



مدل سازی عددی رفتار چرخه‌ای دیوارهای بتایی کلاف‌دار با استفاده از روش دستک معادل

سعید یوسفوند، امین محب‌خواه*

دانشکده عمران و معماری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۱۰/۰۶
بازنگری: ۱۴۰۰/۰۴/۱۰
پذیرش: ۱۴۰۰/۰۵/۰۷
ارائه آنلاین: ۱۴۰۰/۰۵/۱۹

کلمات کلیدی:

دیوار بتایی کلاف‌دار
مدل سازی عددی
مدل ماکرو
دستک معادل
تحلیل استاتیکی غیرخطی

خلاصه: دیوارهای بتایی محصور در داخل کلاف‌های پیرامونی همواره به عنوان یک سیستم باربر جانبی مناسب در مناطق لرزه‌خیز مورد استفاده قرار می‌گیرند. اعضای کلاف‌بندی در این قبیل دیوارها غالباً به منظور تأمین انسجام و افزایش شکل‌پذیری مجموعه دیوارها در ساختمان‌های بتایی به کار برده می‌شوند. با توجه به پیچیدگی‌های ذاتی رفتار سازه‌های مصالح بتایی و اندرکنش بین کلاف و دیوار، مدل‌سازی و تحلیل دیوارهای بتایی کلاف‌دار یکی از مسائل پرچالش در تحلیل ساختمان‌ها تحت بارهای جانبی است. در بین روش‌های تحلیل ساختمان‌های بتایی، روش‌های مدل‌سازی ماکرو با توجه به دقت و کارایی مناسبی که دارند، همواره مورد توجه محققین بوده‌اند. هدف از انجام این پژوهش، اصلاح و صحت‌سنجی یک روش مدل ماکرو مناسب مبتنی بر روش دستک معادل (مدل میان قاب کریسافولی) جهت تحلیل چرخه‌ای غیرخطی دیوارهای بتایی کلاف‌دار است. برای این منظور، ابتدا با قیاس رفتار دیوارهای کلاف‌دار با قاب‌های میان‌پر و شناسایی نقاط تشابه و تمایز آن‌ها و با استفاده از روابط مطرح شده توسط محققین در ادبیات فنی، مشخصات و پارامترهای این مدل برای دیوارهای بتایی کلاف‌دار (با و بدون بازشو) و همچنین دیوارهای دارای کلاف‌های میانی اصلاح و پیشنهاد می‌گردد. سپس بر اساس پاسخ آزمایشگاهی چندین نمونه دیوار بتایی و یک مورد ساختمان بتایی کلاف‌دار، دقت روش مدل‌سازی دستک معادل در برآورد سختی و ظرفیت نمونه‌ها مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. نتایج نشان می‌دهد که پیش‌بینی پاسخ کلی دیوارهای بتایی کلاف‌دار با دقت مناسبی به وسیله‌ی روش مدل‌سازی اصلاح شده در این پژوهش، امکان‌پذیر است.

۱- مقدمه

در ساختمان‌های بتایی، دیوارهای سازه‌ای به طور کلی به سه دسته غیرمسلح، کلاف‌دار و مسلح طبقه‌بندی می‌شوند. دیوار بتایی کلاف‌دار شامل یک دیوار بتایی و المان‌های کلاف افقی و قائم بتن مسلح است. در ساخت یک دیوار بتایی کلاف‌دار، ابتدا دیوارهای بتایی ساخته می‌شوند و سپس بتن‌ریزی کلاف‌های قائم و افقی در محل اجرا می‌شود. مقدار میلگردهای طولی کلاف‌ها نیازی به محاسبه نداشته و انتخاب آن‌ها بر اساس توصیه آئین‌نامه است.

رفتار لرزه‌ای دیوارهای بتایی کلاف‌دار را می‌توان توسط رفتار ترکیبی دیوار بتایی و کلاف‌های پیرامونی آن تشریح نمود؛ به طوری که در ابتدای بارگذاری، بارهای ثقیلی به همراه بارهای جانبی وارده توسط دیوار مصالح بتایی تحمل می‌شود و سپس به دنبال ترک خوردگی دیوار، کلاف‌های قائم به عنوان عناصر انسجام بخش وارد عمل می‌شوند. طبق بیشتر آئین‌نامه‌های

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: amoheb@malayeru.ac.ir

طراحی ساختمان‌های بتایی موجود، در عمل از کلاف‌ها بیشتر جهت افزایش یکپارچگی و شکل‌پذیری لرزه‌ای - و نه تأمین مقاومت جانبی آن‌ها - استفاده می‌شود. بر اساس تحقیقات آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوارهای بتایی کلاف‌دار [۱]، مکانیزم‌های گسیختگی درون صفحه‌ای دیوار بتایی و کلاف در یک دیوار بتایی کلاف‌دار را می‌توان به طور کلی به دو دسته‌ی خرابی‌های دیوار (شامل شکست خمشی، شکست برشی-لغزشی و شکست قطری) و خرابی‌های کلاف (شامل شکست فشاری، کششی و برشی) تقسیم‌بندی کرد. محققین با توجه به پاسخ آزمایشگاهی نمونه‌های دیوارهای بتایی کلاف‌دار، تاکنون مدل‌های رفتاری مختلفی جهت شبیه‌سازی و پیش‌بینی رفتار لرزه‌ای دیوارهای بتایی کلاف‌دار مطرح کرده‌اند که بیشتر آن‌ها به صورت منحنی‌های ظرفیت باربری جانبی چندخطی ارائه شده است [۱-۵]. در این قبیل منحنی‌های ظرفیت، چند نقطه حدی (کنترلی) همراه با شاخص‌های خرابی مربوطه تعریف می‌گردد. برای تعیین مقادیر عددی نظیر این نقاط حدی در هر مدل ساده شده‌ی چندخطی، روابطی ارائه شده است که

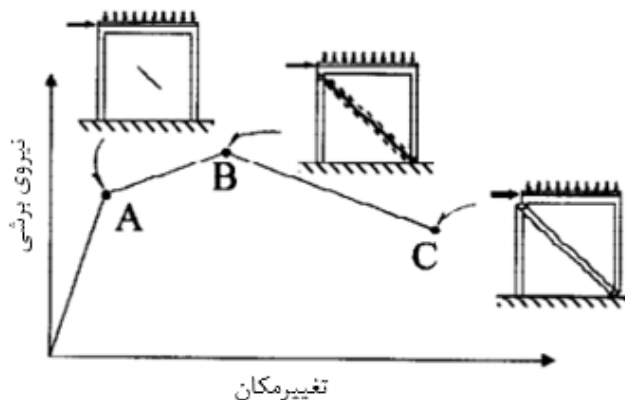


بر اساس آن‌ها می‌توان ظرفیت برشی و جابجایی متناظر را برای دیوار بتّایی کلافدار، بدون انجام مدل‌سازی‌های عددی و آزمایشگاهی تخمین زد. یکی از مدل‌های رفتاری مناسب ارائه شده در این زمینه، مدل رفتاری سه‌خطی فلورس و آلكاسر [۲] است که مطابق شکل ۱ پیشنهاد شده است. تومازویچ و کلمنک [۳] بر مبنای نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های دیوارهای کلافدار در مقیاس ۱:۵، یک منحنی پاسخ سه‌خطی همراه با شاخص‌های خرابی و مکانیزم باربری متفاوت جهت پیش‌بینی رفتار دیوارهای بتّایی کلافدار تحت بارگذاری ثقیلی جانبی دوره‌ای مطرح نمودند که علاوه بر لحاظ کردن تنش فشاری ناشی از بارهای ثقیلی، اثر اندرکنش بین دیوار بتّایی و کلاف را نیز در نظر می‌گیرد. بورزام و همکاران [۴] ۲۰۰۸ نیز با الگو گرفتن از مدل رفتاری تومازویچ و کلمنک [۳]، یک منحنی پاسخ سه‌خطی دیگر برای دیوار آجری کلافدار تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای ارائه نمودند. این مدل رفتاری با فرض حاکم بودن مکانیزم شکست کششی قطری ارائه شده است که علاوه بر در نظر گرفتن ظرفیت برشی پانل دیوار، ظرفیت برشی میلگردهای طولی در کلاف‌های قائم به واسطه عملکرد شاخه‌ای میلگردها را نیز به صورت تابعی از فاصله میلگردهای عرضی منظور می‌کند. ریاحی و همکاران [۵] ۲۰۰۹ با انجام تحلیل رگرسیون خطی تکراری روی نتایج آزمایشگاهی در یک پایگاه داده گسترده، یک منحنی پاسخ سه‌خطی که قادر به شبیه‌سازی رفتار لرزه‌ای دیوارهای بتّایی کلافدار با مکانیزم گسیختگی برشی است را مطرح نمودند. این مدل رفتاری، اثر کاهشی وجود بازشو بر روی مقاومت برشی ترک خوردگی دیوار بتّایی را نیز در نظر می‌گیرد. اخیراً یک مطالعه گسترده توسط یکرنگ نیا [۱] ۲۰۱۷ بر روی دیوارهای بتّایی کلافدار رایج در ایران صورت گرفته و نتیجه آن به صورت یک مدل رفتاری جامع برای دیوارهای بتّایی کلافدار به خصوص دیوارهای آجری موجود در ایران ارائه شده است. همانطور که ملاحظه می‌گردد، مدل‌های تحلیلی فوق برای تحلیل دیوارهای بتّایی کلافدار تک تحت بار جانبی کاربرد دارند و به طور مستقیم نمی‌توان از آن‌ها برای تحلیل غیرخطی ساختمان‌های بتّایی کلافدار استفاده نمود. در ضمن، تریپاتی و سینگال [۶] در سال ۲۰۱۹ با تحلیل ۶۷ عدد دیوار بتّایی کلافدار آزمایش شده (با و بدون بازشو) نشان دادند که مدل‌های تحلیلی تجربی و نیمه تجربی ارائه شده در ادبیات فنی تا آن سال، به خوبی قادر به پیش‌بینی ظرفیت برشی این قبیل دیوارها نیستند.

در چند دهه اخیر به دلیل تغییر تدریجی رویکرد برخی از آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها از روش طراحی سنتی مبتنی بر نیرو به روش‌های طراحی عملکردی و روش‌های مبتنی بر تغییر مکان، توجه به روش‌های

تحلیل استاتیکی یا دینامیکی غیرخطی سازه‌ها بیش از پیش ضروری می‌نماید. در این میان، به دلیل پیچیدگی‌های ذاتی رفتار ساختمان‌های بتّایی، تحلیل غیرخطی آن‌ها از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است. در سال‌های اخیر در زمینه مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی (رانشی یا بارافزون^۱) ساختمان‌های بتّایی کلافدار، تحقیقات متعددی انجام شده است [۱۴-۱۶]. مارکوس و لورنکو [۷] یک رویکرد عددی-تحلیلی برای مدل‌سازی و تحلیل رانشی سازه‌های بتّایی کلافدار به منظور استفاده در طراحی عملکردی آن‌ها ارائه کردند. در این مدل تحلیلی برای شبیه‌سازی پانل‌های بتّایی محصور در کلاف از روش ستون عریض همراه با یک معادله رفتاری نیرو-جابجایی برشی به هنگام شونده استفاده می‌شود. شایان ذکر است که در این روش از اندرکنش دیوار-کلاف صرف نظر شده و برای محاسبه ظرفیت برشی مجموعه دیوار کلافدار از یک رابطه نیمه تجربی به دست آمده از به کارگیری فرآیند داده کاوی اطلاعات^۲ بر روی نتایج آزمایشگاهی موجود استفاده شده است. به سخن دیگر، در این روش از اثر میان‌قابی دیوار صرف نظر شده و از جمع جبری ظرفیت عناصر مختلف دیوار برای محاسبه ظرفیت سیستم استفاده می‌شود. این در حالی است که بسته به میزان سختی نسبی دیوار و کلاف، اثر میان‌قابی دیوار می‌تواند در محاسبه مقدار ظرفیت برشی دیوار تعیین کننده باشد. این مدل که در مرجع [۷] فقط برای یک نمونه دیوار کلافدار آزمایش شده اعتبارسنجی شده است، برای تحلیل دیوارهای کلافدار تحت بار جانبی استاتیکی یک‌نوا و تا لحظه بار اوج قابل استفاده است و در ضمن سختی اولیه را کمتر برآورد می‌کند. مارکوس و لورنکو [۸] با استفاده از چند روش مدل‌سازی ماکرو و تحلیل استاتیکی تحت بار جانبی نشان دادند که طراحی ساختمان‌های بتّایی با استفاده از روش نیرویی آیین‌نامه‌ی یوروکد به طرح دست بالایی منجر می‌شود. قیساس و همکاران [۹] بر اساس تحلیل ارتجاعی میکروی دیوارهای بتّایی کلافدار تحت بار جانبی، توصیه‌هایی را برای تعیین موقعیت و راستای تشکیل دستک‌های معادل فشاری بتّایی در دیوار قبل از وقوع ترک خوردگی ارائه نمودند. از این پیکربندی پیشنهادی صرفاً می‌توان برای طراحی دیوارهای بتّایی کلافدار به روش نیرو استفاده نمود. سینگال و رای [۱۰] با آزمایش هشت عدد دیوار بتّایی کلافدار، روابط تجربی و نیمه تجربی موجود در ادبیات فنی برای برآورد سختی و مقاومت این قبیل دیوارها را مورد ارزیابی قرار دادند. تریپاتی و سینگال [۶] تلاش نمودند تا مدل دستک-بند^۳ را برای تحلیل دیوارهای

1 Pushover Analysis
2 Data Mining Process
3 Strut-and-Tie Model



شکل ۱. منحنی ظرفیت پیشنهادی فلورس و آلکاسر [۲] برای دیوارهای بتایی کلافدار

Fig. 1. Flores and Alcocer[2] proposed capacity curve for confined masonry walls

طراحی آرماتورهای کلافهای پیرامونی می‌تواند مورد استفاده قرار بگیرد. یاسیلا و همکاران [۱۱] با استفاده از رویکرد مدل‌سازی ماکروی سه‌بعدی به روش اجزاء محدود، یک روش جدید برای تحلیل استاتیکی غیرخطی دیوارهای کلافدار ارائه نمودند. در این روش، بدون به کارگیری المان‌های تماسی در بین دیوار و کلاف، از المان‌های توپر سه‌بعدی برای مدل‌سازی کل مجموعه به صورت یک بخش واحد استفاده می‌شود. احمد و همکاران [۱۲ و ۱۳] با پیاده‌سازی یک المان پوسته خاص در نرم‌افزار اجزاء محدود غیرخطی ATENA به تحلیل استاتیکی غیرخطی ساختمان‌های بتایی کلافدار و ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها پرداختند. به منظور بهبود نقاط کنترلی منحنی‌های ظرفیت چندخطی موجود دیوارهای بتایی کلافدار در ادبیات فنی، مارکوس و همکاران [۱۴] ۲۰۲۰ با استفاده از نرم‌افزار اجزاء محدود ADINA و روش مدل‌سازی میکرو به مطالعه پارامتریک و تحلیل استاتیکی غیرخطی این قبیل دیوارها پرداختند. پارامترهای مورد بررسی در این مطالعه عبارتند از: نسبت هندسی دیوار، سطح مقطع کلاف‌ها، تنش ثقلی و درصد آرماتور کلاف‌ها. از منحنی ظرفیت اصلاح شده این تحقیق می‌توان برای برآورد منحنی ظرفیت دیوارهای کلافدار توپر در محدوده مورد بررسی پارامترهای فوق استفاده نمود.

