/t} = 1 - \frac{f_{c/t} \cdot E^{-1}}{\varepsilon_{c/t}^{pl} \left(\frac{1}{b_{c/t}} - 1 \right) + f_{c/t} \cdot E^{-1}}, \quad (3)$$

$$\varepsilon_{c/t}^{pl} = b_{c/t} \cdot \varepsilon_{c/t}^{in}$$

در رابطه فوق E مدول الاستیک اولیه؛ f_c ؛ ε_c^{pl} و ε_c^{in} به ترتیب تنش فشاری فعلی، کرنش پلاستیک متناظر و کرنش غیر الاستیک متناظر؛ f_t ؛ ε_t^{pl} و ε_t^{in} به ترتیب تنش کششی فعلی، کرنش پلاستیک متناظر و کرنش غیر الاستیک متناظر و در نهایت b_c و b_t پارامترهای اسکالری هستند که دارای مقادیر بین صفر و یک می باشند و مقادیر دقیق آنها برای بتن به صورت دقیق به وسیله آزمایش به دست آمده است [۳۱]. اما با توجه به اینکه آزمایشی برای مشخص کردن پارامترهای مذکور برای مصالح بنایی وجود ندارد، در این تحقیق از همان ضرایب ذکر شده برای بتن استفاده شده است. بر این اساس $b_t = 0.1$ و $b_c = 0.7$ در نظر گرفته شده اند. برای تعریف رفتار فشاری مصالح از مدل مشخصه پیشنهادی کاوشیک و همکاران [۳۲] استفاده شده است. این مدل بیان می کند که منحنی تنش-کرنش در فشار (شکل ۸) را می توان به صورت دو بخشی در نظر گرفت که شامل بخش سهمی وار صعودی و بخش خطی نزولی می باشد. این مسئله را می توان به فرم نسبت تنش و کرنش به صورت زیر بیان کرد:

$$\frac{f_c}{f_c'} = 2 \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_c'} \right)^2 \quad (4)$$

که در آن f_c تنش فشاری در مصالح بنایی؛ f_c' تنش فشاری حداکثر؛ ε_c کرنش فشاری و ε_c' کرنش حداکثر متناظر با تنش حداکثر می باشد.



شکل (۸): منحنی تنش-کرنش واحدهای بنایی در فشار.

آباکوس)؛ f_{b0}/f_{c0} ، نسبت تنش تسلیم فشاری دو محوری اولیه به تنش تسلیم فشاری تک محوری اولیه، مساوی با ۱/۱۶ (بر اساس راهنمای آباکوس و مقدار ذکر شده در تحقیقات پیشین [۲۸])؛ K_c ضریب مشخص کننده شکل صفحه انحرافی که اگر این مقدار برابر ۱ باشد معیار دراگر-پراگر در نظر گرفته می شود (شکل ۶). برای بتن آسیب دیده، این مقدار مساوی با ۰/۶۶۷ است که از طریق آزمایش های فشاری سه محوری و تحلیل های عددی به دست آمده است؛ μ ، پارامتر ویسکوزیته که در تحلیل گر صریح^{۱۵} آباکوس مقدار آن مساوی با صفر است؛ زاویه اتساع^{۱۶} (ψ) نسبت کرنش حجمی به کرنش برشی مصالح است که محققان مقادیر مختلفی را برای تعریف آن پیشنهاد داده اند [۱۹]. پارامترهای تعریف کننده پلاستیسیته بتن آسیب دیده در جدول (۴) آمده اند.

لورنزو [۲۲] زاویه اتساع صفر را برای زمانی که ملات تحت اثر محصورشدگی قرار دارد، پیشنهاد داد. چودهری و همکاران [۱۵] از زاویه ۱۰ درجه برای تحلیل اجزای محدودشان استفاده کردند. مقادیر ۲۰ درجه و ۳۰ درجه نیز در مطالعات تحلیلی دیگر در نظر گرفته شده اند [۲۹-۳۰]. از آنجایی که هیچ مقدار خاصی برای زاویه اتساع در ادبیات فنی مشخص نشده است، در تحقیق حاضر مقادیر مختلف امتحان شد و مشخص شد که مقدار ۱۰ درجه برای زاویه اتساع، نتایج تحلیلی را ارائه می دهد که بیشترین همخوانی را با نتایج آزمایشگاهی دارد.

جدول (۴): پارامترهای تعریف کننده مدل پلاستیسیته بتن آسیب دیده.

