

یک مدل بزرگ مقیاس خرابایی برای تحلیل غیر خطی دیوارهای بنایی

عطیه محبی امیرحسینی^۱، مسعود سلطانی محمدی^{۲*}

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه تربیت مدرس

۲- استاد دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه تربیت مدرس

msoltani@modares.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۱/۰۳/۲۵

تاریخ دریافت: ۱۴۰۰/۱۰/۲۶

چکیده

در این تحقیق یک مدل بزرگ مقیاس خرابایی برای شبیه سازی رفتار درون صفحه دیوارهای بنایی در مودهای خرابی مختلف معرفی می شود. در مدل پیشنهادی، اعضاء سازه ای بنایی به پانل های دو بعدی کوچکتر تقسیم شده سپس برای مدل سازی هر پانل، از یک سیستم خرابایی استفاده می شود. چگونگی تعیین مشخصات مربوط به هندسه، ابعاد و مدل رفتاری این المان های خرابایی با توجه به سازوکار رفتاری و مودهای خرابی داخل صفحه دیوارهای بنایی معرفی می شوند، سپس نتایج حاصل از تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی و روابط پیشنهادی آیین نامه ASCE41 در مودهای خرابی مختلف مورد ارزیابی و مقایسه قرار می گیرد. همچنین به منظور درستی آزمایی، دو نمونه دیوار محصور شده توسط دو لبه، سه نمونه دیوار با مقطع مستطیلی و یک نمونه دیوار قوسی با استفاده از مدل پیشنهادی مدل سازی شده و نتایج تحلیل عددی و آزمایشگاهی بررسی می شود. نتایج بدست آمده نشان دهنده آن است که مدل پیشنهادی در عین سادگی، قابلیت مناسبی در تخمین رفتار داخل صفحه دیوارهای بنایی دارد.

واژگان کلیدی: دیوار بنایی، غیر خطی، خرابی داخل صفحه، مدل سازی، درشت مقیاس.

۱- مقدمه

یکدیگر و اندرکنش آنها است که موجب دشوار شدن پیش بینی رفتار آنها می شود. شبیه سازی شکست های رایج دیوارهای بنایی تحت بارهای داخل صفحه از جمله خرابی های خمشی، لغزش ملات و شکست قطری نیازمند توسعه مدل های رفتاری غیرخطی و ابزارهای مناسب محاسباتی است که در این تحقیق به عنوان هدف اصلی مورد توجه قرار گرفته است.

به دلیل دوام بالا، معماری زیبا، هزینه نگهداری پایین، در دسترس بودن مصالح و همچنین سهولت اجرا، در بسیاری از ساختمان های موجود و سازه های تاریخی از مصالح بنایی استفاده شده است. دیوارهای بنایی رفتار خیلی پیچیده ای در محدوده غیرخطی از خود نشان می دهند چون رفتار آنها وابسته به سازوکار زیادی از جمله لغزش، جدایی واحدهای بنایی از

نرم‌افزار TaRa که در دانشگاه تربیت مدرس توسعه یافته، استفاده شده است. به منظور درستی آزمایی مدل پیشنهادی، نتایج حاصل از نرم‌افزار با نتایج آزمایشگاهی دیوارهای بنایی تحت بارهای داخل صفحه مورد مقایسه قرار می‌گیرند. همچنین به منظور بررسی مودهای خرابی و کارایی و دقت مدل‌سازی پیشنهادی، مطالعه پارامتریک روی نمونه‌های مختلف با مودهای خرابی مشخص صورت می‌گیرد.

۱-۱ معرفی نرم‌افزار TaRa

نرم‌افزار TaRa یک نرم‌افزار محاسباتی بر مبنای المان فایبر است که در سالان گذشته در دانشگاه تربیت مدرس و به سرپرستی نویسنده دوم این مقاله توسعه یافته است. نرم‌افزار مذکور علاوه بر قابلیت مدل‌سازی انواع سیستم‌های قابی بتن مسلح تحت بارهای مانا، چرخه‌ای و دینامیکی، قادر به مدل‌سازی رفتار سازه‌ها در تغییرشکل‌های بزرگ، خرابی پیشرونده و حذف المان، ریزش آوار و همچنین اثرات محیطی، خزش و جمع‌شدگی بتن و پیش‌آسیب‌دیدگی است. قابلیت، دقت و اعتبار برنامه در شبیه‌سازی رفتار سازه‌ای بتن مسلح در تحقیقات پیشین نشان داده شده است. در این تحقیق از این نرم‌افزار برای توسعه روش خرابایی در مدل‌سازی رفتار داخل صفحه سازه‌های بنایی، استفاده می‌شود.