با توجه به مطالب فوق ملاحظه می‌گردد که در ادبیات فنی موجود در زمینه تحلیل دیوارهای بتایی کلافدار، بیشتر به برآورد منحنی ظرفیت چند خطی دیوارهای کلافدار توپر و یا تحلیل میکروی آن‌ها با استفاده از المان‌های دوبعدی و سه‌بعدی پرداخته شده است. اما در زمینه تحلیل

بتایی کلافدار استفاده نمایند. برای این منظور، در این تحقیق ابتدا با انجام یک مطالعه پارامتریک بر روی ظرفیت دیوارهای کلافدار به روش اجزاء محدود، یک رابطه برای ظرفیت برشی پانل بتایی این قبیل دیوارها بر حسب سختی نسبی دیوار-کلاف، نسبت هندسی دیوار و مقاومت فشاری مصالح بتایی ارائه نمودند. سپس، با در نظر گرفتن اعضای کلاف و قیدهای معادل بتایی به ترتیب به عنوان المان‌های بند و دستک و شبیه‌سازی مجموعه دیوار با یک خرپای معادل، ظرفیت برشی چند دیوار بتایی کلافدار آزمایش شده در ادبیات فنی را محاسبه نمودند. در این روش فرض شده است که پانل بتایی دارای مقاومت فشاری کافی برای تحمل نیروی دستک‌های فشاری معادل است و همچنین آرماتورهای کلاف‌های پیرامونی نیز توانایی تحمل نیروهای ناشی از دستک‌های فشاری را دارا می‌باشند. به سخن دیگر، در این روش از مودهای شکست دیگر پانل بتایی از قبیل شکست برشی-لغزشی و شکست کشش قطری صرف نظر شده است که می‌تواند یک محدودیت جدی برای آن باشد. در ضمن، این روش مبتنی بر رابطه ظرفیت برشی پانل بتایی است که از مطالعه پارامتریک عددی به دست آمده است و لذا برای محاسبه ظرفیت برشی دیوار نیازی به شبیه‌سازی آن با خرپای معادل نیست. این در حالی است که قبلاً در زمینه تحلیل میان‌قاب‌ها، روابط نیمه‌تجربی دقیق‌تری برای محاسبه ظرفیت برشی قاب‌های بتنی میان‌پر که مشابه دیوارهای کلافدار عمل می‌نمایند ارائه شده است. در این خصوص به عنوان مثال می‌توان به رابطه مین‌استون [۱۵] اشاره نمود که در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازها FEMA ۳۵۶ [۱۶] هم پیشنهاد شده است و از اعتبار بالایی برخوردار است. به نظر می‌رسد که این روش بیشتر برای

یک یا چند دستک مورب فشاری معادل در راستای موازی با جهت میدان تنش اصلی ناشی از بارگذاری جانبی در نظر گرفته می‌شود. ایده این روش مدل‌سازی، ابتدا توسط پلیاکوف [۱۹] و سپس هلمز [۲۰] برای بررسی اثر دیوارهای میان‌قاب بنّایی بر روی رفتار قاب‌های خمشی تحت بارگذاری جانبی مطرح شد. استافورد اسمیت و کارتر [۲۱] بر اساس مدل تک دستک قطری معادل، یک روش طراحی برای میان‌قاب‌های بنّایی تحت بارگذاری جانبی با در نظر گرفتن مکانیزم‌های گسیختگی محتمل آن‌ها ارائه نمودند. روش دستک معادل توسط محققین متعددی مورد بازبینی و بررسی قرار گرفته و مشاهده شده است که امکان استفاده از این روش برای تحلیل پاسخ کلی دیوار بنّایی کلاف‌دار وجود دارد [۲۳ و ۲۲]. در واقع، سیستم دیوار بنّایی کلاف‌دار را می‌توان به مانند یک میان‌قاب بنّایی با کلاف بتنی ضعیف پیرامونی در نظر گرفت مشروط بر اینکه مکانیزم‌های گسیختگی خاص دیوار و کلاف به خوبی در مدل عددی دستک معادل پیش‌بینی و اعمال گردد. با این وجود با توجه به ماهیت ساده شده این روش مدل‌سازی، انتظار نمی‌رود که تغییر شکل‌ها و تنش‌های موضعی، نیروهای برشی و خمشی تولید شده در اعضای قاب پیرامونی، در آن به طور دقیق پیش‌بینی شود.

هدف این پژوهش، توسعه و صحت‌سنجی روش مدل ماکرو مبتنی بر مدل دستک معادل کریسافولی [۱۷] جهت تحلیل غیرخطی دیوارهای بنّایی کلاف‌دار است. مدل مبتنی بر دستک معادل کریسافولی [۱۷]، توسط بلاندون [۲۴] در نرم‌افزار SeismoStruct [۲۵] جهت مدل‌سازی رفتاری دیوارهای میان‌قاب پیاده‌سازی شده است. نرم‌افزار تجاری Seis-moStruct یک نرم‌افزار المان محدود مدل ماکرو مبتنی بر فایبر^۵ است که قابلیت پیش‌بینی رفتار و تغییر مکان‌های بزرگ قاب‌های فضایی تحت بارگذاری جانبی استاتیکی و دینامیکی، با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی هندسی و مصالح را دارد. در مدل کریسافولی [۱۷]، همانند شکل ۲ از المان‌های میان‌قاب چهار گرهی برای نشان دادن رفتار فشاری دیوار مصالح بنّایی استفاده می‌شود. در این مدل، هر پانل دیوار مصالح بنّایی توسط شش المان اصلی؛ چهار دستک فشاری و دو فنر برشی شبیه‌سازی می‌شود که به هنگام بارگذاری، در جهت موافق اعمال بار، یک جفت دستک مورب موازی فشاری به همراه یک فنر برشی فعال می‌شوند.

رفتار چرخه‌ای چهار دستک فشاری مورب مذکور از مدل هیستریزس کریسافولی [۲۶ و ۱۷] که در شکل ۳ نشان داده است پیروی می‌کند. این مدل هیستریزس، شامل پنج ناحیه است که در واقع مسیرهای احتمالی

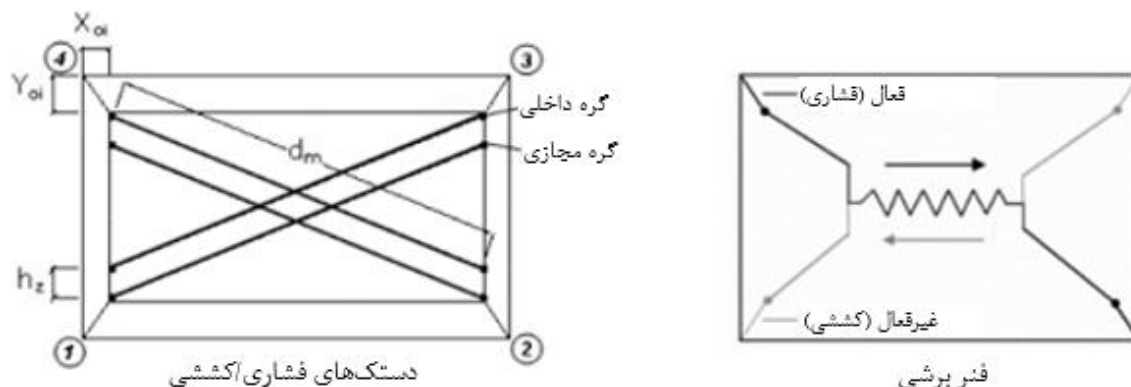
غیرخطی دیوارهای بنّایی کلاف‌دار، تاکنون مدلی ساده و در عین حال با دقت کافی برای مدل‌سازی ماکرو و تحلیل این قبیل دیوارها تحت بارهای چرخه‌ای ارائه نشده است. در این مطالعه تلاش می‌گردد تا با قیاس رفتار دیوارهای کلاف‌دار با قاب‌های میان‌پر و شناسایی نقاط تشابه و تمایز آن‌ها، یکی از روش‌های موجود تحلیل استاتیکی چرخه‌ای میان‌قاب‌ها (روش چندقیدی کریسافولی [۱۷]) برای تحلیل دیوارهای کلاف‌دار با و بدون بازشو و همچنین دیوارهای دارای کلاف‌های میانی اصلاح و پیشنهاد گردد. در ادامه به معرفی جزئیات این روش تحت عنوان روش دستک معادل و نحوه‌ی برآورد و اصلاح پارامترهای آن پرداخته می‌شود و در نهایت، دقت مدل اصلاح شده با نتایج آزمایش‌های انجام شده بر روی دیوارهای کلاف‌دار با و بدون بازشو و همچنین یک نمونه ساختمان بنّایی کلاف‌دار سه‌بعدی مورد بحث و بررسی و ارزیابی قرار می‌گیرد.

۲- مدل‌سازی عددی دیوار بنّایی

روش‌های مورد استفاده در شبیه‌سازی رفتار دیوارهای بنّایی را می‌توان در دو دسته‌ی کلی مدل میکرو^۱ و مدل ماکرو^۲ طبقه‌بندی کرد. مدل‌سازی میکرو به دو نوع تکنیک مدل میکرووی دقیق^۳ و مدل میکرووی ساده شده^۴ دسته‌بندی می‌شود. در مدل میکرووی دقیق، آجرها و بندهای ملات به صورت جداگانه مدل می‌گردند. این روش مدل‌سازی زمانی مفید است که هدف از تجزیه و تحلیل، به دست آوردن مکانیزم‌های شکست در سطح مصالح باشد. در مدل میکرووی ساده شده نیز بندهای ملات به صورت سطوحی با ضخامت صفر مدل‌سازی می‌شوند و ابعاد بسط داده شده آجرها برابر با ابعاد اصلی آجرها به اضافه ضخامت ملات فرض می‌شود. در روش مدل‌سازی ماکرو، با رویکردی متفاوت واحدهای آجری و درزهای ملات اغلب به صورت یک محیط پیوسته یکنواخت توصیف می‌شود. بنابراین دیوار بنّایی به عنوان یک عضو ساخته شده از مصالح همگن با خواص معادل بر اساس اطلاع از مکانیزم‌های رفتاری آن ارائه می‌شود. مدل‌سازی ماکرو، نیازمند تلاش محاسباتی کمتری است و در نتیجه برای کاربردهای طراحی معمول که در آن سازش بین دقت و کارایی لازم است، مناسب می‌باشد [۱۸].

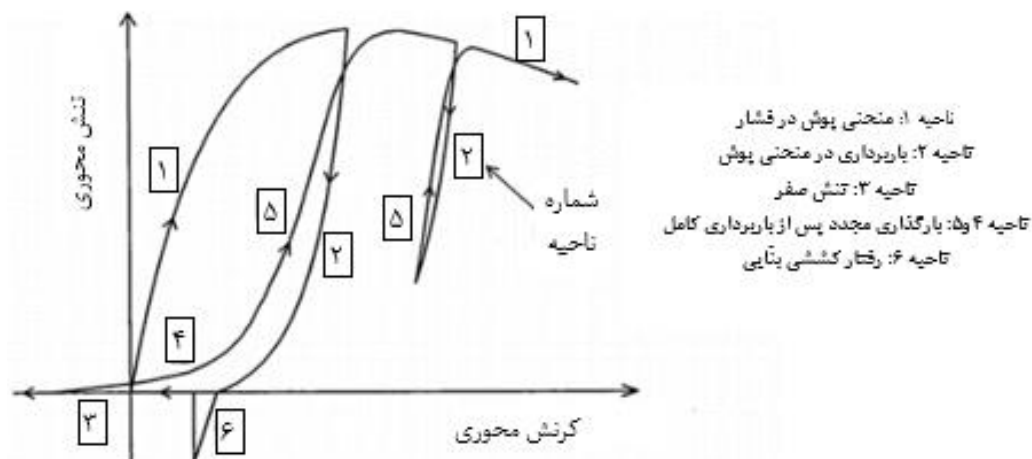
علاوه بر سه رویکرد اشاره شده در بالا، یک روش مدل‌سازی دیگر نیز برای تحلیل دیوارهای بنّایی تحت بار جانبی موسوم به روش مدل ماکرووی دستک معادل ارائه شده است. در مدل دستک معادل، دیوار بنّایی به صورت

- 1 Micro-model
- 2 Macro-model
- 3 Detailed micro-modeling
- 4 Simplified micro-modeling



شکل ۲. بیکربندی دستک‌ها در المان میان‌قاب نرم‌افزار [۲۵] SeismoStruct [۲۰۱۶]

Fig. 2. Infill element struts configuration in SeismoStruct Software [2016] [25]



شکل ۳. منحنی هیستریزس دستک‌های فشاری/کششی تحت بارگذاری چرخه‌ای [۱۷]

Fig. 3. Hysteresis curve of compression / tensile struts under cyclic loading [17]

برشی مذکور حذف شده و مقاومت و سختی سیستم فقط از طریق مقاومت فشاری دستک‌های مورب تأمین می‌شود.

۳- مدل‌سازی عددی دیوار بتّایی کلاف‌دار

در این پژوهش، کلاف‌های قائم و افقی بتن آرمه به صورت المان‌های تیر-ستون سه‌بعدی مبتنی بر نیرو^۲ مدل می‌شوند. رفتار تنش-گرنش این المان از طریق مجموع پاسخ تک محوری غیرخطی مصالح هر یک از فایبرها به دست می‌آید. مصالح مورد نیاز برای مدل کردن کلاف‌های

مختلف اعمال تنش را پیش‌بینی می‌کند. بررسی‌های انجام شده در مرجع [۲۷] نشان می‌دهد که در نظر گرفتن فنرهای برشی فوق در تحلیل دیوارهای بتّایی کلاف‌دار، فقط موجب افزایش سختی اولیه و مقاومت برشی تا قبل از فرا رسیدن مقاومت برشی پیوند^۱ موجود در بین آجرها می‌شود. به طوری که پس از زوال مقاومت برشی ناشی از چسبندگی ملات بین آجرها و وقوع لغزش در بین آن‌ها، عملاً فنرهای برشی غیرفعال شده و دستک‌های فشاری مورب در باربری نمونه مشارکت می‌کنند. بنابراین، در پژوهش حاضر فنرهای

2 Force-based

1 Bond-shear strength

الاستیسیته در جهت دلخواه α نسبت به امتداد قائم، متناسب با مقاومت فشاری بنایی در همان جهت و مستقل از کرنش حد الاستیک در نظر گرفته شود، برای تخمین مدول ارتجاعی دستک مایل فشاری می‌توان رابطه (۱) را بیان کرد:

$$E_{m\alpha} = \frac{f'_{m\alpha}}{f'_m} E_m \quad (1)$$

در رابطه (۱)، $f'_{m\alpha}$ مقاومت فشاری بنایی در جهت دستک مورب، f'_m مقاومت فشاری استاندارد منشور بنایی، E_m مدول الاستیسیته و $E_{m\alpha}$ نیز مدول الاستیسیته در امتداد دستک است. برای محاسبه $E_{m\alpha}$ می‌توان با توجه به تحقیق کائوشیک و همکاران [۳۱] و بر اساس نشریه FEMA306 [۳۰]، مدول الاستیسیته منشور بنایی را ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری استاندارد آن در نظر گرفت. تحقیقات آزمایشگاهی و نظری انجام شده توسط حمید و درایسدل [۳۲] و گانز و تورلیمان [۳۳] بر روی منشورهای مصالح بنایی نشان داده است که مود گسیختگی یک المان دوبعدی مصالح بنایی تحت تنش دو محوره، به نسبت تنش‌های اصلی و زاویه اعمال تنش اصلی ماکزیمم نسبت به محور درز ملات بستگی دارد. به طوری که، اگر یک منشور بنایی تحت تنش اصلی ماکزیمم عمود بر درز ملات قرار گیرد، در اثر شکست فشاری و اگر زاویه اعمال تنش کمتر از ۹۰ درجه باشد، در اثر شکست برشی، لغزشی و یا کششی در بین درز ملات، گسیخته خواهد شد. بنابراین، اگر مقاومت فشاری دستک قطری معادل پانل بنایی که حالت خاصی از تنش دو محوره است ($\sigma_1=0$) به دلیل وقوع ترک در راستای دستک معادل) به صورت تابعی از زاویه تمایل دستک قطری (α) نوشته شود، می‌توان اثر مودهای گسیختگی مختلف را در برآورد ظرفیت محوری دستک اعمال نمود. لذا، نسبت مقاومت فشاری دستک معادل ($\frac{f'_{m\alpha}}{f'_m}$) را می‌توان تحت عنوان ضریب جهت‌گیری دستک^۳ با الگوگیری از منحنی مقاومت نظری مطرح شده توسط فونسکا و دیلون [۳۴] مطابق رابطه (۲) و شکل ۴ محاسبه نمود:

$$\frac{f'_{m\alpha}}{f'_m} = \begin{cases} 1 - \frac{\alpha}{105} & ; \quad 0 \leq \alpha \leq 35 \\ \frac{2}{3} & ; \quad \alpha > 35 \end{cases} \quad (2)$$

قائم و افقی به دو نوع مصالح از جنس فولاد و بتن تقسیم‌بندی می‌شوند. از مدل‌های فولادی موجود در نرم‌افزار، مدل رفتاری منگاتو-پینتو^۱ برای معرفی مشخصات میلگردهای کلاف استفاده شد. این نوع مدل رفتاری برای میلگرد آجدار و صاف از بهترین مدل‌های رفتاری موجود است [۲۸]. همچنین، از بین مدل‌های بتن موجود در نرم‌افزار، مدل رفتاری غیرخطی مندر^۲ برای معرفی مشخصات بتن مصرفی در کلاف‌ها انتخاب شد.

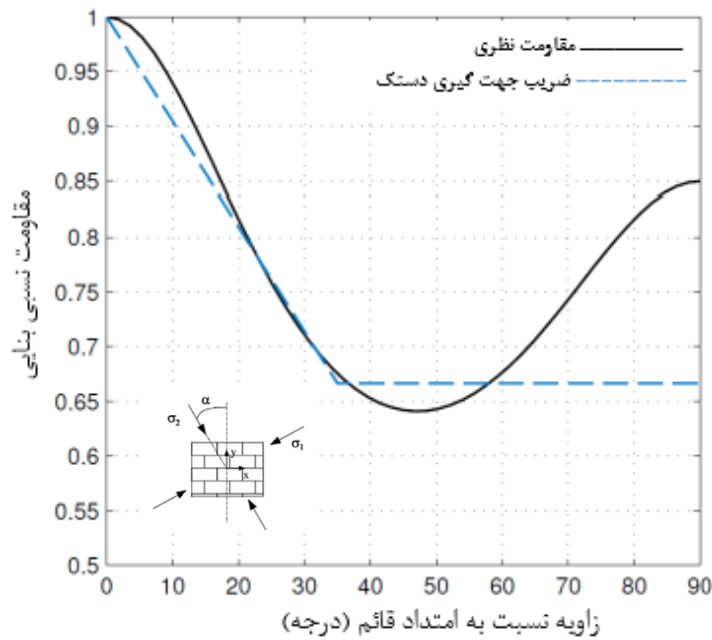
برای مدل کردن دیوار بنایی، پانل دیوار بنایی به وسیله المان in-fill معرفی می‌گردد. المان infill شامل سه قسمت کلی محیط متنی؛ پارامترهای مدل رفتاری دستک فشاری، پارامترهای مدل رفتاری فنر برشی و پارامترهای تعریف مشخصات هندسی و کلی دیوار مصالح بنایی است. در ادامه با صرف نظر کردن از توضیحات فنر برشی، به تعریف مشخصات مکانیکی مدل رفتاری دستک‌های فشاری و مشخصات هندسی دیوار مصالح بنایی پرداخته می‌شود.