زاویه اتساع (ψ)	پارامترهای تعریف کننده	پارامتر ویسکوزیته	K_c	f_{b0}/f_c	برون محوری (ϵ)
۱۰	مقادیر	۰	۰/۶۶۷	۱/۱۶	۰/۱

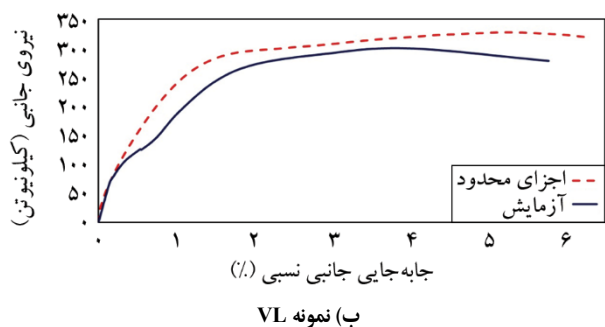
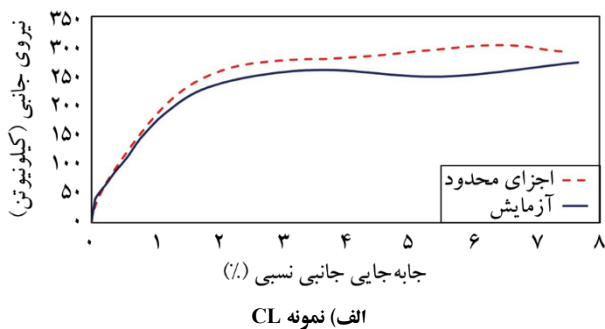
شکل (۷) سطح تسلیم متناظر با تابع تسلیم را نشان می دهد. برای مدل سازی دقیق رفتار مصالح بنایی لازم است پارامترهای آسیب دیدگی به دقت تعریف شوند. کریتریگ و پولینگ [۳۱] فرمولی را برای محاسبه پارامتر آسیب دیدگی برای رفتار کششی (d_t) و فشاری (d_c) پیشنهاد دادند که به صورت زیر می باشد:

۴- صحت‌سنجی مدل‌های اجزای محدود

برای صحت‌سنجی مدل‌های اجزای محدود از مطالعه آزمایشگاهی محمدی [۱۸] استفاده شده است. این مطالعه شامل دو نمونه مشابه قاب میان‌پیر فولادی با مصالح بنایی می‌شود که یکی از آنها تحت اثر بار جانبی و دیگری تحت اثر بار جانبی و بار قائم قرار گرفته است. در این قسمت پیکربندی آزمایشگاهی نمونه‌ها، خصوصیات مصالح و شرایط بارگذاری هر نمونه به‌طور کامل توضیح داده شده است و نتایج مدل‌های اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی متناظر آن مقایسه شده‌اند.

۴-۱- نتایج مدل‌سازی اجزای محدود

شکل (۹) نمودار بار جانبی- تغییر مکان جانبی نسبی به‌دست آمده از مدل‌های اجزای محدود را با پوش منحنی رفت‌وبرگشتی متناظر آزمایشگاهی آن مقایسه می‌کند. همان‌طور که مشخص است مدل اجزای محدود به‌خوبی توانسته است رفتار نمونه را پیش‌بینی کند. در ابتدا سختی مدل اجزای محدود کاملاً بر مدل آزمایشگاهی منطبق است؛ اما در ادامه مقاومت جانبی مدل اجزای محدود بیشتر از نمونه آزمایشگاهی می‌شود.



شکل (۹): مقایسه منحنی بار جانبی - جابه‌جایی جانبی نسبی مدل اجزای محدود با نمونه آزمایشگاهی در نمونه‌های CL و VL.

سایر موارد مورد نیاز برای شبیه‌سازی رفتار مصالح در مدل اجزای محدود در جدول (۵) ارائه شده‌اند. که اکثر آنها برای دو نمونه یکسان است، تنها اختلاف مهم قابل ذکر، تفاوت مقاومت ملات است که تأثیر آن در تعریف چسبندگی بین آجرها برای نمونه با بار قائم و مطالعه پارامتریک دیده شده است.

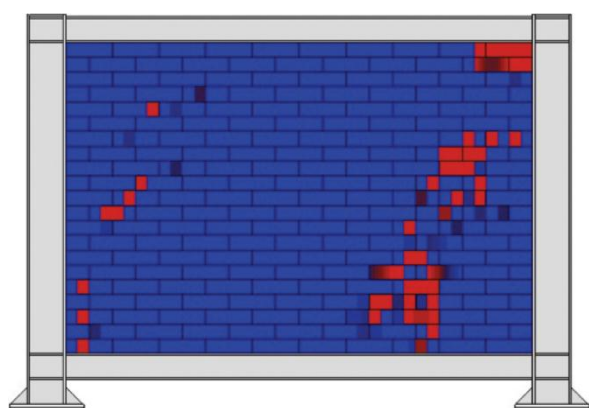
جدول (۵): خصوصیات مصالح مورد نیاز قاب میان‌پیر برای صحت‌سنجی مدل اجزای محدود.