۱-۱-۱ مدل‌سازی دیوارهای بنایی

مطابق شکل (۱) اعضاء سازه‌ای مانند دیوارهای بنایی، قوس‌ها و ... را می‌توان به پانل‌های دو بعدی کوچکتر تقسیم کرد. به طوری که اگر رفتار هر یک از پانل‌ها به خوبی با المان‌های مورد نظر شبیه‌سازی شود، می‌توان به مدل‌سازی درستی از دیوار دست یافت و رفتار دیوار را پیش‌بینی کرد.

به طور کلی روش‌های مدل‌سازی دیوارهای بنایی را می‌توان به دو دسته کلی درشت‌مقیاس و ریزمقیاس تقسیم نمود. با وجود دقت بالای روش ریزمقیاس، به دلیل زیاد بودن تعداد درجات آزادی مدل، زمان زیادی برای انجام عملیات تحلیل نیاز است. بنابراین برای رفع این مشکل، روش‌های مدل‌سازی درشت-مقیاس برای تحلیل ساختمان‌های بنایی معرفی شده‌اند. در این روش زمان محاسبات به شدت کاهش می‌یابد و به همین دلیل مورد توجه مهندسان قرار گرفته است. با این وجود نقطه ضعف این روش مدل‌سازی، عدم توانایی تشخیص همه رفتارهای موضعی و مودهای خرابی است. بنابراین ارائه مدل مناسب برای مدل‌سازی غیر خطی دیوارهای بنایی که ضعف‌های بیان شده را جبران کند، ضروری می‌باشد.

لو^۱ و پاناگیوتو^۲ برای مدل‌سازی دیوارهای بتن مسلح یک مدل درشت‌مقیاس با استفاده از المان‌های تیر و خرپا ارائه کرده‌اند [1]. این روش مدل‌سازی به صورت درشت‌مقیاس و دارای حجم محاسباتی کم بوده و کارایی خوبی در شبیه‌سازی رفتار سازه‌های بتن مسلح نشان داده است. در این مدل در هر دو جهت افقی و قائم از تیر برنولی و برای المان‌های مورب از المان‌های خرپا استفاده شده است. آقابابایی با بهره‌گیری از این روش و استفاده از المان‌های فایبر و خرپا با مدل‌های رفتاری مبتنی بر روش ترک‌پخشی به این نتیجه رسید که عملکرد و دقت این روش برای تحلیل غیرخطی دیوارهای بتن مسلح تحت بارهای یکنوا و چرخشی دیوارهای بتن مسلح مناسب است [2]. با توجه به مدل پیشنهادی ایشان، به نظر می‌آید که این روش پتانسیل توسعه برای ساختمان‌های بنایی را نیز داشته باشد. این موضوع هدف این پژوهش قرار گرفته و سعی بر آن است که با استفاده از مجموعه المان‌های خرابایی و مدل‌های رفتاری مناسب برای اعضای بنایی، روش مذکور مورد توسعه قرار گیرد و قابلیت آن برای شبیه‌سازی مودهای مختلف ساختمان‌های بنایی بررسی شود.

در این تحقیق با استفاده از یک سیستم خرابایی، یک مدل درشت‌مقیاس با هدف شبیه‌سازی رفتار درون صفحه دیوارهای بنایی در مودهای خرابی مختلف معرفی می‌شود. بدین منظور از

شکل ۳. مدل بزرگ مقیاس برای مدل سازی پانل تحت برش خالص

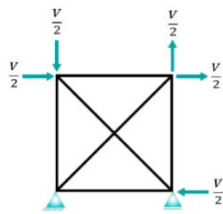


Fig. 3. Macro-scale model under pure shear

$$b_{eff} = \frac{h}{4 \times (1 + \theta) \times \sin^2(\theta) \times \cos(\theta)} \quad (2)$$

که در این رابطه h ارتفاع پانل، b_{eff} عرض مؤثر المان مورب، θ ضریب پواسون و θ زاویه المان مورب نسبت به افق است.