۳-۱- مدول الاستیسیته و منحنی تنش-کرنش دستک فشاری

مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته مصالح بنایی از جمله مشخصات مکانیکی منشور بنایی می‌باشند که از طریق آزمون فشاری استاندارد تعیین می‌شوند. معمولاً نمونه‌های فشاری استاندارد با دستگاه یونیورسال که قابلیت ارائه منحنی تنش-کرنش را دارد مورد آزمایش قرار می‌گیرند تا بتوان مدول الاستیسیته منشور بنایی را نیز به دست آورد. در صورتی که نتایج آزمایشگاهی منشور بنایی در دسترس نباشد می‌توان با استفاده از روابط پیشنهادی محققین و آئین‌نامه‌ها، مدول الاستیسیته منشور بنایی را بر اساس مقاومت فشاری استاندارد تقریب زد. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح (نشریه ۳۷۶) [۲۹] بر اساس نشریه FEMA306 [۳۰]، مدول الاستیسیته منشور بنایی را ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری استاندارد آن در نظر می‌گیرد. از آنجا که دیوار مصالح بنایی ساختار ناهمگن و ارتوتروپی دارد، برای تعیین مدول ارتجاعی در جهت دستک مورب بایستی منشور بنایی تحت آزمایش را به صورت یک المان کامپوزیت ارتوتروپ با دو جهت اصلی عمودی و موازی با بند ملات‌های افقی در نظر گرفت. با توجه به روابط پیشنهادی محققین و آئین‌نامه‌ها که مدول الاستیسیته منشور بنایی را بر اساس مقاومت فشاری استاندارد در نظر می‌گیرند، می‌توان گفت که مقدار مدول ارتجاعی بنایی در راستای دستک مایل نیز تابعی از مقاومت فشاری مصالح بنایی در راستای محوری دستک مورب خواهد بود. حال اگر مدول

1 Menegotto-Pinto steel model

2 Mander et al. nonlinear concrete model



شکل ۴. ضریب جهت‌گیری دستک پیشنهادی فونسکا و دیلون [۳۴]

Fig. 4. Strut inclination factor proposed by Fonseca and Dillon [34]

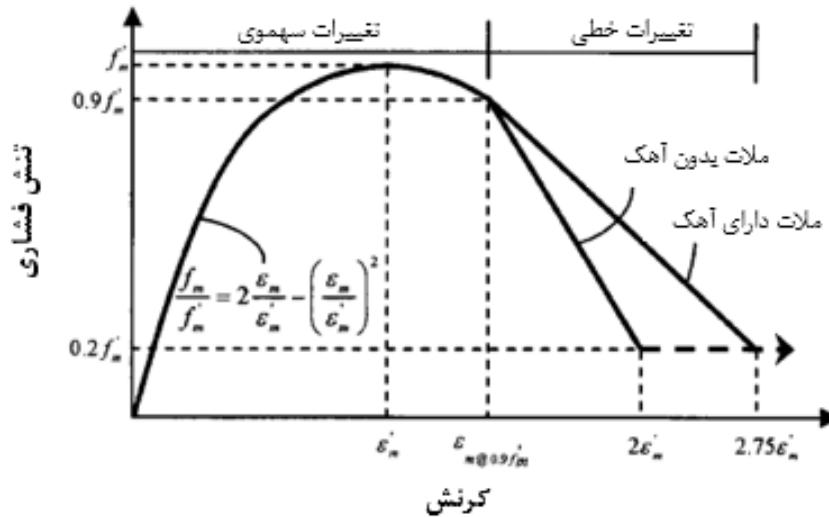
$$\varepsilon'_m = \frac{(0.27f'_m)}{(f_j^{0.25} E_m^{0.7})} \quad (3)$$

در رابطه (۳)، f_j مقاومت فشاری ملات و E_m مدول الاستیسیته منشور بتایی است.

منحنی تنش- کرنش دستک‌های فشاری مورب از مدل هیستریزیس کریسافولی [۱۷] که در شکل ۳ نشان داده است پیروی می‌کنند. همانگونه که پیشتر عنوان شد، مدل هیستریزیس شامل پنج مرحله است که مسیرهای مختلف تنش احتمالی را پیش‌بینی می‌کند. در مدل هیستریزیس، جهت تعریف رفتار دستک فشاری تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای، ۹ پارامتر تجربی مرتبط با مدل مذکور تعریف می‌شود. روابط این ۹ پارامتر تجربی توسط کریسافولی [۱۷] ارائه شده است. بر اساس روابط موجود، این ۹ پارامتر تجربی تابع ۶ مشخصه‌ی مکانیکی؛ مدول الاستیسیته اولیه دستک بتایی E_{m0} ، مقاومت فشاری دستک مورب معادل بتایی f'_{m0} ، مقاومت کششی بتایی f'_t ، کرنش

شکل ۴ بر اساس تئوری گسیختگی گانز و تورلیمان [۳۳] و نتایج حاصل از آزمایش فشاری تک محوری منشورهای مصالح بتایی ساخته شده از بلوک‌های سیمانی پر شده با ملات با زوایای تمایل مختلف است که در مرجع [۳۵] گزارش شده است [۳۴]. چنانچه ملاحظه می‌گردد، در صورتی که زاویه α بیش از ۳۵ درجه باشد، ظرفیت فشاری دستک قطری به دلیل حاکم شدن مود شکست برشی، به میزان یک سوم مقدار اولیه خود (f'_{m0}) کاهش می‌یابد.

از دیگر موارد مهم در شناخت رفتار منشور بتایی تحت تنش فشاری، منحنی تنش-کرنش آن است. کائوشیک و همکاران [۳۱]، با مشاهده رفتار ۴۸ نمونه منشور بتایی با واحدهای بتایی از نوع آجر تحت بار فشاری، یک مدل رفتاری برای پیش‌بینی منحنی تنش-کرنش مصالح بتایی آجری ارائه نمودند. نتایج این مدل رفتاری که در شکل ۵ نشان داده شده، تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی گزارش شده توسط دیگر محققین دارد. در شکل ۵، f'_m مقاومت فشاری استاندارد منشور بتایی و ε'_m نیز کرنش محوری منشور بتایی نظیر مقاومت فشاری حداکثر است که طبق رابطه (۳) محاسبه می‌شود [۳۱]:



شکل ۵. منحنی‌های ساده شده تنش-کرنش منشور بتایی آجر با ملات‌های مختلف [۳۱]

Fig. 5. Simplified strain stress curves of brick masonry prism with different mortars [31]

در رابطه (۵)؛ $E_{pl,u}$ مدول مماسی در تنش صفر مرحله‌ی باربرداری، ضریب ضریب سختی اولیه در تنش صفر مرحله‌ی باربرداری، E_{mo} مدول الاستیسیته اولیه، ϵ_{un} کرنش ابتدای باربرداری، ϵ_m' کرنش در تنش حداکثر و ϵ_1 نیز پارامتر تجربی برای کنترل تأثیر کرنش مرحله باربرداری بر کاهش مدول مماسی در تنش صفر مرحله‌ی باربرداری است.

- پارامتر β_a : اجازه می‌دهد کرنش پلاستیک در مرحله‌ی بارگذاری مجدد پس از کامل شدن باربرداری، مطابق با رابطه (۶) محاسبه گردد:

$$\epsilon_{pl} = \epsilon_{un} - \frac{\left(\epsilon_{un} - \frac{\beta_a |f_m'|}{E_{mo}} \right) f_{un}}{f_{un} - \beta_a |f_m'|} \quad (6)$$

در رابطه (۶)؛ ϵ_{un} کرنش ابتدای باربرداری، β_a یک پارامتر تجربی، f_m' مقاومت فشاری استاندارد منشور بتایی، E_{mo} مدول الاستیسیته اولیه، f_{un} مقاومت فشاری دستک در ابتدای باربرداری و ϵ_{pl} کرنش در ابتدای بارگذاری مجدد است که به عنوان کرنش پلاستیک شناخته می‌شود.

- پارامتر $\gamma_{pl,r}$: ضریب سختی اولیه است که مدول بارگذاری مجدد را پس از اتمام کامل مرحله‌ی باربرداری، با نسبتی از مدول الاستیسیته اولیه

نظیر تنش حداکثر ϵ_m' ، کرنش مرحله‌ی نهایی ϵ_{ult} و کرنش چفت شدگی ϵ_{cl} (در این کرنش، سطوح ترک‌ها به همدیگر نزدیک شده و تنش‌های فشاری اجازه پیدا می‌کنند توسعه یابند) می‌باشند. با توجه به شکل ۶، در ادامه توضیحات کوتاهی راجع به هر یک از این ۹ پارامتر تجربی ارائه می‌شود.

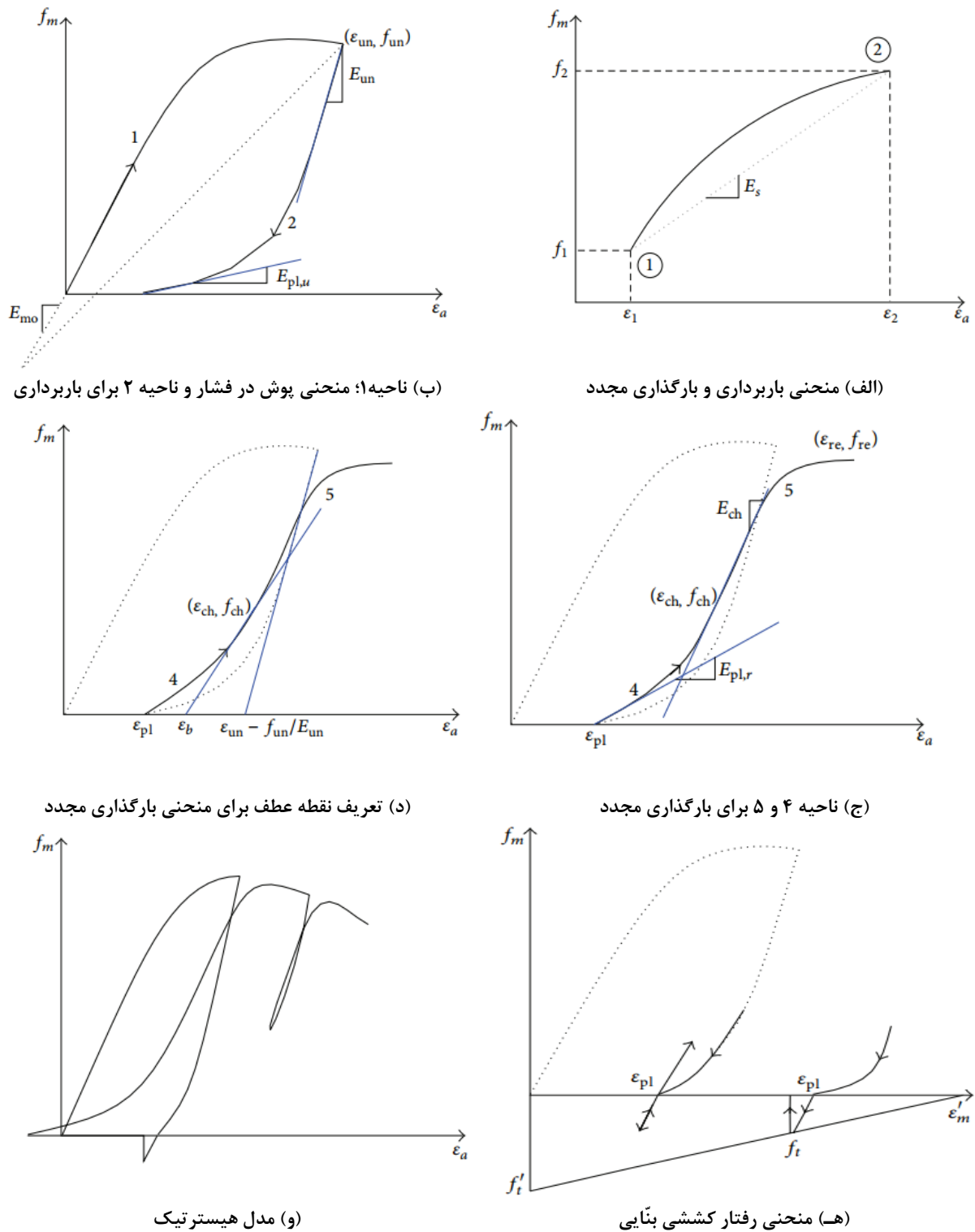
- پارامتر γ_{un} : عبارتست از ضریب سختی باربرداری که مدول مماسی مرحله‌ی باربرداری را به صورت نسبتی از مدول الاستیسیته اولیه تعریف می‌کند. مدول مماسی آغاز مرحله‌ی باربرداری (E_{un}) دستک بتایی از رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$E_{un} = \gamma_{un} E_{mo} = \gamma_{un} E_{m\alpha} \quad (4)$$

- پارامتر $\gamma_{pl,u}$: عبارتست از ضریب سختی اولیه که مدول تنش صفر مرحله باربرداری را به عنوان تابعی از مدول الاستیسیته اولیه، مطابق رابطه (۵) تعریف می‌کند:

$$E_{pl,u} = \frac{\gamma_{pl,u} E_{mo}}{\left(1 + \frac{\epsilon_{un}}{\epsilon_m'} \right)^{\epsilon_1}} \quad (5)$$

1 Closing strain



شکل ۶. پاسخ چرخه‌ای دستک مصالح بنایی تحت بارگذاری محوری ارائه شده توسط کریسافولی [۱۷]

Fig. 6. Cyclic response of axially loaded masonry proposed by Crisafulli [17]. (a) unloading and reloading rules, (b) Rule 1 for the envelope curve and Rule 2 for unloading (c) Rules 4 and 5 for reloading, (d) definition of change point, (e) rule for tensile behavior, (f) representation of the hysteretic model

تعریف می‌کند. پارامتر β_{ch} : تنش فشاری نقطه‌ی عطف منحنی بارگذاری مجدد را مشخص می‌کند. مطابق رابطه (۷)، تنش فشاری نقطه‌ی عطف به صورت نسبتی از تنش فشاری در کرنش ϵ_{re} بیان می‌شود:

$$f_{ch} = \beta_{ch} f_{un} \quad (7)$$

در رابطه (۷)؛ β_{ch} یک ضریب تجربی در مدل هیسترتیک، f_{un} تنش فشاری نظیر کرنش ϵ_{re} و f_{ch} نیز تنش فشاری نقطه‌ی عطف منحنی بارگذاری مجدد است.

- پارامتر α_{ch} : مطابق رابطه (۸)، چاقی و لاغری منحنی‌های هیسترتیز را کنترل می‌کند:

$$\epsilon_b = \epsilon_{pl} + \alpha_{ch} \left(\epsilon_{un} - \frac{f_{un}}{E_{un}} \epsilon_{pl} \right) \quad (8)$$

۳-۲- مساحت مقطع عرضی دستک فشاری
سطح مقطع دستک معادل پانل بنایی مطابق رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$A_{ms} = w.t \quad (10)$$

در رابطه (۱۰)؛ t : ضخامت دستک، w عرض دستک فشاری و A_{ms} نیز مساحت کل مقطع عرضی دستک‌ها است.

در مدل دستک معادل پیشنهادی کریسافولی، سطح مقطع دستک در ابتدا و انتهای تحلیل یکسان نیست. به طوری که؛ با افزایش تغییر مکان‌های جانبی، به دلیل کاهش طول تماس دیوار بنایی-قاب و افزایش ترک‌خوردگی‌های دیوار، سطح مقطع مؤثر اولیه مفروض برای دستک معادل کاهش پیدا می‌کند. بدین منظور، همانند شکل ۷، سطح مقطع مؤثر دستک فشاری فعال در ابتدای تحلیل به عنوان تابعی از کرنش محوری دستک، به صورت خطی در طول فرآیند تحلیل عددی کاهش داده می‌شود.

برای دیوار بنایی کلاف‌دار، دکانینی و فانتین [۳۶] بر اساس نتایج آزمایشگاهی نمونه‌های تحت بارگذاری جانبی، دسته روابط (۱۱ و ۱۲) را به ترتیب برای تعیین عرض دستک مورب در دو حالت دیوار ترک نخورده و دیوار ترک خورده ارائه کرده‌اند. نشان داده شده است که ترک خوردگی در دیوار موجب کاهش سطح مقطع مؤثر دستک تا ۵۰ درصد سطح مقطع اولیه ترک نخورده می‌شود. روابط مطرح شده دکانینی و فانتین [۳۶]، مقدار عرض دستک را نسبت به سایر روابط مطرح شده توسط محققین دیگر بیشتر برآورد

در رابطه (۸)؛ ϵ_{pl} کرنش پلاستیک، α_{ch} پارامتر تجربی، ϵ_{un} کرنش ابتدای باربرداری، f_{un} تنش فشاری در کرنش ϵ_{re} و E_{un} نیز مدول مماسی در مرحله باربرداری است.