مقدار	مشخصات مصالح
۱۸۱۲ کیلوگرم بر متر مکعب	چگالی (ρ)
۱۴۲۵ مگاپاسکال	مدول یانگ (E)
۰/۱۵	نسبت پواسون (ν)
۹/۵ مگاپاسکال	مقاومت فشاری (f_c')
۰/۹۵ مگاپاسکال	مقاومت کششی (f_t')
۰/۰۱	کرنش متناظر با تنش حداکثر (ϵ_c')
۰/۷۵	ضریب اصطکاک (μ)
۰/۲۳ مگاپاسکال	چسبندگی (نرمال)
۰/۴ مگاپاسکال	چسبندگی (برشی)

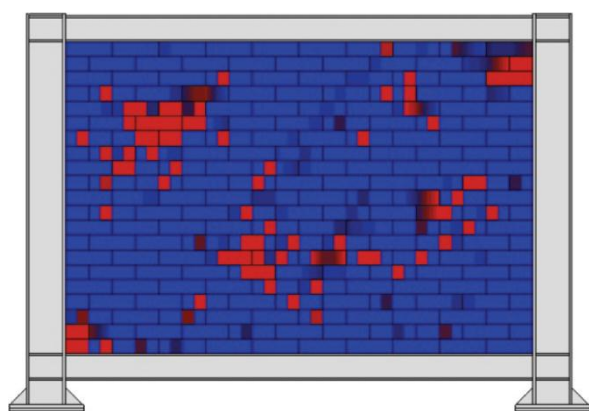
۳-۳- روش تحلیل

برای تحلیل از روش تحلیل صریح ABAQUS/ Explicit استفاده شده است [۱۹]. این روش تحلیل غیرخطی، بر خلاف روش تحلیل استاندارد آباکوس، جواب را بدون سعی و خطا و کنترل همگرایی^{۱۷} مشخص می‌کند. تحلیل صریح دینامیکی از معادله دینامیکی حرکت در بازه‌های زمانی کوتاه انتگرال می‌گیرد. این روش برای حل کردن مسائلی که شامل تعداد زیادی المان‌های تماسی بوده و ناپوستگی‌هایی همچون کمانش و افت مصالح مانند آسیب‌دیدگی بتن را تجربه می‌کنند، مناسب است. همان‌طور که قبلاً نیز ذکر شد، در مدل‌سازی اجزای محدود، مصالح بنایی به‌صورت جداگانه مدل شده‌اند که این مسئله تعداد زیادی المان تماسی به وجود می‌آورد. به همین علت تحلیل صریح دینامیکی به‌عنوان روش تحلیل انتخاب شده است، چون برای چنین مسائلی پاسخی مناسب و بهینه ارائه می‌دهد و همچنین منجر به کاهش زمان تحلیل می‌گردد [۳۳].

این راستا مدل اجزای محدود به غیر از بار قائم ۲۰۰ کیلونیوتن که در آزمایش اصلی به آن وارد شده بود، تحت اثر بارهای قائم ۲۵، ۵۰، ۱۰۰، ۲۰۰، ۳۰۰ و ۴۰۰ کیلونیوتن قرار گرفته است. لازم به ذکر است که بر اساس مطالعه اجزای محدود، نیروی قائم وارده بر میان قاب به دو صورت توزیع می‌گردد، قسمتی (حدود ۴۰ درصد) از نیرو از طریق اتصال بین تیر و ستون منتقل می‌شود و باقیمانده (حدود ۶۰ درصد) توسط دیوار تحمل می‌شود. برای مثال برای بار ۲۰۰ کیلونیوتن که به قاب وارد می‌شود، حدوداً ۱۲۸ کیلونیوتن به دیوار می‌رسد که معادل ۶/۷ درصد مقاومت فشاری آجرکاری است. شکل (۱۱) نمودار بار جانبی - تغییر مکان جانبی نسبی مدل اجزای محدود قاب میان‌پر را برای مقادیر مختلف بار قائم مقایسه می‌کند.



الف) نمونه CL



ب) نمونه VL

شکل (۱۰): مقایسه آسیب‌دیدگی قاب‌ها در حضور و عدم حضور بار قائم در نمونه‌های VL و CL.