۱-۱-۱-۲ عرض مؤثر المان های قائم و افقی

با در نظرگیری رفتار تک محوره و با فرض اینکه پانل مورد نظر تنها تحت تنش کششی یا فشاری قرار می گیرد، سختی محوری آن در محدوده خطی برابر $\frac{A \times E}{L}$ خواهد بود [2].

به منظور تعیین سختی المان های قائم و المان های افقی که به ترتیب تحت تنش σ_x و σ_y خالص قرار دارند، نیروی معادل F مطابق شکل (۴) به صورت گرهی به مدل بزرگ مقیاس اعمال می شود. بنابراین در نهایت رابطه عرض مؤثر المان های قائم و افقی به ترتیب بر اساس روابط (۳ و ۴) در پانل مورد نظر به دست می آید.

شکل ۴. مدل بزرگ مقیاس: الف) پانل تحت تنش قائم خالص در راستای قائم و ب) پانل تحت کشش خالص در راستای افقی

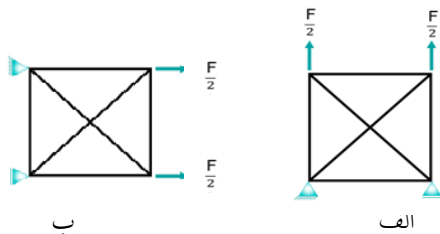


Fig. 4. Macro-scale model: a) panel under axial tension in the vertical direction and b) panel under axial tension in the horizontal direction

$$b_{effv} = \frac{h}{2 \times \tan(\theta)} - b_{eff} \times \sin^3(\theta) \quad (3)$$

$$b_{effh} = \frac{h}{2} - b_{eff} \cos^3(\theta) \quad (4)$$

شکل ۱. بررسی رفتار درون صفحه ای در مقیاس المان ها برای سازه های بنایی

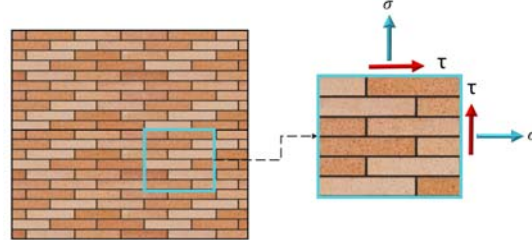


Fig. 1. In-plane behavior of masonry at the scale of elements

مطابق شکل (۲) در این تحقیق برای مدل سازی هر یک از پانل های نمایش داده شده در شکل (۱) از یک سیستم خربایی شامل دو المان قائم، دو المان افقی و دو المان مورب استفاده می شود. ابعاد اولیه این اعضا در گام نخست باید به گونه ای تعیین شوند که سختی مدل خربایی با سختی پانل اولیه، تحت بارگذاری های مختلف یکسان باشد. در این خصوص از شیوه محاسباتی معرفی شده توسط آقابابایی استفاده می شود [2].

شکل ۲. سیستم خربایی معادل یک پانل بنایی

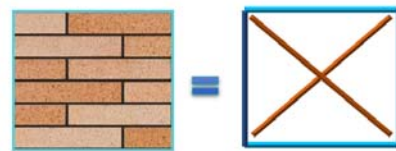


Fig. 2. Truss system equivalent to a masonry panel

۱-۱-۱-۱-۱ عرض مؤثر المان های مورب

با توجه به اینکه سختی برشی مدل خربایی ناشی از المان های مورب است. با یکسان سازی سختی پانل بنایی با مدل خربایی می توان عرض المان مورب را تعیین نمود. اگر پانل مورد نظر تحت برش خالص مطابق قرار گیرد، تنش برشی در محدوده خطی بر اساس رابطه (۱) به دست می آید.

$$\tau = G \times \gamma \quad (1)$$

که در این رابطه G مدول برشی، τ تنش برشی، γ کرنش برشی است.

چون المان های مورد استفاده به صورت خربایی هستند، نیروها باید طبق شکل (۳) به گره ها وارد شوند. بنابراین با تبدیل تنش های برشی به نیروهای گرهی، رابطه ی عرض مؤثر المان های مورب در پانل مورد نظر به دست می آید [2].