- پارامتر α_{re} : ضریب کرنش بارگذاری مجدد، مقدار کرنشی را تعیین می‌کند که چرخه پس از آغاز مرحله باربرداری به منحنی پوش می‌رسد. مقدار این کرنش مطابق رابطه (۹) تعیین می‌شود:

$$\epsilon_{re} = \epsilon_{un} + \alpha_{re} (\epsilon_{un} - \epsilon_{pl}) \quad (9)$$

در رابطه (۹)؛ ϵ_{un} کرنش ابتدای باربرداری، α_{re} ضریب کرنش بارگذاری مجدد، ϵ_{pl} کرنش پلاستیک و ϵ_{re} نیز کرنش چرخه بارگذاری مجدد در توسعه منحنی پاسخ است.

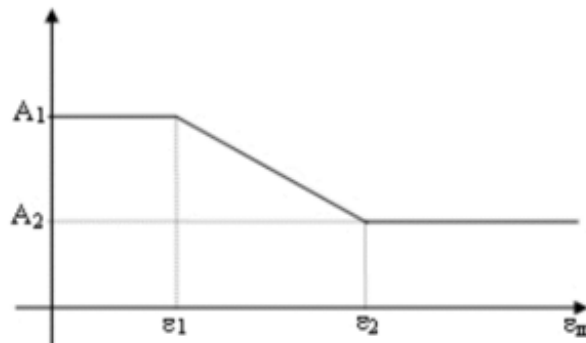
- پارامتر ϵ_1 : برای کنترل تأثیر کرنش مرحله باربرداری بر کاهش مدول مماسی در تنش صفر مرحله‌ی باربرداری است که در رابطه (۵) نمایش داده شده است.

- پارامتر ϵ_2 : افزایش کرنش بارگذاری مجدد در چرخه m بارگذاری را لحاظ می‌کند.

جدول ۱. مقادیر مقادیر حدی و پیشنهادی مطرح شده توسط کریسافولی برای پارامترهای تجربی [۱۷]

Table 1. Limit values and recommended values proposed by Crisafulli for empirical parameters [17]

پارامتر تجربی	مقدار پیشنهادی	حدود
γ_{un}	۲/۰۰	$\geq ۱/۰$
α_{re}	۰/۳۵	$> ۰/۰$
α_{ch}	۰/۶۰	۰/۱۰ - ۰/۷۰
β_a	۲/۰۰	$> ۰/۰$
β_{ch}	۰/۶۰	۰/۵۰ - ۰/۹۰
$\gamma_{pl,u}$	۰/۵۰	۰/۰۰ - ۱/۰۰
$\gamma_{pl,r}$	۱/۲۰	$\geq ۱/۰$
e_1	۲/۰۰	$\geq ۰/۰$
e_2	۱/۰۰	$\geq ۰/۰$



شکل ۷. تغییر سطح مقطع دستک‌های فشاری فعال شده به عنوان تابعی از کرنش محوری [۲۵]

Fig. 7. Cross section change of activated compression struts as a function of axial strain [25]

$$W_{cracked} = \begin{cases} \left(\frac{0.707}{\lambda_h} + 0.010 \right) d_m & ; \quad \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.470}{\lambda_h} + 0.040 \right) d_m & ; \quad \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad (12)$$

در روابط (۱۱ و ۱۲)؛ $W_{cracked}$ و $W_{uncracked}$ به ترتیب عرض مقطع دستک فشاری در حالت ترک نخورده و ترک خورده، d_m طول دستک معادل

می‌کند که البته این موضوع به دلیل نحوه اجرا و رفتار دیوار بنایی کلاف‌دار و اندرکنش بین دیوار و کلاف، تا حدی دور از انتظار نیست.

$$W_{uncracked} = \begin{cases} \left(\frac{0.748}{\lambda_h} + 0.085 \right) d_m & ; \quad \lambda_h \leq 7.85 \\ \left(\frac{0.393}{\lambda_h} + 0.130 \right) d_m & ; \quad \lambda_h > 7.85 \end{cases} \quad (11)$$

و λ_h نیز پارامتر سختی نسبی دیوار به قاب پیرامونی است که مطابق رابطه (۱۳) تعریف می‌شود [۳۷]:

$$\lambda_h = H \sqrt[4]{\frac{E_m t \sin 2\theta}{4E_c I_c h}} \quad (13)$$

در رابطه (۱۳) برای دیوار بنایی کلاف‌دار؛ H ارتفاع دیوار بنایی کلاف‌دار (محور تا محور کلاف های افقی فوقانی و تحتانی)، E_m مدول ارتجاعی بنایی، t ضخامت دیوار، θ زاویه دستک قطری نسبت به افق، E_c مدول الاستیسیته بتن کلاف‌های قائم، I_c ممان اینرسی مقطع عرضی کلاف حول محور عمود بر دیوار و h نیز ارتفاع پانل دیوار بنایی است.

با توجه به شکل ۷، در مدل‌سازی عددی نمونه دیوارهای بنایی کلاف‌دار برای تعریف سطح مقطع دستک معادل؛ مقدار پارامتر A_1 بر اساس دسته روابط (۱۲ و ۱۱) محاسبه خواهد شد. مقدار پارامتر A_2 نیز به صورت نسبی و درصدی از مقدار سطح مقطع اولیه، مطابق رابطه (۱۴) تعریف می‌شود:

$$A_2 = A_{cracked} / A_{uncracked} = W_{cracked} / W_{uncracked} \quad (14)$$

در رابطه (۱۴)، $A_{cracked}$ سطح مقطع دستک فشاری در حالت ترک خورده و $A_{uncracked}$ سطح مقطع دستک فشاری ترک نخورده در ابتدای تحلیل است. پارامتر ε_1 ، کرنش نظیر لحظه‌ی کاهش سطح مقطع دستک معادل است. تاکنون برای این پارامتر مقدار مشخصی به دلیل عدم وجود نتایج آزمایشگاهی واضح و روشن تعریف نشده است. طبق بررسی‌های انجام شده در مرجع [۳۸] توصیه شده است که برای تعریف این پارامتر مقدری بین $0.1 \varepsilon'_m$ تا $0.2 \varepsilon'_m$ در نظر گرفته شود. پارامتر ε_2 نیز یک مقدار کرنش محوری حدی را برای دستک مورب تعریف می‌کند که روند کاهش سطح مقطع تعریف شده در دستک مورب پس از آن متوقف می‌شود. در مدل‌سازی‌های پیش رو، روند کاهش سطح مقطع به صورت خطی تا کرنش ε_2 برابر با ε_{ult} که به ازای آن ترک خوردگی کامل در دیوار رخ می‌دهد، در نظر گرفته می‌شود. پارامتر ε_{ult} کرنش مرحله نهایی است. مقدار این پارامتر متفاوت از کرنش نهایی منشور بنایی تحت آزمایش فشاری بوده و برای کنترل کردن شاخه نزولی منحنی تنش-کرنش (منحنی سهمی شکل) می‌باشد. این پارامتر در مدل‌سازی از اهمیت بالایی برخوردار است. جهت

انجام تحلیل پایدار و کاهش آهسته‌تر مقاومت فشاری دیوار بنایی نسبت به منشور بنایی، باید مقدار این پارامتر - که در آن مقاومت فشاری دستک صفر می‌شود- مقدار بزرگ‌تری نسبت به کرنش نظیر تنش حداکثر داشته باشد. توصیه می‌شود که برای بهتر کنترل کردن پاسخ دستک مایل، مقدار نسبی $\varepsilon_{ult} = 20 \varepsilon'_m$ در نظر گرفته شود [۳۷].

۳-۳- مقاومت فشاری دستک

مقاومت فشاری دستک مورب بر اساس حالت‌های شکست مورد انتظار دیوار مصالح بنایی در مکانیزم گسیختگی مختلف محاسبه می‌شود. بر تئوری و همکاران [۳۸]، چهار حالت شکست درون صفحه‌ای را برای دیوار بنایی تحت بارگذاری ثقلی و جانبی تعریف کرده و برای هر کدام، یک رابطه جهت تعیین مقاومت فشاری دستک در نظر می‌گیرند که در جدول ۲ به صورت خلاصه بیان شده است.

کریسافولی [۱۷] نیز بر اساس تئوری مان و مولر [۳۹] مطابق جدول ۳ برای تعیین مقاومت فشاری دستک مورب بر اساس نوع مکانیزم گسیختگی برشی حاکم در دیوارهای آجری تحت بار جانبی، روابطی را ارائه می‌کند. حالات شکست برشی مفروض در این مرجع، لغزش قطری و کشش قطری است. بر اساس کریسافولی [۱۷]، در ناحیه میانی دیوارهای بنایی (میان‌قاب) تحت اعمال بارگذاری جانبی مشاهده شده که مقدار تنش اصلی فشاری حدوداً ۷ تا ۱۰ برابر تنش اصلی کششی است. این موضوع در دیوارهای بنایی کلاف‌دار تحت بارگذاری جانبی و بارگذاری ثقلی کم تا متوسط نیز صادق است [۴]. اگر منشور بنایی تحت نیروهای جانبی و فشاری، همگن در نظر گرفته شود، ظرفیت باربری برشی درون صفحه بر اساس تئوری موهر-کولمب به مقاومت چسبندگی برشی و ضریب اصطکاک داخلی منشور بنایی بستگی خواهد داشت. شایان ذکر است که تئوری موهر-کولمب نشان دهنده مقاومت برشی سطح تماس واحد بنایی- ملات است. بنابراین، تنها در آن مواردی که گسیختگی در سطح تماس واحد بنایی- ملات رخ می‌دهد، معتبر است. علاوه بر این محدودیت تئوری موهر-کولمب در توجیه مکانیزم گسیختگی‌های متفاوت، باید اشاره کرد که این تئوری تا یک مقدار مشخصی از تنش‌های فشاری عمود بر سطح برش اعتبار دارد [۴۰]. مان و مولر [۳۹]، تئوری شکست مصالح موهر-کولمب را بر اساس روابط تعادل برای حالات مختلف شکست برشی و مقادیر مختلف تنش‌های فشاری توسعه دادند. تئوری مان و مولر همانند تئوری موهر-کولمب، با در نظر گرفتن یک میدان تنش فشاری و برشی در درز ملات‌های بستر توسعه یافته است. از دیگر فرضیات تئوری مان و مولر این است که تنش‌های محوری موازی با جهت

جدول ۲. روابط ارائه شده برای تعیین مقاومت فشاری دستک‌ها توسط بر تولدی و همکاران بر حسب نوع شکست [۳۸]

Table 2. The formulation proposed to determine the compressive strength of the struts by Bertoldi et al. according to the failure mode [38]

مقاومت فشاری دستک ($f'_{m\theta}$)	حالت شکست دیوار بنایی		
$f'_{m\theta} = \frac{(1.2 \sin \theta + 0.45 \cos \theta) C + 0.3 \sigma_c}{\frac{w}{d_m}}$	لغزش افقی		
$f'_{m\theta} = \frac{0.6 f'_t + 0.3 \sigma_c}{\frac{w}{d_m}}$	کشش قطری		
$f'_{m\theta} = \frac{(1.12 \sin \theta \cos \theta) f'_m}{k_1 \lambda_h^{-0.12} + k_2 \lambda_h^{-0.88}}$	خرد شدگی کنج		
$f'_{m\theta} = \frac{1.16 \tan \theta f'_m}{k_1 + k_2 \lambda_h}$	خرد شدگی میانی		
λ_h	k_1	k_2	توضیحات: مقادیر k_1 و k_2 بر اساس مقدار λ_h انتخاب می‌شود.
$\lambda_h < 3.14$	1.3	-0.178	
$7.85 < \lambda_h < 3.14$	0.707	0.01	
$\lambda_h > 7.85$	0.47	0.04	

$$C^* = \frac{C}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (16)$$

$$\mu^* = \frac{\mu}{1 + \mu \frac{2b}{d}} \quad (17)$$

$$\tau_m = C^* + \mu^* \sigma_c \quad (18)$$

در روابط (۱۶-۱۸)؛ C مقاومت چسبندگی برشی، μ ضریب اصطکاک داخلی، C^* مقاومت چسبندگی برشی اصلاح شده، μ^* ضریب اصطکاک داخلی اصلاح شده و τ_m نیز مقاومت برشی مصالح بنایی است.

جهت محاسبه‌ی مقاومت فشاری دستک بنایی معادل می‌توان هر یک از روابط جداول ۲ یا ۳ را با توجه به مقادیر مشخصات مکانیکی آزمایشگاهی

درز ملات‌های افقی ناچیز و برابر با صفر است. همچنین، فرض می‌شود که درزهای قائم با ملات پر نمی‌شوند؛ بدین ترتیب هیچ تنش برشی نمی‌تواند توسط درز ملات‌های قائم منتقل شود. این فرضیه، بحرانی‌ترین حالت ممکن در اجرا را در نظر می‌گیرد. در تئوری مان و مولر [۳۹]، تنش فشاری عمود بر سطح برش مقدار ثابتی ندارد و تابع تنش برشی خواهد بود و توزیع تنش فشاری قائم مطابق رابطه (۱۵) اصلاح می‌شود:

$$\sigma_{c1,2} = \sigma_c \pm \frac{2b}{d} \tau \quad (15)$$

در رابطه (۱۵)؛ σ_c تنش فشاری قائم، b ارتفاع واحد بنایی، d طول واحد بنایی، τ تنش برشی و $\sigma_{c1,2}$ تنش فشاری قائم موجود روی هر نیمه واحد بنایی است. با اصلاح تنش فشاری قائم عمود بر سطح برش در تئوری مان و مولر، مقادیر مقاومت چسبندگی برشی و ضریب اصطکاک داخلی و در نتیجه معادله‌ی موهر-کلمب نیز به ترتیب مطابق روابط (۱۶-۱۸) اصلاح می‌شوند:

جدول ۳. روابط ارائه شده توسط کریسافولی برای تعیین مقاومت فشاری دستک‌ها [۱۷]

Table 3. The formulation proposed to determine the compressive strength of the struts by Crisafulli according to the failure mode [17]

مقاومت فشاری دستک ($f'_{m\theta}$)	حالت شکست دیوار بنایی
$f'_{m\theta} = \frac{C^*}{\sin\theta(\cos\theta - \mu^* \sin\theta)}$	لغزش قطری
$f'_{m\theta} = \frac{f'_{ib}}{\sin\theta(C_s \cos\theta - 0.27 \sin\theta)}$	کشش قطری

توضیحات: C^* و μ^* به ترتیب مقاومت چسبندگی برشی و ضریب اصطکاک داخلی اصلاح شده به ترتیب از روابط (۱۶) و (۱۷) محاسبه می‌شود. θ زاویه دستک قطری با افق، C مقاومت چسبندگی برشی و μ ضریب اصطکاک داخلی است. یادآور شده در حالتی که درزهای قائم نیز با ملات پر شده باشند، از C و μ آزمایشگاهی در روابط استفاده می‌شود و در این شرایط، C_s که یک ضریب اصلاحی برای حالت شکست کشش قطری است مقدار آن برابر با ۱/۵ فرض می‌شود. f'_{ib} نیز متوسط مقاومت کششی واحدهای بنایی است و در صورت در اختیار نداشتن مقدار این پارامتر می‌توان مقدار متناظر با ده درصد مقاومت فشاری واحد بنایی را برای آن در نظر گرفت [۱۷].

بنایی صفر در نظر گرفت [۲۳].

۳-۵- کرنش چفت شدگی ترک‌ها

معمولاً فرض بر این است که مصالح بنایی ترک خورده نمی‌تواند هیچ گونه تنش فشاری را تحمل کنند مگر اینکه ترک‌های به وجود آمده به صورت کامل بسته باشند. حال، با افزایش کرنش‌های محوری دستک معادل، باز شدن ترک‌های به وجود آمده اجازه توسعه تنش‌های فشاری را در دستک بنایی نمی‌دهد. اثرات تماسی ترک‌ها (چفت شدن و باز شدن ترک‌ها) در توسعه تنش فشاری توسط پارامتر کرنش چفت شدگی ترک‌ها (ϵ_{cl}) تعریف می‌شود. با توجه به توضیحات قبلی، فرض بر این است که بارگذاری مجدد در یک کرنش محوری مثل ϵ_m شروع می‌شود اگر یکی از دو شرط $\epsilon_m < \epsilon_{pl}$ یا $\epsilon_m < \epsilon_{cl}$ برقرار شود. تعریف پارامتر کرنش چفت شدگی به عنوان یک داده ورودی، در تحلیل‌های تاریخچه زمانی به دلیل ماهیت رفت و برگشتی آن اهمیت پیدا می‌کند. بر اساس کارهای آزمایشگاهی توصیه شده است که مقداری بین صفر تا ۰/۰۳ برای این پارامتر در نظر گرفته شود [۱۷]. در مدل‌سازی عددی تحقیق حاضر، مقدار $\epsilon_{ult} \leq \epsilon_{cl}$ در نظر گرفته شده و از اثرات تماسی ترک‌ها در پاسخ‌های هیستریزس چشم‌پوشی می‌شود؛ زیرا شرط $\epsilon_m < \epsilon_{pl}$ همواره فرآیند بارگذاری مجدد را کنترل می‌کند.