دلیل این مسئله آن است که نمونه آزمایشگاهی تحت اثر بارگذاری رفت‌وبرگشتی قرار گرفته است و از این رو متحمل افت بیشتری در مقاومت جانبی خود نسبت به نمونه اجزای محدود که تحت بارگذاری یک‌طرفه قرار گرفته است می‌شود. برای به دست آوردن منحنی پوش مطابق آیین‌نامه ASCE/SEI 41-06 [۲۰] نقاط جابه‌جایی حداکثر در چرخه اول هر گام بارگذاری به یکدیگر متصل شده‌اند.

در شکل (۱۰) آسیب‌دیدگی‌های دو نمونه آزمایشگاهی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. همان‌طور که در شکل (۱۰-الف) مشخص است در نمونه CL بیشترین آسیب در محل اعمال بار به وجود آمده است. این در حالی است که آسیب‌دیدگی در نمونه VL کاملاً متفاوت است (شکل ۱۰-ب) و در آن محل آسیب‌دیدگی‌ها به نقاط داخلی میان‌قاب منتقل شده‌اند و دستک‌های فشاری بیشتری در داخل دیوار به وجود آمده است و آسیب‌های ایجاد شده نیز روی همین دستک‌ها می‌باشند. با مقایسه نحوه شکست نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود مشاهده می‌شود که الگوی آسیب‌دیدگی به خوبی شبیه‌سازی شده است.

قاب فولادی هر دو نمونه تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد در حالت الاستیک باقی ماندند. از جابه‌جایی نسبی ۲/۵ درصد چشمه‌های اتصال شروع به پلاستیک شدن کردند. در جابه‌جایی نسبی ۳ درصد تیرها در محل اتصالشان با ستون پلاستیک شدند. در انتهای بارگذاری، ستون‌ها و تیرها در محل اتصال و همچنین تیرها در محل‌های تشکیل دستک‌های فشاری پلاستیک شده بودند.

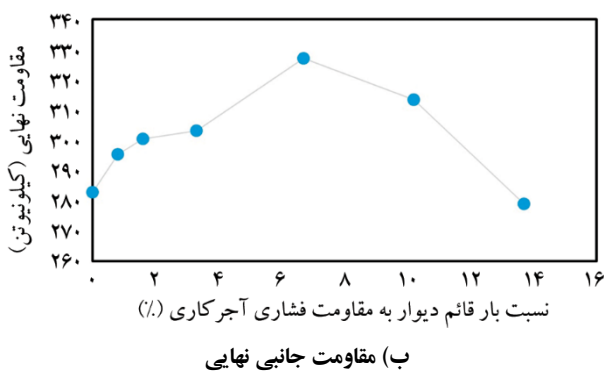
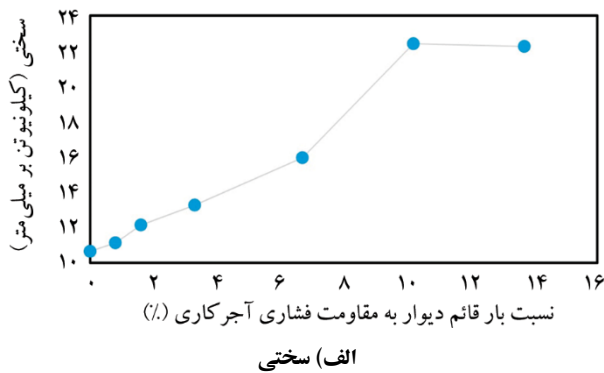
۴-۲- مطالعه پارامتریک

در این قسمت نتیجه مطالعه پارامتریک انجام شده روی مدل اجزای محدود VL (مدل تحت اثر توأم بار جانبی و بار قائم) ارائه شده است. این مطالعه به منظور بررسی اثر مقدار بار قائم بر روی رفتار قاب میان‌پر صورت گرفته است. در

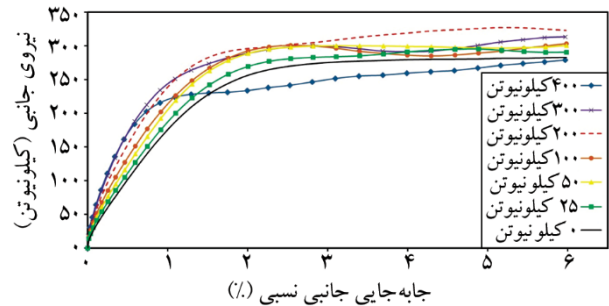
بار قائم ۲۰۰ کیلونیوتن وارد بر میان‌قاب با مقاطع واقعی به این نتیجه می‌رسیم که کاهش ظرفیت تیر اگرچه موجب افزایش تأثیر بار قائم بر میزان سختی‌ها خواهد شد، اما تأثیر چندانی بر مقاومت جانبی نهایی نمونه نخواهد داشت.