در این مدل ε_m کرنش ماکزیمم و ε_p معادل کرنشی است که تنش متناظر آن به صفر برمی گردد (کرنش پلاستیک) و بر اساس رابطه ی (۶) محاسبه می شود.

$$\varepsilon_p = \varepsilon - \frac{20}{7} \varepsilon_m (1 - e^{-0.35 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m}}) \quad (6)$$

طبق شکل (۶)، پارامتر شکست است که روند کاهش شیب مسیر بارگذاری مجدد را در طول فرایند بارگذاری تناوبی نشان می دهد و مطابق رابطه (۷) قابل محاسبه است.

$$k = e^{-0.73 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m} \left[1 - e^{-1.25 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_m}} \right]} \quad (7)$$

به صورت کلی وقتی نمونه تحت بار جانبی قرار می گیرد، المان های کششی ترک خورده و مقاومتشان به شدت افت می کند. در واقعیت رفتار فشاری در یک راستا وابسته به کرنش کششی است که در راستای عمود بر امتداد بار فشاری اعمال می شود. مطابق شکل (۷) مقاومت فشاری پس از ایجاد ترک های کششی به شدت کاهش می یابد. این بدین معناست که اثر ترک خوردگی باید به شکل مناسب در رفتار فشاری بنایی منظور شود. چگونگی اعمال این اثر در مدل پیشنهادی در بندهای بعد بیان خواهد شد.

شکل ۷. تأثیر ترک بر رفتار فشاری اعضا

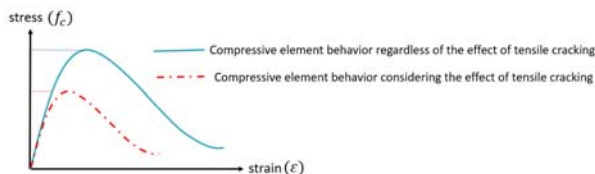


Fig. 7. Effect of cracking on compressive behavior

۲-۲-۱-۱ المان های کششی

رفتار بنایی در کشش تا قبل از زمان شروع ترک به صورت خطی عمل می کند و پس از آن مطابق شکل (۸) رفتار نرم شونده دارد. مائکاوا^۱ و همکاران [4] برای بیان رفتار پس از ترک خوردگی، رابطه (۸) را معرفی کردند، که در این تحقیق از آن استفاده شده است.

یک مدل بزرگ مقیاس خرابایی برای تحلیل غیرخطی دیوارهای بنایی

که در این رابطه h ارتفاع پانل، b_{eff} عرض مؤثر المان مورب، b_{effh} عرض مؤثر المان افقی، b_{effv} عرض مؤثر المان قائم و θ زاویه المان مورب نسبت به افق است.

۲-۱-۱ مدل های رفتاری

با توجه به ایجاد نیروهای فشاری و کششی در المان های خرابایی (شکل ۵) شبیه سازی دقیق رفتار المان ها تحت فشار و کشش، اهمیت بسیار زیادی دارند.

شکل ۵. به کارگیری المان های مورب (المان فشاری (STRUT)) و المان کششی (TIE) برای مدل سازی مناسب ترک های کششی قطری

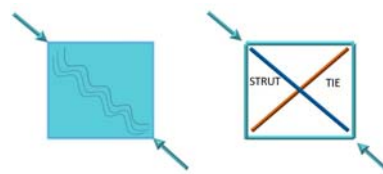


Fig. 5. Use of diagonal elements (compression element (STRUT)) and tensile element (TIE) for proper modeling of diagonal tensile cracks

۱-۲-۱-۱ رفتار تک محوره فشاری

در دانشگاه توکیو مدل جامع الاستو-پلاستیک و شکست برای رفتار فشاری مطابق شکل (۶) توسعه یافت. بریمانی و همکاران چگونگی عملکرد و دقت مدل ذکر شده را برای بیان رفتار بنایی مورد ارزیابی و تایید قرار دادند [3]. تنش فشاری ایجاد شده بر اساس مدول ارتجاعی، پارامتر شکست و کرنش پلاستیک طبق رابطه ۵ قابل محاسبه است.