در دسترس و کیفیت ساخت نمونه بر اساس حالت شکست دیوار انتخاب کرد. اما از آنجا که دیوار بنایی کلاف‌دار را می‌توان به مثابه یک قاب میان‌پر بتنی با قاب پیرامونی ضعیف یا میان‌قاب قوی در نظر گرفت، لذا امکان وقوع شکست از نوع خرد شدگی در آن پایین است. بررسی نتایج آزمایش‌های انجام شده در ادبیات فنی بر روی دیوارهای بنایی کلاف‌دار توپر [۲۷] نیز نشان می‌دهد که مود شکست غالب آن‌ها معمولاً از نوع شکست لغزش قطری یا کشش قطری است. بنابراین، در این پژوهش با توجه مشخصات مصالح معلوم نمونه‌های آزمایشگاهی مورد نظر، جهت محاسبه‌ی مقاومت فشاری دستک‌های قطری معادل، از روابط جدول ۲ (بدون لحاظ کردن مودهای شکست خرد شدگی) یا جدول ۳ که فقط بر اساس حالات شکست لغزش و کشش قطری ارائه شده، استفاده می‌شود.

۳-۴- مقاومت کششی

نرم‌افزار SeismoStruct مقدار پیش‌فرض پارامتر مقاومت کششی را صفر در نظر می‌گیرد. پارامتر مقاومت کششی، نشان دهنده مقاومت کششی بنایی یا مقاومت چسبندگی بین قاب و دیوار بنایی (هر کدام که کمتر باشد) است. به دلیل آن که این پارامتر تاثیر کمی روی پاسخ کلی می‌گذارد، در صورت در دسترس نبودن جزئیات می‌توان آن را همانند دیوارهای میان‌قاب

۳-۶- تعریف سایر پارامترهای هندسی دیوار

مطابق شکل ۲، یک دیوار بنّایی کلاف‌دار توسط چهار گره خارجی محل اتصال کلاف‌های قائم و افقی است، تعریف می‌شود. پانل دیوار نیز توسط چهار گره داخلی^۱ که در واقع نقاط واقعی اتصال دیوار با کلاف‌های پیرامونی می‌باشند، مدل می‌شود. فاصله افقی گره داخلی از گره خارجی در چهار گوشه دیوار (X_{oi}) و فاصله قائم نقاط داخلی از نقاط خارجی در چهار گوشه دیوار (Y_{oi}) ، به ترتیب به صورت نسبی بر اساس طول و ارتفاع دیوار بنّایی کلاف‌دار بیان می‌شود. چهار گره مجازی^۲ نیز برای تعیین طول تماس بین دیوار با کلاف (h_z) تعریف می‌شود. طول تماس بین دیوار و کلاف (h_z) ، به صورت درصدی از ارتفاع دیوار بنّایی معرفی می‌شود و مقدار تقریبی آن مطابق رابطه (۲۰ و ۱۹) محاسبه می‌شود [۱۷]. مقدار مناسب این پارامتر، باید از مقایسه نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی محاسبه شود.

$$h_z (\%h) = \frac{\frac{z}{h} \sim \frac{z}{h}}{2} \times 100 \quad (19)$$

$$z = \frac{\pi}{2\lambda_h} h \quad (20)$$

در رابطه (۲۰ و ۱۹)؛ h_z طول تماس نسبی، h ارتفاع دیوار بنّایی و نیز پارامتر سختی نسبی دیوار بنّایی به قاب پیرامونی است و طبق رابطه (۱۳) تعریف می‌شود.

۳-۷- اثر وجود بازشو و کلاف‌های اطراف آن در مدل‌سازی عددی دیوار بنّایی

ایجاد بازشو در داخل پانل بنّایی باعث تغییر جهت کانتور تنش‌های اصلی و در نتیجه تغییر پیکربندی دستک‌های معادل می‌گردد. اما در نرم‌افزار SeismoStruct امکان اصلاح چیدمان دستک‌های معادل وجود ندارد. در دستورالعمل نرم‌افزار SeismoStruct [۲۵]، برای لحاظ کردن اثر بازشو توصیه شده است که مقدار سطح مقطع اولیه تعریف شده برای دستک‌ها کاهش داده شود. اسمپرو [۴۱] برای مدل‌سازی با روش دستک معادل کریسافولی نشان داده است که اگر مساحت بازشو حدود ۱۵ تا ۳۰ درصد

-
- 1 Internal node
 - 2 Dummy node

مساحت کل میان‌قاب باشد، می‌توان با کاهش ۳۰ الی ۵۰ درصدی مقدار سطح مقطع اولیه دستک‌های فشاری، به نتایج مطلوبی دست یافت. البته نشان داده شده است که لحاظ کردن اثر بازشو با اعمال یک ضریب کاهش مساحت مقطع دستک فشاری منجر به پیش‌بینی دست پایین سختی میان‌قاب می‌شود و در عوض بایستی با افزایش مدول ارتجاعی دستک فشاری تا چندین برابر مقدار اولیه، این مسئله را جبران کرد [۴۲].

با توجه به اینکه وجود بازشو و کلاف اطراف آن موجب تغییر ظرفیت باربری جانبی و همچنین سختی دیوار بنّایی می‌شود، می‌توان با رویکردی مشابه توصیه دستورالعمل نرم‌افزار SeismoStruct [۲۵]، اثر وجود بازشو و کلاف اطراف بازشو را در پارامترهای مرتبط با مقاومت فشاری و سختی دستک فشاری با استفاده از ضرایب پیشنهادی محققین اعمال نمود. برای این منظور، در تحقیق حاضر اصلاح مقاومت فشاری دستک $(f'_{m\theta})$ و مقدار کرنش در تنش حداکثر (ϵ'_m) که موجب اصلاح سختی سکانتی می‌شود توصیه می‌گردد. در ادبیات فنی مشاهده شده است که رابطه‌ی (۲۱) که توسط آلچار [۴۳] برای دیوار میان‌قاب بنّایی دارای بازشو پیشنهاد شده، علاوه بر داشتن سادگی و یکسان بودن ضریب کاهش برای سختی و ظرفیت برشی حداکثر، پیش‌بینی قابل قبولی را حتی برای پاسخ دیوارهای بنّایی کلاف‌دار دارای بازشو ارائه می‌دهد:

$$R_{co} = 0.6\beta^2 - 1.6\beta + 1 \quad (21)$$

در رابطه (۲۱)، β نسبت سطح بازشو به سطح دیوار و R_{co} نیز ضریب اصلاح سختی و ظرفیت برشی است.

در مواردی که علاوه بر وجود بازشو در دیوار، مطابق شکل ۱۲ حول بازشو کلاف قائم سرتاسری (کلاف میانی) اجرا شده باشد، می‌توان با استفاده از روابط (۲۲ و ۲۳) به ترتیب سختی و ظرفیت برشی افزایش یافته را تخمین زد [۴۴ و ۱۰]:

$$K_{co} = K \left\{ 1 + \frac{26}{29} \left(\frac{\sum l_i}{p} \right) \right\} \quad (22)$$

$$V_{co} = V \left\{ 1 + \frac{14}{43} \left(\frac{\sum l_i}{p} \right) \right\} \quad (23)$$

انتهای کلاف افقی روی دیوار اعمال شده است. مقدار تنش فشاری ناشی از بارگذاری ثقیل و وزن دیوار در رج اول آجرچینی ۰/۱۵ مگاپاسکال بوده و برای مکانیزم گسیختگی دو نمونه‌ی مشابه، حالت شکست برش لغزش در دیوار گزارش شده است. مشخصات مکانیکی آزمایشگاهی مصالح مصرفی که از یک پروژه مشابه [۴۶] با این پروژه اقتباس شده، در جدول ۴ نشان داده شده است.

پس از مدل‌سازی عددی دو نمونه دیوار آجری کلاف‌دار مشابه، تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل استاتیکی چرخه‌ای بر روی آن‌ها انجام شد. در مدل‌سازی، با توجه به دلیل عدم تعریف میلگرد صاف در نرم‌افزار همچنین میلگرد نمره چهار، به ناچار از میلگردهای آجدار پیش‌فرض نرم‌افزار برای کلیه میلگردها (طولی و عرضی) و از میلگرد شماره پنج برای تعریف خاموت‌های کلاف‌ها استفاده شده است. همچنین با توجه به محدودیت نرم‌افزار، از مقدار تنش تسلیم میلگردهای طولی برای میلگردهای عرضی استفاده شده است.

در ادامه، جهت ارزیابی کلی روش مدل‌سازی عددی، منحنی‌های ظرفیت و هیستریزیس به دست آمده از مدل‌سازی عددی و پاسخ‌های آزمایشگاهی موجود این دو نمونه در شکل‌های ۸ و ۹ با یکدیگر مقایسه شده است. نسبت ظرفیت مدل عددی به متوسط ظرفیت آزمایشگاهی دو نمونه در شکل ۸ برابر با ۱/۱۴ است که با توجه به پیچیدگی‌های دیوارهای بنایی کلاف‌دار، دقت قابل قبولی برای یک مدل ماکرو محسوب می‌شود. در ضمن، اگر چه دو نمونه آزمایش شده نیز کاملاً مشابه بوده‌اند، اما مقداری اختلاف بین مقادیر بار و جابجایی منحنی‌های ظرفیت دو نمونه دیوار آجری کلاف‌دار بدون بازشوی CBW1 و CBW2 وجود دارد. این اختلاف را می‌توان به عامل مهارت در کیفیت اجرای دیوار و همچنین عدم قطعیت‌های موجود در محاسبه آزمایشگاهی مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی نسبت داد. وجود این نوع اختلاف‌ها در هر کار آزمایشگاهی در زمینه‌ی دیوارهای مصالح بنایی، طبیعی است. این موضوع در منحنی‌های هیستریزیس دیوارها در شکل ۹ نیز به وضوح دیده می‌شود. در ضمن، در شکل ۹ ملاحظه می‌گردد که علاوه بر موارد فوق، استهلاک انرژی (مساحت داخل حلقه‌ها) و باریک‌شدگی منحنی‌های هیستریزیس این دو نمونه نیز با همدیگر اختلاف دارند. با این اوصاف، می‌توان گفت نتایج عددی به دست آمده از مدل ماکروی مورد بررسی از لحاظ پیش‌بینی رفتار کلی نمونه‌ها، انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی دارد.

در روابط (۲۳ و ۲۲)، K سختی اولیه دیوار بنایی کلاف‌دار، V ظرفیت برشی دیوار بنایی کلاف‌دار، $\sum l_i$ مجموع طول کلاف‌های میانی، p مجموع طول کلاف‌های پیرامونی دیوار است. K_{co} و V_{co} نیز به ترتیب سختی و ظرفیت برشی دیوار بنایی کلاف‌دار در حضور کلاف‌های میانی در داخل دیوار بنایی است.

۳-۸- بارگذاری ثقیل

نرم‌افزار SeismoStruct، مکانیزم رفتاری دیوار بنایی را همانند دیوار میان‌قاب تعریف می‌کند. در نتیجه سختی و مقاومت میان‌قاب، بعد از اعمال بارهای ثقیل در نظر گرفته می‌شود. مطابق دستورالعمل نرم‌افزار Seismo-Struct [۲۵]، برای اینکه دیوار بنایی نیز در تحمل بار ثقیل سهیم باشد، بار ثقیل را باید به صورت بار نقطه‌ای به گره‌های المان infill اعمال کرد.

۴- اعتبارسنجی و ارزیابی روش مدل‌سازی

جهت دستیابی به یک مدل‌سازی عددی جامع، بایستی علاوه بر صحت‌سنجی روش مدل‌سازی استفاده شده برای دیوارهای بنایی کلاف‌دار بدون بازشو، برای دیوار بنایی کلاف‌دار دارای بازشو نیز این فرآیند تکرار شود. در گام اول، سعی بر مدل کردن دیوارهای آجری آزمایش شده در ایران می‌باشد. سپس، مدل‌سازی اتخاذ شده، برای دیوارهای آجری کلاف‌دار بدون بازشو و دارای بازشو آزمایش شده در خارج از کشور نیز مورد بررسی قرار می‌گیرد. در نهایت، بر اساس پاسخ آزمایشگاهی یک نمونه ساختمان آجری کلاف‌دار آزمایش شده در ایران، اعتبار این روش برای مدل‌سازی عددی ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار نیز بررسی می‌گردد.

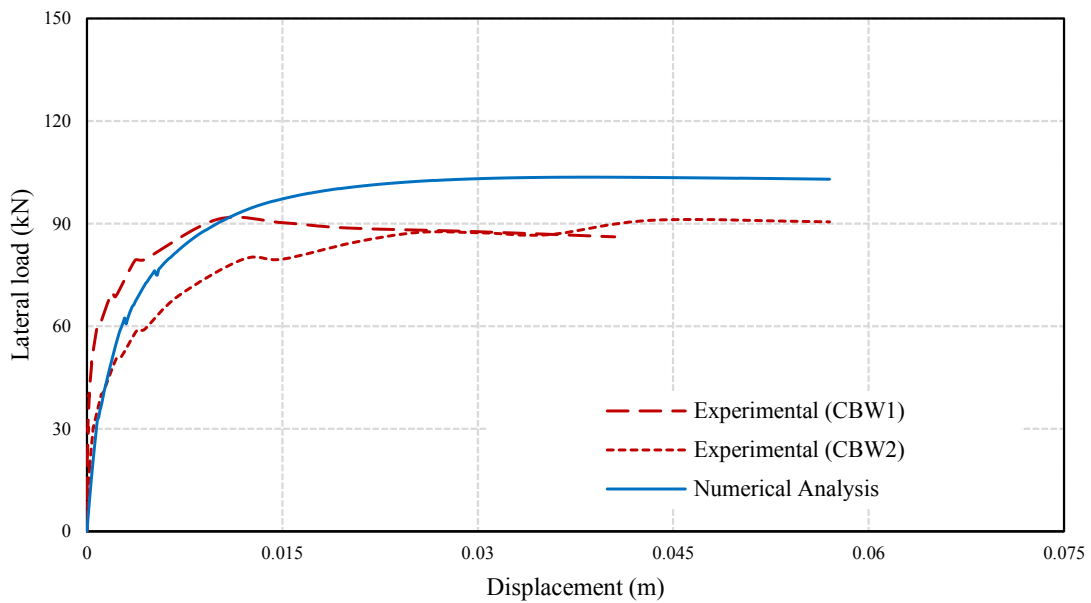
۴-۱- دیوار آجری کلاف‌دار بدون بازشو

نمونه‌های مورد مطالعه در این بخش، دو نمونه دیوار آجری کلاف‌دار مشابه بدون بازشوی CBW1 و CBW2 است که توسط تسنیمی [۴۵] در ابعاد هندسی به ارتفاع دو متر، طول سه متر و ضخامت ۲۲ سانتی‌متر آزمایش شده‌اند. ابعاد کلاف‌های قائم و افقی نیز، ۲۲×۲۰ سانتی‌متر با جزئیات میلگرد گذاری ۴ میلگرد طولی صاف نمره ۸ در چهار گوشه مقطع و میلگردهای عرضی صاف نمره ۴ می‌باشند. در آجرچینی دیوار، از آجرهای رسی توپر تمام مقیاس و ملات بنایی با نسبت حجمی سیمان به ماسه ۱:۶ استفاده شده است. بارگذاری جانبی به صورت دوره‌ای (رفت و برگشتی) شبه استاتیکی بوده و با استفاده از دو جک فشاری در طرفین دیوار به دو

جدول ۴. مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی دیوارهای آجری کلافدار آزمایش شده توسط تسنیمی [۴۶]

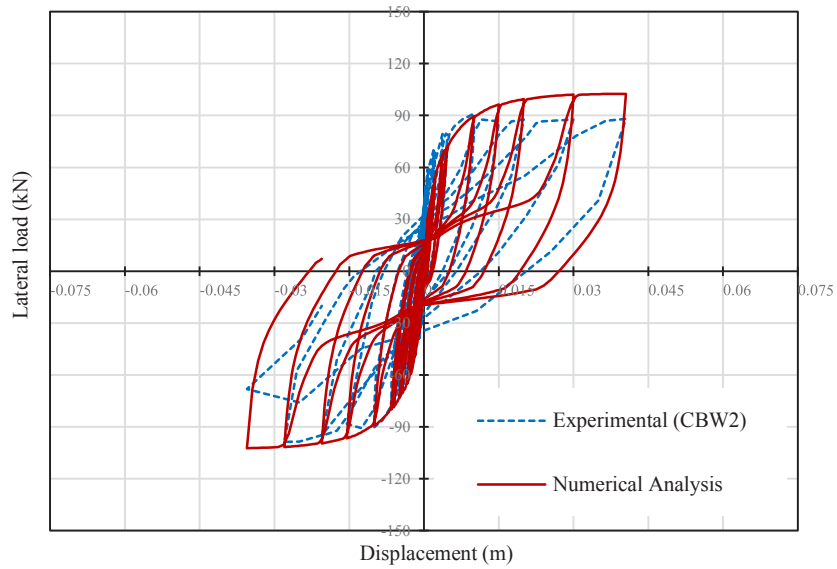
Table 4. Mechanical properties of materials used in the confined brick walls tested by Tasnimi [46]