جدول (۶): مقایسه مقاومت و سختی جانبی اولیه به‌ازای بارهای قائم مختلف.

مقدار بار قائم (kN)	مقدار بار قائم وارد بر دیوار (kN)	نسبت بار قائم دیوار به مقاومت فشاری آجرکاری (%)	مقاومت جانبی نهایی (kN)	سختی جانبی اولیه (kN/mm)
۰	۰	۰	۲۸۲/۸	۱۰/۶
۲۵	۱۵/۱	۰/۸	۲۹۵/۳	۱۱/۱
۵۰	۳۱/۱	۱/۶	۳۰۰/۵	۱۲/۱
۱۰۰	۶۳/۱	۳/۳	۳۰۳/۱	۱۳/۳
۲۰۰	۱۲۸	۶/۷	۳۲۷/۱	۱۵/۹
۳۰۰	۱۹۴	۱۰/۲	۳۱۳/۴	۲۲/۴
۴۰۰	۲۶۰	۱۳/۷	۲۷۹	۲۲/۳



شکل (۱۲): تأثیر نسبت بار قائم دیوار به مقاومت فشاری آجرکاری بر پارامترهای سختی و مقاومت نهایی جانبی.



شکل (۱۱): مقایسه منحنی بار جانبی - تغییر مکان جانبی نسبی مدل اجزای محدود تحت اثر بارهای قائم متفاوت.

مطابق جدول (۶) و شکل (۱۲) با افزایش بار قائم وارد بر دیوار از صفر به ۶/۷ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری، مقاومت و سختی جانبی به ترتیب ۱۵ و ۵۰ درصد افزایش پیدا می‌کنند. بعد از آنکه بار قائم از ۶/۷ به ۱۰/۲ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری می‌رسد، مقاومت جانبی کاهش می‌یابد و سختی نیز همان‌طور که در شکل (۱۲) مشخص است بعد از بار قائم معادل ۱۰/۲ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری ثابت می‌ماند. همان‌طور که مشاهده می‌شود بار قائم تا مقدار معینی باعث افزایش مقاومت جانبی میان‌قاب خواهد شد و بعد از آن موجب کاهش آن خواهد شد. این مسئله به این صورت قابل تفسیر است که تا حد مشخصی، نیروی قائم باعث افزایش نیروی اصطکاک بین آجرها می‌شود و بدین صورت سختی و مقاومت جانبی را بیشتر می‌کند؛ اما بعد از آن حد مشخص، نیروی قائم به یک عامل آسیب‌زننده در میان‌قاب تبدیل می‌گردد که در ترکیب با نیروی جانبی به آجرها آسیب وارد می‌کند. در برخی ساختمان‌های قدیمی، تیرها ضعیف‌تر از حد مورد نیاز در نظر گرفته شده‌اند؛ بنابراین مطالعه دیگری بر روی ابعاد تیر انجام شده است و نتایج آن با میان‌قاب طراحی شده مقایسه گردیده است. به این صورت که با ثابت نگه داشتن ابعاد بال تیر، جان تیر کاهش یافته به صورتی که مدول مقطع الاستیک تیر به ۵۰ درصد مقدار اولیه رسیده است. سپس تأثیر مقدار بار قائم بر تیر بررسی شده است. نتایج نشان داده است که وارد شدن بار قائم ۲۰۰ کیلونیوتن بر این میان‌قاب موجب افزایش سختی جانبی به میزان ۶۸ درصد و مقاومت جانبی نهایی به میزان ۱۵ درصد خواهد شد. (شکل ۱۳) با مقایسه نتایج تأثیر

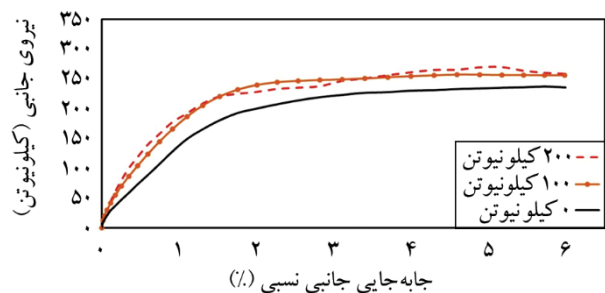
بیشتری در مقاومت جانبی خود نسبت به نمونه اجزای محدود که تحت اثر بارگذاری یک طرفه بوده است، می شود.