شکل ۶. مدل فشاری

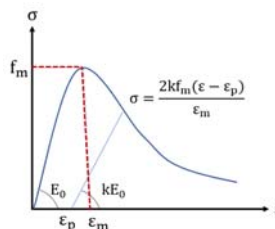


Fig. 6. Compressive behavior of masonry

$$\sigma = \frac{2kf_m(\varepsilon - \varepsilon_p)}{\varepsilon_m} \quad (5)$$

شکل ۹. نمایش حذف المان مورب تحت کشش در مود خرابی شکست قطری

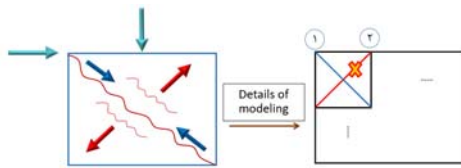


Fig. 9. Removal of a tensile element in a diagonal failure mode

مطابق استاندارد ASTM-E519، مقاومت کششی قطری یا مقاومت ترک خوردگی قطری دیوارها با انجام آزمایش روی پانل مربع شکل، تحت فشار قطری تعیین می شود [7]. در این حالت پانل بنایی به صورت قطری مطابق شکل (۱۰-الف) تحت بار فشاری قرار می گیرد. تحت تغییر شکل های کششی در راستای عمود بر امتداد بار، ترک هایی به صورت قطری ایجاد می شود.

شکل ۱۰. آزمایش تعیین مقاومت برشی: (الف) شکل ساخته شده در آزمایشگاه، (ب) مدل سازی صورت گرفته در نرم افزار TaRa با استفاده از المان های خرپا

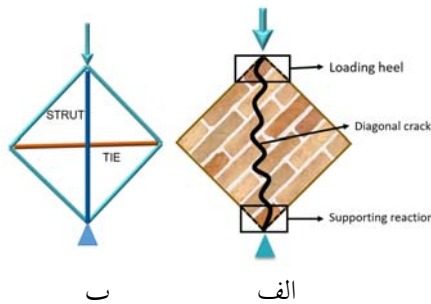


Fig. 10. Diagonal compression of masonry panels (a) experiment, (b) Truss model

در مدل خرابایی مطابق شکل ب، با افزایش نیروی اعمالی، المان قطری کششی ترک خورده و به تدریج قابلیت باربری خود را از دست می دهد بعد از آن کل بار توسط المان قطری فشاری تحمل می شود. در عمل مقاومت فشاری المان ترک خورده کمتر از نمونه ترک نخورده است. به منظور اعمال آثار ترک خوردگی بر رفتار فشاری المان قطری، یک رفتار نرم شونده وابسته به میزان عرض ترک در برنامه TaRa تعریف شد. ایده استفاده شده برگرفته از مدل های بتن در روش ترک پخشی است. در این مدل بعد از شناسایی جفت هر المان قطری، به محض رخداد ترک در

شکل ۸. رابطه تنش-کرنش کششی بنایی

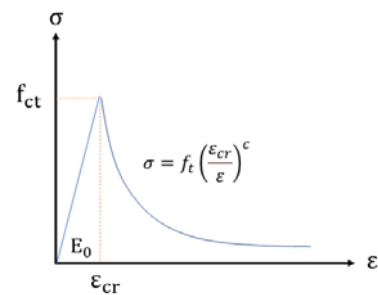


Fig. 8. Tensile behavior of masonry

$$\sigma = f_t \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon} \right)^c \quad (8)$$

در این رابطه c شیب منحنی پس از ترک خوردگی را بیان می کند که وابسته به انرژی شکست بنایی است و در مدل های عددی وابسته به ابعاد المان است. f_t مقاومت کششی و ε_{cr} کرنش معادل ترک خوردگی است.

۱-۱-۳ شبیه سازی مودهای خرابی

در مدل خرابایی پیشنهادی انتظار می رود با انتخاب ابعاد مناسب برای المان های افقی، قائم و قطری بتوان رفتار خمشی و برشی دیوارهای بنایی را به خوبی مدل سازی کرد. در این بند سعی بر آن است که توانایی مدل پیشنهادی در تخمین ظرفیت و مود خرابی دیوارهای بنایی سنجیده شود. لازم به ذکر است با توجه به محدودیت در ارائه نتایج، در این مقاله تنها در هر مود خرابی نتایج حاصل از تحلیل ۲ دیوار بنایی در مقایسه با روابط آیین نامه ASCE41 [5] نشان داده می شود. اطلاعات کاملتر نتایج تحلیل و مقایسه برای بازه وسیعی از پارامترها در مرجع [6] قابل مطالعه است.

الف- مود خرابی کشش قطری

در نمونه های بنایی، برش معمولاً همراه مودهای خرابی دیگر اتفاق می افتد. ولی به صورت کلی اگر دیوار کوتاه باشد و مقاومت کششی پایینی داشته باشد، انتظار می رود ترک های قطری ایجاد شوند و در نمونه گسترش یابند (شکل ۹).