مقدار	مشخصات مکانیکی
۱۴/۲۲ MPa	مقاومت فشاری واحد بتایی
۵/۷ MPa	مقاومت فشاری ملات
۱۳۷۱/۴۴ MPa	متوسط مدول ارتجاعی منشور بتایی
۰/۲۱۳ MPa	متوسط مقاومت چسبندگی برشی بتایی
۰/۵۱۸	ضریب اصطکاک داخلی بتایی
۳۰۳/۶ MPa	متوسط تنش تسلیم میلگردهای طولی
۲۷/۷ MPa	مقاومت فشاری بتن کلافهای نمونه CBW1
۲۶/۸ MPa	مقاومت فشاری بتن کلافهای نمونه CBW2



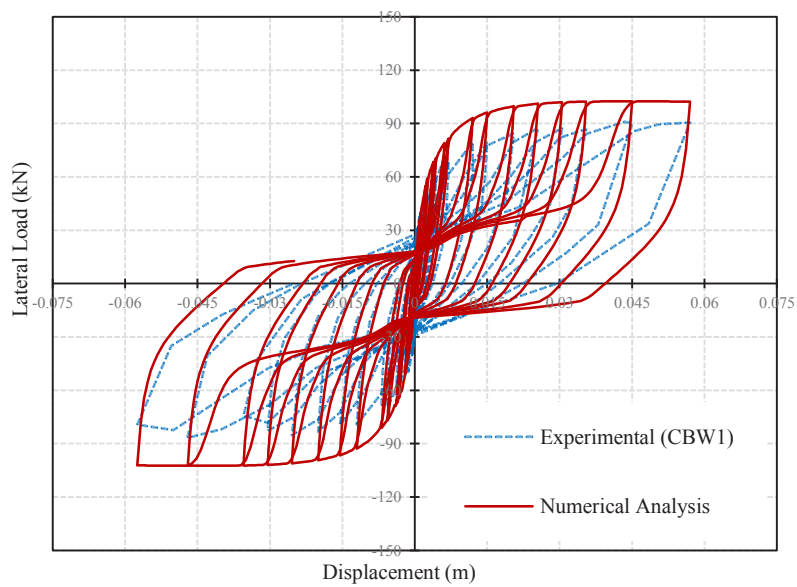
شکل ۸. مقایسه منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمونه‌های CBW1 و CBW2

Fig. 8. Comparison of laboratory capacity curves and numerical analysis for CBW1 and CBW2



الف) نمونه CBW1

(a) Wall CBW1

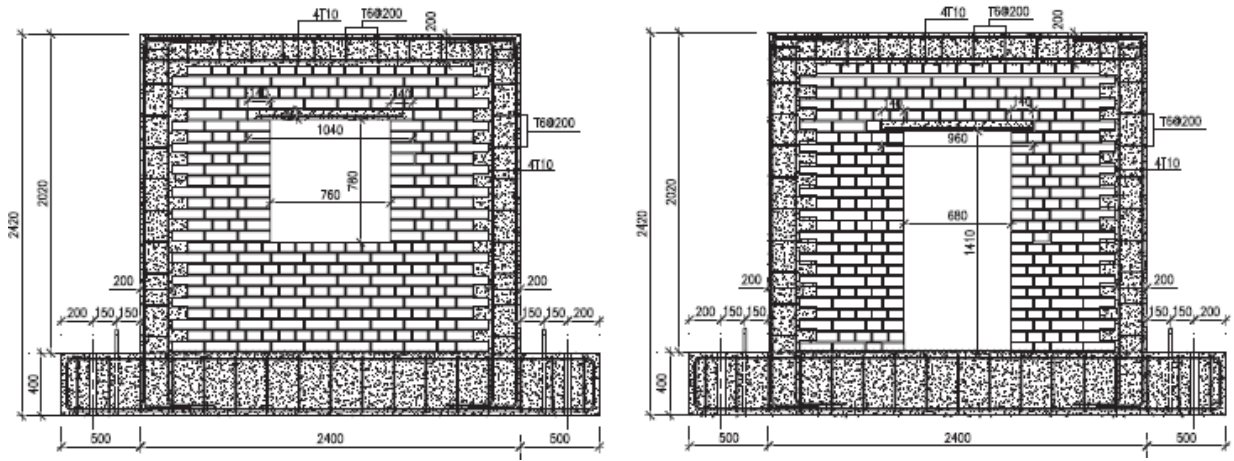


ب) نمونه CBW2

(b) Wall CBW2

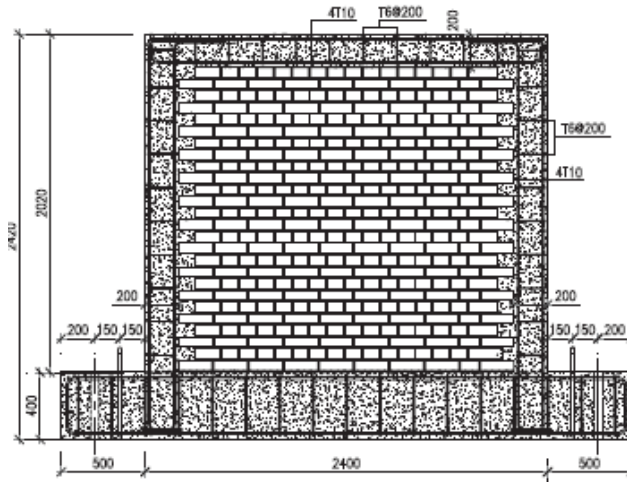
شکل ۹. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمونه‌های CBW1 و CBW2

Fig. 9. Comparison of laboratory hysteresis curves and numerical analysis for CBW1 and CBW2



CLY-P-W نمونه‌ی (ب)
(b) Wall CLY-P-W

CLY-P-D نمونه‌ی (الف)
(a) Wall CLY-P-D



CLY-S-CTRL نمونه‌ی (ج)
(c) Wall CLY-S-CTRL

شکل ۱۰. جزئیات نمونه دیوارهای آجری کلاف‌دار فاقد کلاف میانی [۴۷]

Fig. 10. details of the confined brick walls without middle tie [47]

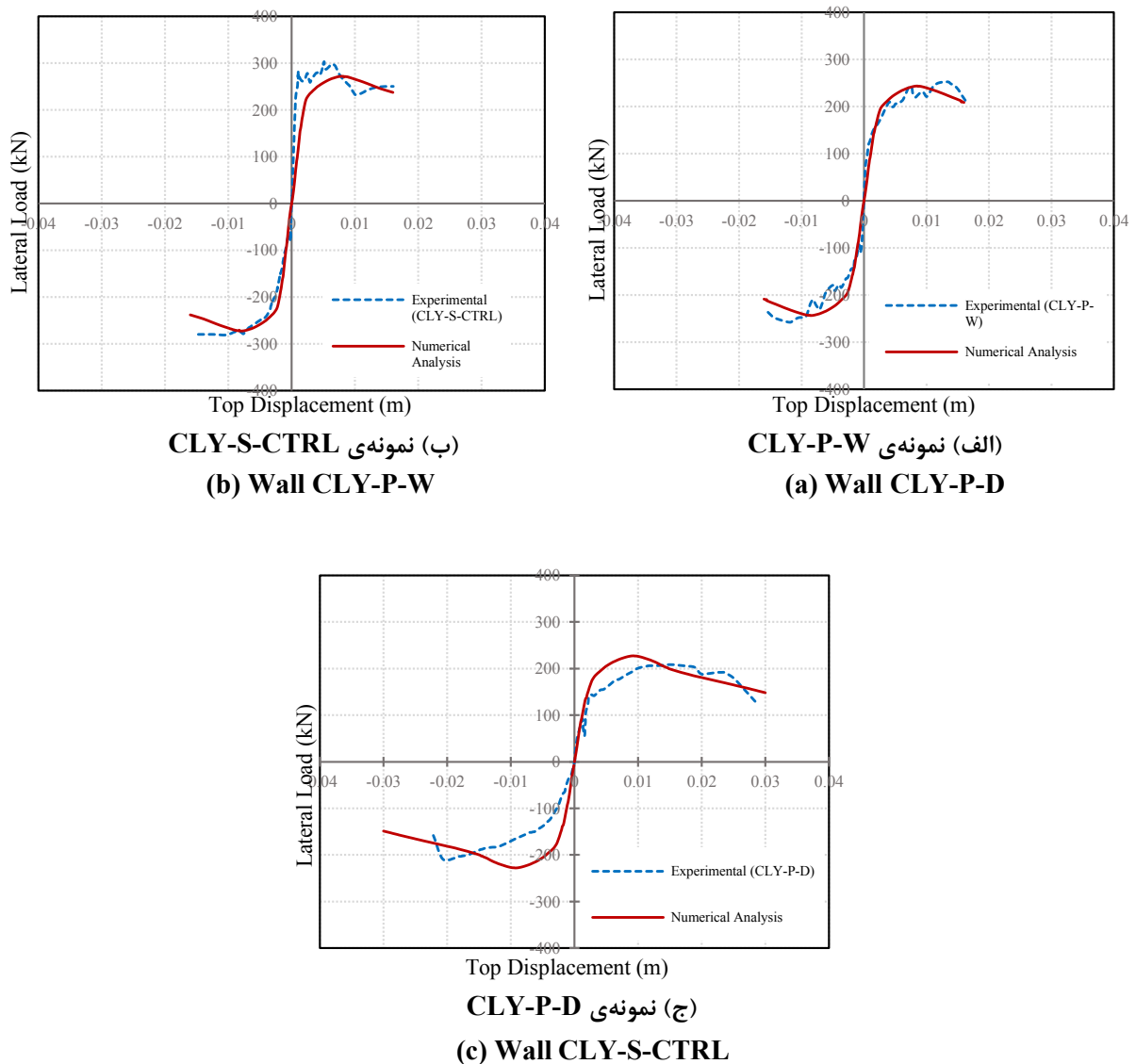
یک عدد دیوار آجری رسی کلاف‌دار توپر (CLY-S-CTRL) هستند که توسط الیاسیتی و همکاران [۴۷] آزمایش شده‌اند. هر سه نمونه مورد بررسی در مقیاس ۴:۵ تحت بارگذاری ثقلی و جانبی تغییر مکان-کنترل آزمایش شده‌اند. ضخامت هر سه نمونه دیوار ۲۰ سانتی‌متر است. مکانیزم گسیختگی در نمونه‌ها به صورت شکست برشی از نوع کشش قطری در دیوار و شکست برشی در کلاف‌های قائم گزارش شده است. مشخصات مکانیکی آزمایشگاهی مصالح مصرفی این نمونه‌ها مطابق جدول ۵ است.

۴-۲- دیوار آجری کلاف‌دار دارای بازشو

نمونه دیوارهای آجری کلاف‌دار دارای بازشو در این قسمت شامل دو دسته‌ی با و بدون کلاف حول بازشو می‌باشند.

(الف) نمونه‌های بدون کلاف حول بازشو (فاقد کلاف میانی)

نمونه‌های مورد بررسی مطابق شکل ۱۰ شامل یک دیوار دارای بازشوی پنجره (CLY-P-W)، یک دیوار دارای بازشوی درب (CLY-P-D) و



شکل ۱۱. مقایسه منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمونه‌های CLY-P-D و CLY-S-CTRL، CLY-P-W

Fig. 11. Comparison of laboratory capacity curves and numerical analysis of CLY-S-CTRL, CLY-P-W and CLY-P-D wall

منحنی آزمایشگاهی و عددی در جهت منفی کمی زیاد است. کاهش سختی دیوار آزمایشگاهی در جهت منفی نسبت به مقدار آن در جهت مثبت - که منجر به عدم تقارن شاخه‌های منحنی ظرفیت شده است - را می‌توان ناشی از ترک خوردگی نامتقارن جرزهای بنایی کنار بازشو دانست؛ پدیده‌ای که به کرات در آزمایش چرخه‌ای دیوارهای بنایی مشاهده می‌شود. شاپان ذکر است که در مرجع [۴۷] نتایج مدل‌سازی میکرو و تحلیل غیرخطی این نمونه‌ها به روش اجزاء محدود نیز داده شده است و همین اختلاف‌ها در آن‌ها نیز مشاهده می‌شود.

پس از مدل‌سازی عددی نمونه‌ها و تحلیل استاتیکی غیرخطی آن‌ها، نتایج نیرو-تغییر مکان به دست آمده با پاسخ‌های آزمایشگاهی نمونه‌ها، مطابق شکل ۱۱ به تفکیک هر نمونه با یکدیگر مقایسه شده است.

همان گونه که در شکل ۱۱ نمایان است، نتایج عددی تطابق خوبی با داده‌های آزمایشگاهی دارند و مدل دستک معادل مورد نظر، رفتار کلی دو نمونه دیوار آجری کلاف‌دار دارای بازشو و نمونه دیوار آجری کلاف‌دار توپر را با دقت قابل قبولی پیش‌بینی کرده است. البته در مورد نمونه دارای بازشوی درب، اختلاف

جدول ۵. مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی نمونه‌های فاقد کلاف میانی [۴۷]

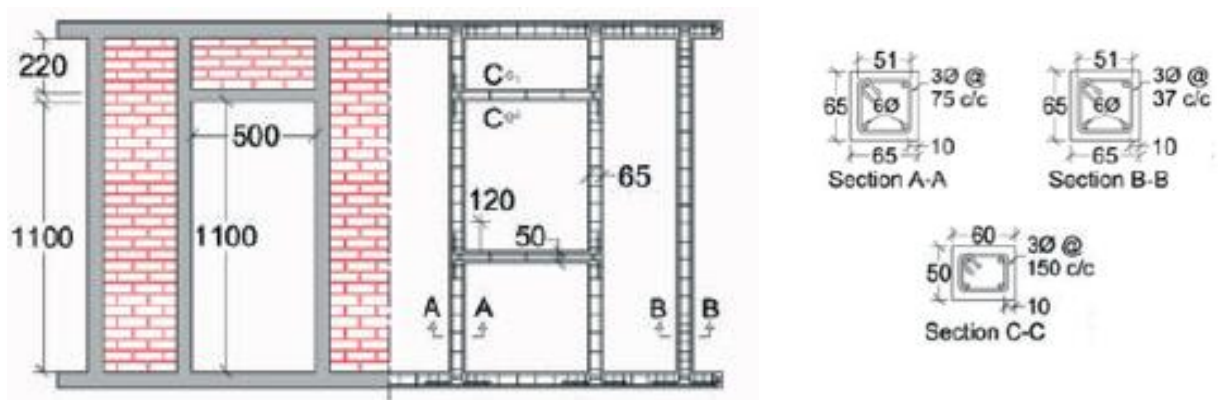
Table 5. Mechanical properties of materials used in the confined brick walls without middle tie [47]

مقدار	مشخصات مکانیکی
۰/۷۹ MPa	متوسط مقاومت کششی بنایی از آزمایش فشار قطری
۳۱۳۵ MPa*	متوسط مدول ارتجاعی منشور بنایی
۳۶۰ MPa	تنش تسلیم میلگردهای طولی
۲۵/۴ MPa	متوسط مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن کلاف
* با استفاده از FEMA306	

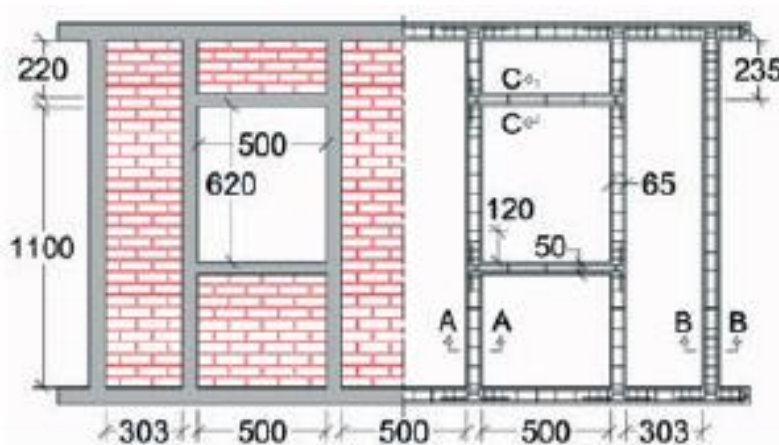
جدول ۶. مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی نمونه‌های سینگال و رای [۱۰]

Table 6. Mechanical properties of materials used in the walls by Singal and Rai [10]

مقدار	مشخصات مکانیکی
۳۸* MPa	متوسط مقاومت فشاری آجرها
۳/۸** MPa	متوسط مقاومت کششی آجرها
۲۸۵۴ MPa	مدول الاستیک منشور بنایی، نمونه SC-O2WB
۳۹۲۷ MPa	مدول الاستیک منشور بنایی، نمونه SC-ODWB
۴۲۶ MPa	متوسط تنش تسلیم میلگردهای طولی
۳۰/۳ MPa	مقاومت فشاری بتن کلاف‌های نمونه SC-O2WB
۳۴/۱ MPa	مقاومت فشاری بتن کلاف‌های نمونه SC-ODWB
* بر اساس سینگال و رای (۲۰۱۳) [۵۰]	
** بر اساس کریسافولی (۱۹۹۷) [۱۷]	



الف) نمونه‌ی SC-OdWB



ب) نمونه‌ی SC-O2WB

شکل ۱۲. جزئیات نمونه دیوارهای آجری کلاف‌دار دارای کلاف میانی [۱۰]

Fig. 12. details of the confined brick walls with middle tie [10]

مرحله‌ای آزمایش شده‌اند. مکانیزم اعمال بارگذاری جانبی بدین صورت بوده که بارگذاری چرخه‌ای درون صفحه‌ای شبه‌استاتیکی جانبی با استفاده از یک جک هیدرولیکی تغییر مکان-کنترل به یک انتهای کلاف بالای دیوار اعمال شده است. این مکانیزم بارگذاری، همراه با اعمال بار ثقلی گسترده 0.1 MPa روی کلاف افقی دیوار بوده است. مکانیزم گسیختگی درون صفحه‌ای این نمونه‌ها به صورت شروع ترک خوردگی‌های برش لغزشی دیوار در سیکل‌های ابتدایی و سپس نفوذ ترک خوردگی‌ها به کلاف‌های بتن آر مه

ب) نمونه‌های دارای کلاف‌های افقی و قائم سرتاسری حول بازشو (دارای کلاف میانی)

نمونه‌های مورد بررسی در این بخش، دو نمونه دیوار آجری کلاف‌دار دارای بازشو آزمایش شده توسط سینگال و رای [۱۰] با دو پیکربندی مختلف مطابق شکل ۱۲ می‌باشند. در اجرای دیوارها از آجر رسی توپر و ملات ماسه آهک سیمان با نسبت حجمی ۱:۱:۶ (ماسه:آهک:سیمان) استفاده شده است. نمونه‌ها تحت بارگذاری رفت و برگشتی جانبی و بار ثقلی دائمی چند

در سیکل‌های بعدی بوده است. مشخصات مکانیکی آزمایشگاهی مصالح مصرفی نمونه‌ها در جدول ۶ ذکر شده است.