۳- با افزایش بار قائم وارد بر دیوار از صفر تا $6/7$ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری، مقاومت و سختی به ترتیب ۱۵ و ۵۰ درصد افزایش پیدا می کنند. مقاومت جانبی بعد از آنکه بار قائم از $6/7$ به $10/2$ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری می رسد کاهش می یابد و سختی جانبی نیز بعد از رسیدن بار قائم به $10/2$ درصد ظرفیت فشاری آجرکاری ثابت می ماند. همان طور که مشاهده می شود بار قائم تا مقدار معینی باعث افزایش مقاومت جانبی میان قاب خواهد شد و بعد از آن موجب کاهش آن خواهد شد. توجه این اتفاق این است که تا حد مشخصی، نیروی قائم باعث افزایش نیروی اصطکاک بین آجرها می شود و بدین صورت سختی و مقاومت جانبی را بیشتر می کند؛ اما بعد از آن حد خود به یک عامل آسیب زنده به میان قاب تبدیل می گردد که در ترکیب با نیروی جانبی به آجرها آسیب وارد می کند.

۴- کاهش مدول مقطع الاستیک تیرهای میان قاب اگرچه موجب افزایش تفاوت سختی بین نمونه دارای بار قائم و بدون بار قائم می شود، ولی تأثیر چندانی بر روی مقاومت جانبی نهایی میان قاب ها ندارد.

مراجع

1. Elghazouli, A.Y. (2016) *Seismic Design of Buildings to Eurocode 8*. CRC Press.
2. Fardis, M.N. (2000) Design provisions for masonry-infilled RC frames. *Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
3. Benjamin, J.R., Williams, H.A. (1958) *The Behavior of One-Story Brick Shear Walls*. ASCE, p.30.
4. Wood, R.H. (1958) The stability of tall buildings. *ICE Proceedings*, Thomas Telford.
5. Liu, Y. and Soon, S. (2012) Experimental study of concrete masonry infills bounded by steel frames. *Canadian Journal of Civil Engineering*, **39**(2), 180-



شکل (۱۳): مقایسه منحنی بار جانبی - تغییر مکان جانبی نسبی مدل اجزای محدود تحت اثر بارهای قائم متفاوت برای نمونه با تیر با مدول الاستیک مقطع یک دوم نمونه اصلی.

۵- نتیجه گیری

این مطالعه به بررسی اثر بار قائم بر روی رفتار قاب فولادی میان پر با مصالح بنایی پرداخته است. در این راستا یک تحقیق آزمایشگاهی که شامل دو نمونه قاب فولادی میان پر با مصالح بنایی تحت اثر بار جانبی و قائم می باشد، انتخاب شده است. با استفاده از تحلیل اجزای محدود، این نمونه ها شبیه سازی شده اند و رفتار آنها بر پایه نتایج آزمایشگاهی صحت سنجی شده است. از مدل صحت سنجی شده قاب میان پر تحت اثر بار قائم، برای انجام مطالعه پارامتریک در بررسی اثر مقدار بار قائم بر روی رفتار قاب میان پر استفاده شده است. از این مطالعه نتایج زیر حاصل شده است:

- ۱- مطابق نتایج آزمایش، شکل پذیری نمونه با بار قائم ۲۰۰ کیلونیوتن (که ۱۲۸ کیلونیوتن آن معادل $6/7$ درصد مقاومت فشاری آجرکاری، به دیوار بنایی می رسد) کمتر از نمونه بدون بار قائم است. اما به دلیل افزایش مقاومت جانبی نمونه VL که در اثر حضور بار قائم می باشد، ظرفیت مقاومت جانبی میان قاب با بار قائم اندکی بیشتر است.
- ۲- مدل سازی اجزای محدود به خوبی قادر است رفتار قاب میان پر را تخمین بزند. در ابتدا سختی مدل اجزای محدود کاملاً بر مدل آزمایشگاهی منطبق است؛ اما در ادامه بارگذاری مقاومت جانبی مدل اجزای محدود بیشتر از نمونه آزمایشگاهی می شود. دلیل این مسئله آن است که نمونه آزمایشگاهی تحت اثر بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته است و از این رو متحمل آسیب و افت