جدول ۲. مقایسه‌ی نتایج مقاومت نمونه‌ها در مود خرابی قطری و نتایج

Number of specimen	Bed-Joint Sliding Strength (KN)	Bending strength (KN)		Diagonal Tension Strength (KN)	Max force in TaRa soft ware (KN)	Ratio of max analytical force to minimum resistive force of failure modes
		Rocking Strength	Toe-Crushing Strength			
Wall 1	17.19	5.2	5.37	3.25	3.42	1.05
Wall 2	21.56	15.61	16.11	9.75	10.2	1.049

Table 2. Comparison between numerical model and ASCE41 equation for diagonal failure mode.

ب- مود لغزش برشی ملات

عملاً در مود لغزش برشی ملات قسمتی از دیوار نسبت به قسمت دیگر می‌لغزد (شکل ۱۲). مطابق قانون تسلیم موهر-کولمب^{۱۰}، در مود لغزش ملات ظرفیت دیوار وابسته به بار قائم اعمالی به دیوار است. در مدل خرابایی، بار قائم تبدیل به نیروهای فشاری در المان‌ها می‌شود، با افزایش نیروهای فشاری، المان‌های کششی دیرتر ترک‌خورده و در نتیجه ظرفیت دیوار افزایش می‌یابد.

شکل ۱۲. نمایش تأثیر بار قائم در المان‌ها در مود خرابی لغزش برشی ملات

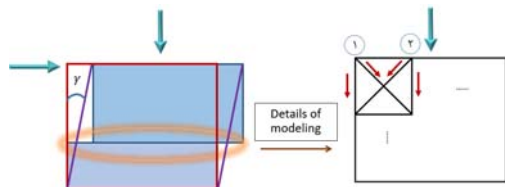


Fig. 12. The effect of vertical load on the shear sliding mode

معیار تسلیم موهر-کولمب در برش مطابق رابطه (۱۰) بیان می‌شود.

$$\tau = C + \sigma \times \tan \varphi \quad (10)$$

که در این رابطه τ تنش برشی، σ تنش عمود بر ملات و φ زاویه اصطکاک است. به طور کلی رفتار بنایی در برش مطابق شکل (۱۳) است. با افزایش تغییرشکل برشی، مقاومت چسبندگی (C) ملات کاهش می‌یابد. بنابراین $C + \sigma \times \tan \varphi$ حداکثر برشی است که نمونه می‌تواند تحمل کند و با افزایش تغییرشکل این مقدار نهایتاً تا عدد $\sigma \times \tan \varphi$ افت کرده و تقریباً ثابت می‌ماند.

یک مدل بزرگ‌مقیاس خرابایی برای تحلیل غیرخطی دیوارهای بنایی

یک المان قطری، رفتار المان قطری دیگر با ضرب مقادیر نیرو

در تابع $k(\varepsilon_t)$ مطابق رابطه (۹) اصلاح می‌شود:

$$k(\varepsilon_t) = \left(\frac{\varepsilon_{cr}}{\varepsilon_t} \right)^{0.8} \quad (9)$$

در این رابطه ε_t کرنش المان قطری کششی و ε_{cr} کرنش ترک‌خوردگی است. بنابراین با افزایش کرنش المان قطری کششی یا به عبارت دیگر عرض ترک‌خوردگی، مقاومت المان فشاری قطری کاهش می‌یابد.

به منظور بررسی عملکرد مدل پیشنهادی در تخمین مود خرابی شکست قطری، ۲ نمونه دیوار که مطابق با آیین‌نامه ASCE41 دارای مود خرابی قطری هستند با مشخصات جدول (۱) مورد تحلیل قرار گرفتند. نمای مدل‌های عددی در شکل (۱۱) نمایش داده و مقایسه‌ای بین نتایج نرم‌افزار TaRa و آیین-نامه مذکور در جدول (۲) ارائه شده است. نتایج نشان از دقت خوب مدل در پیش‌بینی مود خرابی دیوار دارد.