از آنجا که رابطه (۲۱) برای بازشوی تک میانی و روابط (۲۲ و ۲۳) نیز برای توزیع متقارن کلاف‌های میانی به طور جداگانه توسعه یافته‌اند، بنابراین استفاده هم‌زمان از آن‌ها برای اصلاح مساحت دستک قطری معادل می‌تواند با تقریب همراه باشد و موجب کاهش دقت تحلیل گردد. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و نتایج آزمایشگاهی این نمونه‌ها به تفکیک در شکل ۱۳ با همدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به این شکل ملاحظه می‌گردد که مدل مورد استفاده، برآورد خوبی از سختی و مقاومت نمونه‌ها به دست می‌دهد. نسبت ظرفیت مدل عددی به ظرفیت آزمایشگاهی در این دو نمونه متقارن و غیرمتقارن به ترتیب برابر با ۰/۸۶ و ۰/۹۵ است که با توجه به پیچیدگی‌های دیوارهای بتّایی کلاف‌دار، دقت خیلی خوبی برای یک مدل ماکرو محسوب می‌شود. البته شایان ذکر است که شاخه نزولی منحنی ظرفیت عددی نمونه‌ها با نتایج آزمایش اختلاف دارد. به نظر می‌رسد که این اختلاف به علت ایجاد دستک‌های مورب ثانویه پس از شکست دستک‌های معادل اولیه در دیوار کلاف‌دار چند پانلی متقارن آزمایش شده باشد؛ در حالی که این موضوع در مدل عددی پیش‌بینی نشده است. در ضمن، باید به این نکته مهم اشاره نمود که دیوار بتّایی با کلاف میانی در واقع از چند زیر پانل با ابعاد کوچک تشکیل شده است و مدل‌سازی سیستم صرفاً با دو دستک مورب کلی می‌تواند با تقریب‌هایی همراه باشد. در هر حال، انجام مطالعات بیشتر برای بهبود مدل مورد بررسی در تحلیل دیوارهای دارای کلاف میانی ضروری است. با این اوصاف، مطابق شکل ۱۳ مشاهده می‌شود که نتایج عددی حاصل شده انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی جهت پیش‌بینی رفتار کلی نمونه دارند.

۴-۳- ساختمان آجری کلاف‌دار

در این بخش جهت صحت‌سنجی روش مدل‌سازی و تکنیک‌های به کار گرفته شده در یک حالت جامع‌تر، یک نمونه ساختمان آجری کلاف‌دار مورد بررسی قرار می‌گیرد. نمونه مورد نظر در هر طبقه دارای یک اتاق است و در مقیاس ۱:۲ توسط حاج اسماعیلی [۴۶] تحت بارگذاری جانبی دوره‌ای نیرو- تغییر مکان کنترل آزمایش شده است. توزیع نیروی رفت و برگشتی جانبی به شکل مثلی بوده که توسط جک‌های هیدرولیکی فشاری در دو طرف سقف‌ها به طبقات اول و دوم با نسبت ۰/۶ در هر دوره اعمال شده است. نقشه معماری این ساختمان که مطابق با دستورات استاندارد ۲۸۰۰

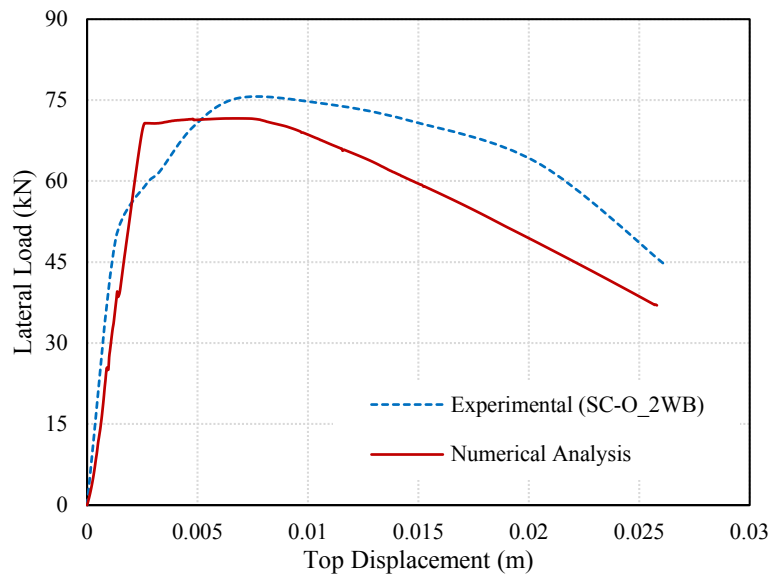
ویرایش سوم [۴۸] بوده در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

در دیوارهای طولی در طبقه اول دو بازشوی درب و پنجره و در طبقه بالا دو بازشوی پنجره وجود دارد؛ ولی در دیوارهای عرضی بازشو وجود ندارد. پنجره‌ها و درب به ترتیب در ابعاد: $۰/۷۵\text{ m} \times ۰/۷۵\text{ m}$ و $۱/۳۷۵\text{ m} \times ۰/۵$ اجرا شده‌اند. نسبت مجموع سطح بازشوها به سطح دیوار حدوداً ۰/۳۰ و ضخامت دیوارها ۱۷/۵ سانتی‌متر است. کلاف‌های قائم اطراف دیوارها به ابعاد: $۱۲/۵\text{ m} \times ۱۲/۵\text{ m}$ بوده و دارای تعداد چهار میلگرد طولی صاف نمره ۸ در چهار گوشه مقطع و میلگردهای عرضی صاف نمره ۳ می‌باشند. سقف‌های اجرا شده در این نمونه آزمایشگاهی از نوع طاق ضربی بوده و ۱۵۰ kgf/m^2 وزن دارند. با احتساب وزن واحد سیستم کف، کل بارگذاری ثقلی اعمالی به کف‌ها حدوداً ۱۰۰۰ kgf است. مشخصات مکانیکی و آزمایشگاهی مصالح مصرفی این نمونه ساختمان آجری در جدول ۷ ذکر شده است.

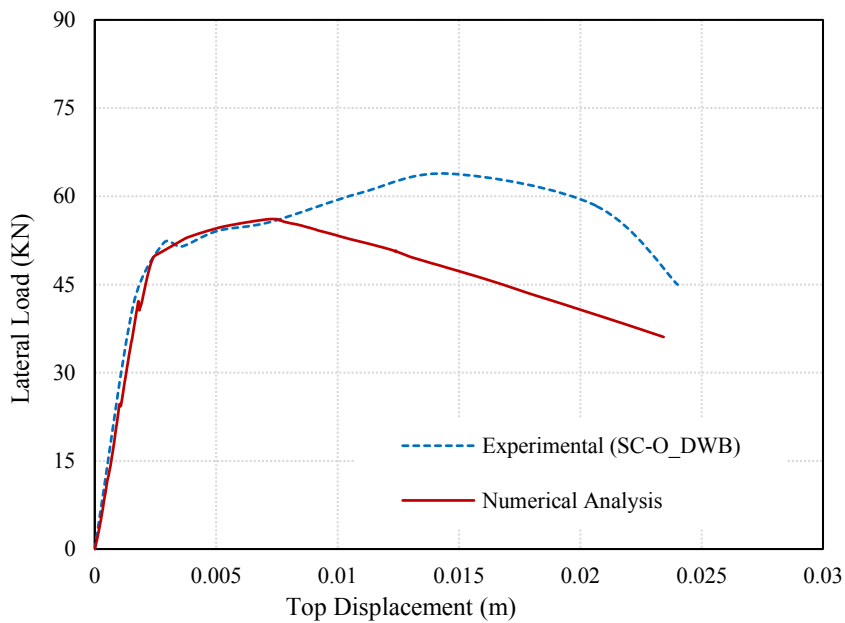
مدل‌سازی عددی این نمونه ساختمان با فرض رفتار صلب برای سیستم سقف و حالت شکست برش لغزش قطری که در آزمایش حاکم شده، انجام شده است. در ادامه، نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و استاتیکی چرخه‌ای حاصل از مدل‌سازی در قالب شکل‌های ۱۵ و ۱۶ جهت مقایسه با پاسخ آزمایش ترسیم شده‌اند. فرض‌های به کار رفته در مدل‌سازی عددی این قسمت نیز مشابه با دیوارهای بتّایی کلاف‌دار می‌باشد.

لازم به ذکر است که عدم تقارن بازشوه‌های دو طرف دیوار طبقه اول مطابق شکل ۱۴، مکانیزم گسیختگی محتمل و رفتار کلی نمونه را تحت تاثیر خود قرار می‌دهد. حال با توجه به اینکه در مدل پیشنهادی، فقط اثر وجود بازشوها در پارامترهای مرتبط با مقاومت فشاری و سختی دستک فشاری اعمال می‌شود و اثر عدم تقارن منظور نمی‌شود، امکان ایجاد کمی اختلاف بین نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی دور از ذهن نیست. با این تفاسیر با توجه به اشکال ۱۵ و ۱۶ می‌توان گفت نتایج عددی حاصل شده انطباق قابل قبولی با نتایج آزمایشگاهی جهت پیش‌بینی رفتار کلی نمونه دارند.

بنابراین، ملاحظه می‌گردد که روش دستک معادل مورد بررسی در این تحقیق را می‌توان برای تحلیل استاتیکی چرخه‌ای سریع دیوارها و همچنین ساختمان‌های بتّایی کلاف‌دار مورد استفاده قرار داد. در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان (DDBD) سازه‌ها، اولین و مهم‌ترین مرحله از تبدیل یک سیستم چند درجه آزادی به سیستم یک درجه آزادی معادل، تخمین پروفیل تغییر مکان جانبی ساختمان است. لذا، از مدل مورد بررسی در این مطالعه می‌توان برای برآورد پروفیل تغییر مکان جانبی ساختمان‌های بتّایی



الف) نمونه‌ی SC-ODWB
(a) Wall SC-ODWB



ب) نمونه‌ی SC-O₂WB
(b) Wall SC-O₂WB

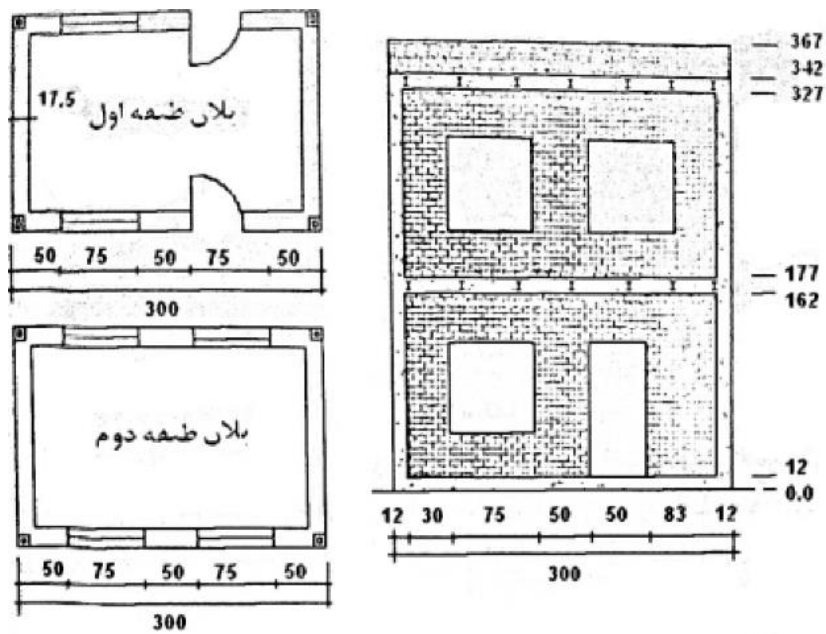
شکل ۱۳. مقایسه منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمونه‌های SC-ODWB و SC-O₂WB

Fig. 13. Comparison of laboratory capacity curves and numerical analysis of SC-ODWB and SC-O₂WB wall

جدول ۷. مشخصات مکانیکی مصالح مصرفی نمونه ساختمان آجری کلافدار [۴۹]

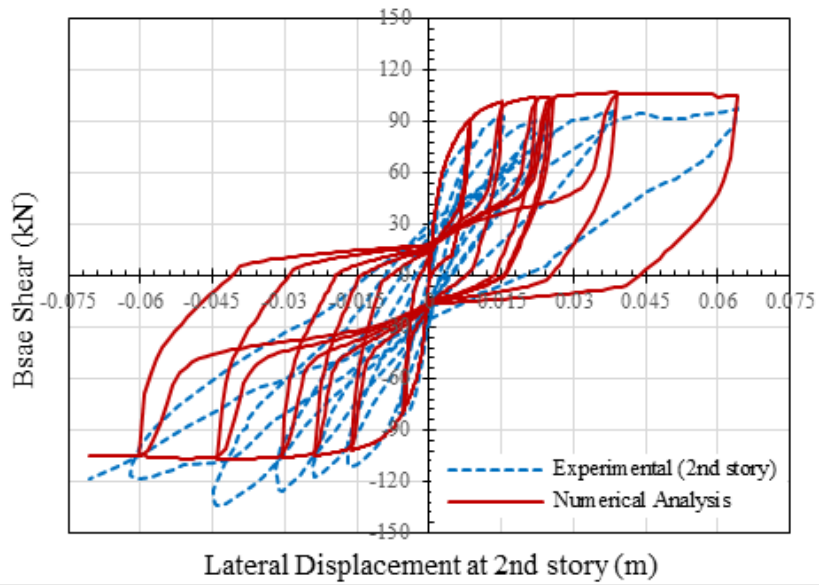
Table 7. Mechanical properties of materials used in the confined brick building [49]

مقدار	مشخصات مکانیکی
۱۰۶۹/۶۰ MPa	متوسط مدول الاستیسیته منشور بتّایی
۰/۲۱۳ MPa	متوسط مقاومت چسبندگی برشی بتّایی
۰/۵۱۸	ضریب اصطکاک داخلی بتّایی
۲۵۶/۶۰ MPa	متوسط تنش تسلیم میلگردهای طولی
۲۵/۴۰ MPa	متوسط مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن کلافها