- concrete frames with masonry infill walls. *I2WCEE*. 190.
17. 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.
 18. Mohammadi, M. (2014) *On The Influence of Bay Number, Vertical Load and Connection Rigidity of the Frame on the Behavior of Masonry Infilled Frames*. Technical report No. 7386, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (in Persian).
 19. Hibbit, H., Karlsson, B. and Sorensen, E. (2012) *ABAQUS User Manual, Version 6.12*. Simulia, Providence, RI. 2012.
 20. Committee, A.S.S.R.S. (2007) *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE/SEI 41-06*. American Society of Civil Engineers, Reston, VA, USA.
 21. Mohyeddin, A., Goldsworthy, H.M. and Gad, E.F. (2013) FE modelling of RC frames with masonry infill panels under in-plane and out-of-plane loading. *Engineering Structures*, **51**, 73-87.
 22. Lourenco, P.B. (1996) *Computational Strategies for Masonry Structures*. TU Delft, Delft University of Technology.
 23. Aref, A.J. and Dolatshahi, K.M. (2013) A three-dimensional cyclic meso-scale numerical procedure for simulation of unreinforced masonry structures. *Computers & Structures*, **120**, 9-23.
 24. Kumar, N., Amirtham, R. and Pandey, M. (2014) Plasticity based approach for failure modelling of unreinforced masonry. *Engineering Structures*, **80**, 40-52.
 25. Moghaddam, H. and Goudarzi, N. (2010) Transverse resistance of masonry infills. *ACI Structural Journal*, **107**(4), 461.
 26. Minaie, E., Moon, F.L. and Hamid, A.A. (2014) Nonlinear finite element modeling of reinforced masonry shear walls for bidirectional loading response. *Finite Elements in Analysis and Design*, **84**, 44-53.
 6. Mainstone, R.J. and Weeks, G. (1972) *The Influence of a Bounding Frame on the Racking Stiffness and Strengths of Brick Walls*. Building Research Station.
 7. Mehrabi, A.B., Shing, P.B., Schuller, M.P. and Noland, J.L. (1996) Experimental evaluation of masonry-infilled RC frames. *Journal of Structural Engineering*, **122**, 228-237.
 8. Polliakov, S.V.E. (1963) *Masonry in Framed Buildings: An Investigation into the Strength and Stiffness of Masonry Infilling*. National Lending Library for Science and Technology.
 9. Holmes, M. (1961) Steel frames with brickwork and concrete infilling. *ICE Proceedings*, Thomas Telford.
 10. Chrysostomou, C., Gergely, P. and Abel, J. (2002) A six-strut model for nonlinear dynamic analysis of steel infilled frames. *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, **2**(03), 335-353.
 11. Crisafulli, F.J. and Carr, A.J. (2007) Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **40**(2), 69-77.
 12. Madan, A., Reinhorn, A., Mander, J. and Valles, R. (1997) Modeling of masonry infill panels for structural analysis. *Journal of Structural Engineering*, **123**, 1295-1302.
 13. Barua, H. and Mallick, S. (1977) Behaviour of mortar infilled steel frames under lateral load. *Building and Environment*, **12**(4), 263-272.
 14. Smith, B.S. and Carter, C. (1969) A method of analysis for infilled frames. *ICE Proceedings*, Thomas Telford.
 15. Choudhury, T., Milani, G. and Kaushik, H.B. (2015) Comprehensive numerical approaches for the design and safety assessment of masonry buildings retrofitted with steel bands in developing countries: The case of India. *Construction and Building Materials*, **85**, 227-246.
 16. Lafuente, M., Molina, A. and Genatios, C. (2000) Seismic resistant behavior of minor reinforced

- | | | |
|---|--|--|
| Tri-Dimensioned Continuum First-Order Element | ۱۱- المان‌های سه‌بعدی پیوسته مرتبه اول | 27. Moradabadi, E., Laefer, D.F., Clarke, J.A. and Lourenço, P.B. (2015) A semi-random field finite element method to predict the maximum eccentric compressive load for masonry prisms. <i>Construction and Building Materials</i> , 77 , 489-500. |
| Concrete Damage Plasticity | ۱۲- پلاستیسیته بتن آسیب‌دیده | 28. Page, A. (1981) The biaxial compressive strength of brick masonry. <i>ICE Proceedings</i> , Thomas Telford. |
| Deviatoric Plane | ۱۳- صفحه انحرافی | 29. Agnihotri, P., Singhal, V. and Rai, D.C. (2013) Effect of in-plane damage on out-of-plane strength of unreinforced masonry walls. <i>Engineering Structures</i> , 57 , 1-11. |
| Flow Potential Eccentricity | ۱۴- برون‌محوری پتانسیل جریان | 30. Pereira, J.M., Campos, J. and Lourenço, P.B. (2015) Masonry infill walls under blast loading using confined underwater blast wave generators (WBWG). <i>Engineering Structures</i> , 92 , 69-83. |
| Explicit Solver | ۱۵- تحلیل گر صریح | 31. Krätzig, W.B. and Pölling, R. (2004) An elasto-plastic damage model for reinforced concrete with minimum number of material parameters. <i>Computers & Structures</i> , 82 (15), 1201-1215. |
| Dilation Angle | ۱۶- زاویه اتساع | 32. Kaushik, H.B., Rai, D.C. and Jain, S.K. (2007) Stress-strain characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression. <i>Journal of materials in Civil Engineering</i> , 19 (9), 728-739. |
| Convergence Checking | ۱۷- کنترل همگرایی | 33. Dhanasekar, M. and Haider, W. (2008) Explicit finite element analysis of lightly reinforced masonry shear walls. <i>Computers & Structures</i> , 86 (1), 15-26. |

واژه‌نامه

- | | |
|-------------------------------|--------------------------|
| Infilled Frame | ۱- قاب میان‌پر |
| Vertical Loading | ۲- بارگذاری قائم |
| Finite Element Modeling | ۳- مدل‌سازی اجزای محدود |
| Equivalent Compression Strut | ۴- دستک فشاری معادل |
| Ductility | ۵- شکل‌پذیری |
| Life Safety Performance Level | ۶- سطح عملکرد ایمنی جانی |
| Envelope Curve | ۷- منحنی پوش |
| Simplified Micro Modeling | ۸- ریز مدل‌سازی ساده شده |
| Deformable Solid | ۹- جامد شکل‌پذیر |
| Cohesive Contact Element | ۱۰- المان تماسی چسبنده |

On the Influence of Vertical Loading on the Behavior of Infilled Steel Frames

Kaveh Faraji¹, Majid Mohammadi^{2*} and Nader Fanaei³

1 M.Sc. Student, KNTU University, Tehran, Iran

2. Associate Professor, IIEES, Tehran, Iran, * Corresponding Author, email: m.mohammadigh@iiees.ac.ir

3. Associate Professor, KNTU University, Tehran, Iran

Introduction

In the last six decades, several experimental and analytical researches have been carried out to investigate the structural effects of the infill panels, especially in seismic loads. These studies showed that infill panels have considerable effects on the performance of infilled frames that should not be neglected in a safe and realistic design. In most of the buildings that require seismic retrofit, beams are not sufficient for the dead and live loads, and therefore, part of the vertical load is transferred to the ground through the walls. However, in most of the researches on infilled frames, the vertical load is not considered. In other words, very few studies investigate the effect of vertical load and its influence on the behavior of an infilled frame. These researches show that vertical load can have considerable effects on the strength and stiffness of masonry infilled frames.

Research Procedure

This paper presents a numerical study concerning the effects of vertical loads on the behavior of masonry infilled steel frame in seismic events. In this regard, an experimental study is selected that includes two identical infilled frame specimens [1]. One of the specimens is only subjected to lateral loading and the other one is subjected to lateral and vertical loading. Finite element method is employed to simulate and analyze the infilled frames. The specimens are modeled and verified based on the corresponding experimental results. Micro modeling method has been used, instead of modeling the mortar, half of its thickness is added to adjacent bricks. Concrete damage plasticity (CDP) approach was used to model the inelastic behavior of the masonry.

Results

The analysis results showed that the finite element modeling is well capable of predicting the behavior of the infilled frames. The initial stiffness of the analytical model matches with the experimental stiffness; however, as the loading continues, the strength of the finite element models is greater than that of the experimental specimen. This difference is due to the fact that the experimental specimen is subjected to cyclic loading and therefore experiences more strength degradation than the finite element model that is under monotonic loading. Based on the finite element study, the vertical load applied to the infilled frame is distributed in two ways, part of it (approximately 40%) is transferred through beam to column connection and the other part (approximately 60%) is applied to the wall. When the vertical load raises from zero to 200 kN (in which the vertical loading of 128 kN that is equivalent to 6.7% of compression capacity of the masonry prism is transferred to the masonry wall), strength and stiffness are increased 15% and 50%, respectively. The strength reduces when the vertical loading raises reach from 200 to 300 kN, and the stiffness remains constant approximately after vertical loading of 300 kN. It can be stated that up to a certain point, vertical load results in the increase in the stiffness and strength of the infilled frame, and after that point, the stiffness approximately remains constant and ultimate strength decreases. This occurrence can be justified as until a particular values vertical load increases the friction between the bricks and thus increases the strength. However, after this value,

the vertical load turns into a destructive factor in combination with the lateral load effects. Ductility of the specimen with vertical loading of 200 kN is less than that of the specimen without the vertical loading.

Keywords: Masonry Infill, Steel Frame, Vertical Loading, Finite Element Modeling.