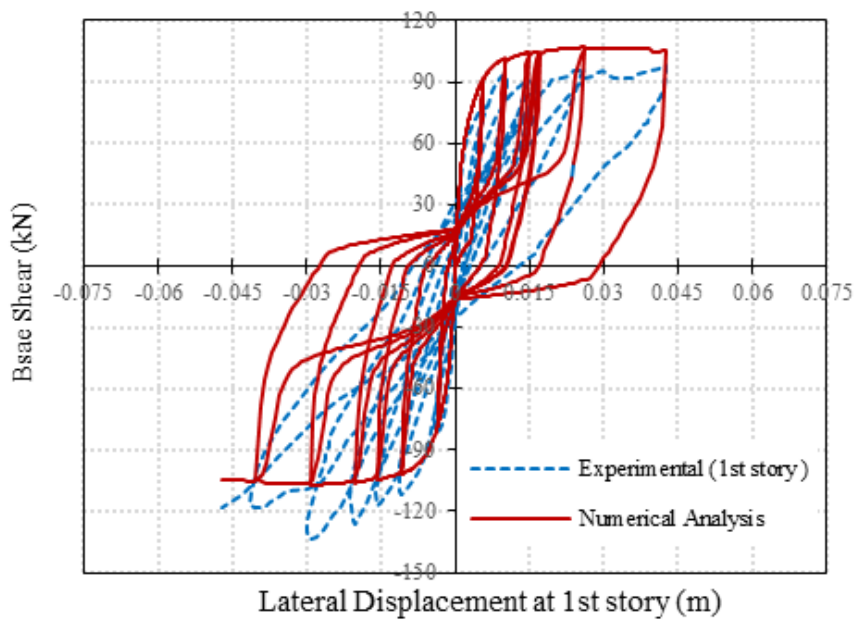


شکل ۱۴. جزئیات نمونه ساختمان آجری کلافدار [۴۹]

Fig. 14. details of the confined brick building [49]



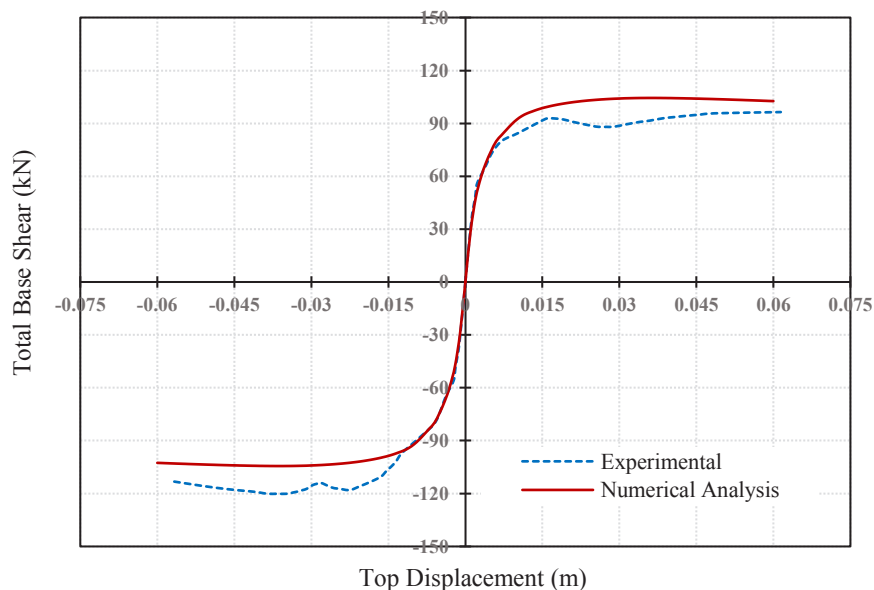
(الف) طبقه اول
(a) 1st story



(ب) طبقه دوم
(b) 2nd story

شکل ۱۵. مقایسه منحنی‌های هیستریزیس آزمایشگاهی و تحلیل عددی نمونه ساختمان آجری کلافدار

Fig. 15. Comparison of laboratory hysteresis curves and numerical analysis of the confined brick building



شکل ۱۶. مقایسه منحنی‌های ظرفیت آزمایشگاهی و عددی نمونه ساختمان آجری کلاف‌دار

Fig. 16. Comparison of laboratory capacity curves and numerical analysis of the confined brick building

بررسی قرار گرفت. نتایج تحلیل دیوارها و ساختمان بنایی سه بعدی کلاف‌دار نشان می‌دهد که مدل کریسافولی با اصلاحات پیشنهادی در این تحقیق، قادر به پیش‌بینی رفتار کلی نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق است. نسبت ظرفیت مدل عددی به ظرفیت آزمایشگاهی در نمونه‌ها بین ۰/۸۶ تا ۱/۱۴ متغیر است؛ که با توجه به پیچیدگی‌های دیوارهای بنایی کلاف‌دار، دقت خوبی برای یک مدل ماکروی ساده شده محسوب می‌شود. البته شایان ذکر است که در مورد نمونه‌های دارای کلاف میانی، شاخه نزولی منحنی ظرفیت عددی نمونه‌ها با نتایج آزمایش اختلاف دارد. به نظر می‌رسد که این اختلاف به علت ایجاد دستک‌های مورب ثانویه پس از شکست دستک‌های معادل اولیه در دیوارهای کلاف‌دار چند پانلی باشد. در ضمن، باید به این نکته مهم اشاره نمود که دیوار بنایی با کلاف میانی در واقع از چند زیر پانل با ابعاد کوچک تشکیل شده است و مدل‌سازی سیستم صرفاً با دو دستک مورب کلی - بسته به تعداد و ابعاد هندسی زیرپانل‌ها - می‌تواند با تقریب‌هایی همراه باشد. در هر حال، انجام مطالعات بیشتر برای بهبود مدل مورد بررسی در تحلیل دیوارهای دارای کلاف میانی ضروری است. در مورد دیوارهای کلاف‌دار دارای بازشو ملاحظه گردید که اعمال کردن مستقیم اثر کاهش مقاومت و سختی اولیه به دلیل وجود بازشو (در پارامتر مقاومت فشاری و پارامتر کرنش نظیر تنش حداکثر دستک‌های فشار) با استفاده از رابطه

کلاف‌دار سه‌بعدی با توجه به چیدمان واقعی دیوارها و سیستم کلاف‌بندی در هر جهت استفاده نمود و در نهایت با اعمال مراحل گام به گام روش DDBD، ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار را نیز به روش عملکردی تحلیل و طراحی نمود. اصلاحات مورد نیاز برای طراحی عملکردی ساختمان‌های بنایی کلاف‌دار به روش تغییر مکان در مرجع [۲۷] ارائه شده است.

۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با مرور روش‌ها و مدل‌های ماکروی ارائه شده در ادبیات فنی در زمینه تحلیل ساختمان‌های بنایی و قاب‌های میان‌پر، و با عنایت به تشابه رفتاری دیوارهای بنایی کلاف‌دار و دیوارهای بنایی محصور در داخل قاب‌های بتنی، مدل ماکروی میان‌قاب کریسافولی انتخاب گردید. بررسی نتایج آزمایشگاهی انجام شده بر روی دیوارهای بنایی کلاف‌دار نشان می‌دهد که از بین مودهای شکست میان‌قاب‌های بنایی، غالباً فقط دو مود شکست برش لغزشی قطری و کشش قطری در این قبیل دیوارها اتفاق می‌افتد. لذا، با استفاده از روابط موجود برای دیوارهای بنایی کلاف‌دار، مشخصات و پارامترهای روش مدل ماکروی مورد نظر که مبتنی بر روش دستک معادل است برای تحلیل دیوارهای بنایی کلاف‌دار (با و بدون بازشو) و همچنین دیوارهای کلاف‌دار با کلاف‌های میانی در اطراف بازشوها اصلاح و مورد

- (2014), 52–67.
- [9] K. V Ghaisas, D. Basu, S. Brzev, J.J.P. Gavilán, Strut-and-Tie Model for seismic design of confined masonry buildings, *Constr. Build. Mater.*, 147 (2017), 677–700.
- [10] V. Singhal, D.C. Rai, In-plane and out-of-plane behavior of confined masonry walls for various toothing and openings details and prediction of their strength and stiffness, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 45 (2016), 2551–2569.
- [11] J. Yacila, G. Camata, J. Salsavilca, N. Tarque, Pushover analysis of confined masonry walls using a 3D macro-modelling approach, *Eng. Struct.*, 201 (2019), 109731.
- [12] A. Ahmed, K. Shahzada, S.M. Ali, A.N. Khan, S.A.A. Shah, Confined and unreinforced masonry structures in seismic areas: Validation of macro models and cost analysis, *Eng. Struct.*, 199 (2019), 109612.
- [13] A. Ahmed, K. Shahzada, Seismic vulnerability assessment of confined masonry structures by macro-modeling approach, in: *Structures*, Elsevier, 2020: pp. 639–649.
- [14] R. Marques, J.M. Pereira, P.B. Lourenço, Lateral in-plane seismic response of confined masonry walls: From numerical to backbone models, *Eng. Struct.*, 221 (2020), 111098.
- [15] R.J. Mainstone, On the stiffness and strengths of infilled frames.” *Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Supplement IV*, (1971), pp 57-90.
- [16] Federal Emergency Management Agency (FEMA), *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Report No FEMA 356, Washington, DC Fed. Emerg. Manag. Agency, 7 (2000).
- [17] F.J. Crisafulli, *Seismic behaviour of reinforced concrete structures with masonry infills (Doctoral dissertation)*, University of Canterbury, New Zealand, 1997.
- [18] P.B. Lourenço, *Computational Strategies for Masonry Structures Delft University (Doctoral dissertation)*, Tese de Doutorado, 1996.
- [19] S. V Polyakov, On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall, *Transl. Earthq. Eng. Earthq. Eng. Res.*
- مطرح شده توسط الچار، رویکردی مناسب و ساده جهت پیش‌بینی پاسخ کلی دیوارهای بت‌آبی کلاف‌دار دارای بازشو است.
- در نهایت به نظر می‌رسد که استفاده از روش مدل ماکروی دستک معادل اصلاح شده در این پژوهش می‌تواند برای تحلیل استاتیکی چرخه‌ای سریع دیوارها ساختمان‌های بت‌آبی کلاف‌دار که سازش بین دقت و کارایی لازم است و همچنین کاربردهای طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد مناسب باشد. البته لازم است برای افزایش دقت روش مورد استفاده، مقادیر پارامترهای انتخابی به کمک نتایج آزمایشگاهی بیشتر و روش‌های آماری جامع‌تری، مورد بررسی قرار گرفته و تصحیح و تدقیق شوند.

منابع

- [1] M. Yekrangnia, A. Bakhshi, M.A. Ghannad, Force-displacement model for solid confined masonry walls with shear-dominated failure mode, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 46 (2017), 2209–2234.
- [2] L.E. Flores, S.M. Alcocer, Calculated response of confined masonry structures, *11th World Conf. Earthq. Eng.*, (1996).
- [3] M. Tomaževič, I. Klemenc, Seismic behaviour of confined masonry walls, *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, 26 (1997), 1059–1071.
- [4] A. Bourzam, T. Goto, M. Miyajima, Shear capacity prediction of confined masonry walls subjected to cyclic lateral loading, *Doboku Gakkai Ronbunshuu A*, 64 (2008), 692–704.
- [5] Z. Riahi, K.J. Elwood, S.M. Alcocer, Backbone model for confined masonry walls for performance-based seismic design, *J. Struct. Eng.*, 135 (2009), 644–654.
- [6] D. Tripathy, V. Singhal, Estimation of in-plane shear capacity of confined masonry walls with and without openings using strut-and-tie analysis, *Eng. Struct.*, 188 (2019), 290–304.
- [7] R. Marques, P.B. Lourenço, A model for pushover analysis of confined masonry structures: implementation and validation, *Bull. Earthq. Eng.*, 11 (2013), 2133–2150.
- [8] R. Marques, P.B. Lourenço, Unreinforced and confined masonry buildings in seismic regions: Validation of macro-element models and cost analysis, *Eng. Struct.*, 64

- characteristics of clay brick masonry under uniaxial compression, *J. Mater. Civ. Eng.*, 19 (2007) 728–739.
- [32] A.A. Hamid, R.G. Drysdale, Proposed failure criteria for brick masonry under combined stresses, in: *Proc. 2nd North. Am. Mason. Conf. Held Univ. Maryland, Md, 9-11 August, 1982*. Ed. by D. W. Vannoy J. Colville. Denver, Color. Mason. Soc. 1982. Pap. 9, 1982.
- [33] H.R. Ganz, B. Thürlimann, Shear design of masonry walls, in: *New Anal. Tech. Struct. Mason.*, ASCE, 1985: pp. 56–70.
- [34] F.S. Fonseca, P.B. Dillon, Analysis of masonry shear walls using strut-and-ties models, 13TH Can. Mason. Symp., (2017).
- [35] L. Liu, D. Tang, X. Zhai, Failure criteria for grouted concrete block masonry under biaxial compression, *Adv. Struct. Eng.*, 9 (2006) 229–239.
- [36] L.D. Decanini, G.E. Fantin, Modelos simplificados de la mampostería incluida en porticos, *Caracter. Stiffness Resist. Lateral En Estado Limite. Jornadas Argentinas Ing. Estructural*, 2 (1986) 817–836.
- [37] B.S. Smith, Behavior of square infilled frames, *J. Struct. Div.*, 92 (1966) 381–404.
- [38] S.H. Bertoldi, L.D. Decanini, C. Gavarini, Telai tamponati soggetti ad azioni sismiche, un modello semplificato: confronto sperimentale e numerico, *Atti Del*, 6 (1993) 815–824.
- [39] W. Mann, H. Muller, Failure of shear-stressed masonry An enlarged theory, tests and application to shear walls, in: *Proc. Br. Ceram. Soc.*, 1982: p. 223.
- [40] A.W. Hendry, *Structural masonry*, Macmillan International Higher Education, London, 1998.
- [41] E. Smyrou, Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames, *European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School)*, Pavia, Italy, 2006.
- [42] L. Landi, P.P. Diotallevi, A. Tardini, Calibration of an equivalent strut model for the nonlinear seismic analysis of infilled RC frames, in: *15th World Conf. Earthq. Eng.*, Institute, Oakland, Calif., (1960) 36–42.
- [20] M. Holmes, Steel frames with brickwork and concrete infilling, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 19 (1961) 473–478.
- [21] B. Stafford Smith, C. Carter, A method of analysis for infilled frames, *Proc. Inst. Civ. Eng.*, 44 (1969) 31–48.
- [22] G.S. Torrisi, F.J. Crisafulli, A. Pavese, An innovative model for the in-plane nonlinear analysis of confined masonry and infilled frame structures, in: *Proc. 15th World Conf. Earthq. Eng. Sept, 2012*: pp. 24–28.
- [23] A.F. Lang, F.J. Crisafulli, G.S. Torrisi, Overview and assessment of analysis techniques for confined masonry buildings, *Proc. 10th Natl. Conf. Earthq. Eng.*, (2014).
- [24] C.A. Blandon, Implementation of an infill masonry model for seismic assessment of existing buildings, *Individ. Study, Eur. Sch. Adv. Stud. Reduct. Seism. Risk (ROSE Sch. Pavia, Italy)*, (2005).
- [25] Seismosoft Ltd., *SeismoStruct User Manual*, Seism. Inc. Support. Serv., (2016).
- [26] F.J. Crisafulli, A.J. Carr, R. Park, Analytical modelling of infilled frame structures-a general review, *Bull. Zeal. Soc. Earthq. Eng.*, 33 (2000) 30–47.
- [27] S. Yousefvand, Displacement-based seismic design of confined masonry buildings (In Persian) (Master's thesis), Malayer University, Malayer, Iran, 2019.
- [28] A. Prota, F. De Cicco, E. Cosenza, Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues, *J. Earthq. Eng.*, 13 (2009) 500–519.
- [29] Organization Management and Planning Office of Deputy for Technical Affairs Technical Criteria Codification & Earthquake Risk Reduction Affairs Bureau., *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Unreinforced Masonry Buildings- NO376 (In Persian)*, Islamic Republic of Iran, 2007.
- [30] Federal Emergency Management Agency (FEMA), (1998), "Evaluation of earthquake damaged concrete and masonry wall buildings." Report No. FEMA 306, FEMA, Washington, D.C. (1998).
- [31] H.B. Kaushik, D.C. Rai, S.K. Jain, Stress-strain

- Persian) (Master's thesis), Tarbiat Modarres University, Iran, 2001.
- [47] M. El-Diasity, H. Okail, O. Kamal, M. Said, Structural performance of confined masonry walls retrofitted using ferrocement and GFRP under in-plane cyclic loading, *Eng. Struct.*, 94 (2015) 54–69.
- [48] Building and Housing Research Center (BHRC), Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings (Standard No. 2800), 3rd Edition, Published by BHRC, PN S 374: Tehran, Iran, 2005.
- [49] A.A. Tasnimi, Behavior of confined and unconfined masonry brick buildings. Natural Disaster Research Institute of Iran: Tehran, Iran, 2005.
- 2012.
- [43] G. Al-Chaar, Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures, Engineer Research and Development Center Champaign IL Construction Engineering Research Lab, Washington, 2002.
- [44] D.C. Rai, V. Singhal, S. Paikara, D. Mukherjee, Sub-paneling of masonry walls using precast reinforced concrete elements for earthquake resistance, *Earthq. Spectra*, 30 (2014) 913–937.
- [45] A.A. Tasnimi, Behavior of brick walls recommended by Standard 2800.” Building and Housing Research Center (BHRC), PN. R-404: Tehran, Iran, 2004.
- [46] M. Hajesmaeily, An experimental investigation of brick masonry buildings subjected to lateral loading (In

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Yousefvand, A. Mohebkhah, *Cyclic Numerical Modeling of Confined Masonry Walls Using Equivalent Strut Model*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(4) (2022) 1311-1340.

DOI: 10.22060/ceej.2021.19419.7166