جدول ۱. مشخصات کلی ۲ نمونه با مود خرابی شکست قطری

Number of specimen	Effective length	Effective height	Ratio of Effective length to Effective height	Effective thickness	Axial compressive stress	Lower-Bound compressive strength	Lower-Bound tensile strength	coefficient
	L (cm)	h_{eff} (cm)	$\frac{L}{h_{eff}}$	t (cm)	σ ($\frac{kgf}{cm^2}$)	f_c ($\frac{kgf}{cm^2}$)	f_{dt} ($\frac{kgf}{cm^2}$)	α
Wall1	1000	1000	1	100	98.1	196.3	9.8	0.5
Wall2	1000	1000	1	300	98.1	196.3	9.8	0.5

Table 1. General specifications of two samples with diagonal failure mode

شکل ۱۱. نمونه‌های با مود خرابی شکست قطری

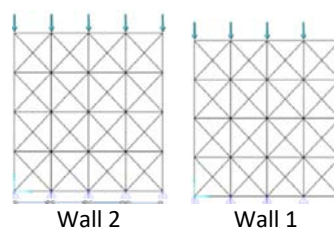


Fig. 11. Samples with diagonal failure mode

شکل ۱۳. نمودار تغییر مکان-تنش برشی در دیوارهای کوتاه بنایی

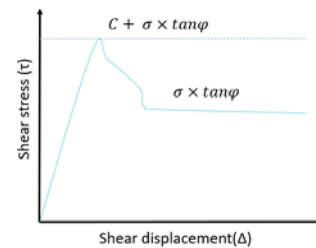


Fig. 13. Load-displacement for short masonry walls in shear sliding failure mode

شکل ۱۵. تأثیر مقاومت فشاری بنایی قبل از زوال چسبندگی با (c=۰/۸)

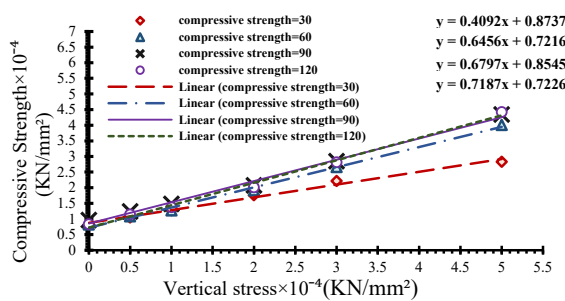


Fig. 15. Effect of compressive strength of masonry before deterioration of adhesion strength (c = 0.8)

شکل ۱۶. تأثیر مقاومت فشاری بنایی بعد از زوال چسبندگی با (C=۰/۸)

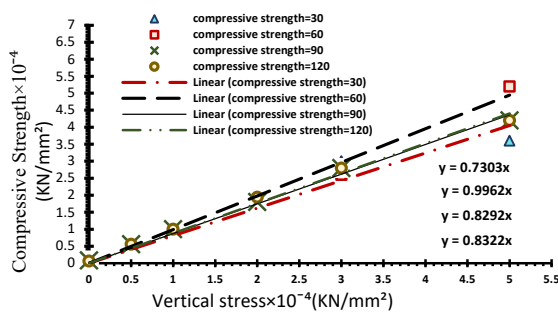


Fig. 16. Effect of compressive strength of masonry after deterioration of adhesion strength (c = 0.8)

برای بررسی این رفتار و به منظور اطمینان از عدم رخداد همزمان دیگر مودهای رفتاری، یک مدل سازه‌ای با نسبت ارتفاع به طول خیلی کم مطابق شکل (۱۴) انتخاب شد. نمونه انتخاب شده دارای طولی برابر ۵۰۰ و ارتفاعی معادل ۵۰ سانتی‌متر است.

شکل ۱۴. نمونه انتخابی برای بررسی مود لغزش ملات f_c

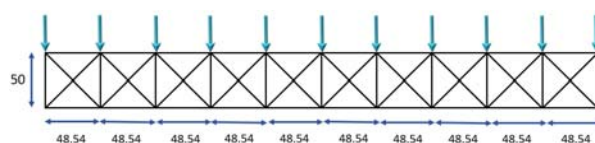


Fig. 14. Sample model to investigate the slip mode of mortar

اگر چه در مدل پیشنهادی، زاویه اصطکاک به عنوان پارامتر اصلی ورودی تعریف نمی‌شود ولی نتایج نشان می‌دهند که بر اساس مقاومت فشاری بنایی، می‌توان زاویه اصطکاک معادلی برای بنایی انتظار داشت. در نمونه‌های بررسی شده، در صورتی که زوال چسبندگی بعد از رسیدن به ظرفیت نهایی، شدید منظور شود (C=۰/۸) زاویه اصطکاک معادل برای مقاومت فشاری ۳۰ تا ۱۲۰ بین ۲۳ تا ۳۶ درجه قبل از زوال چسبندگی و حدود ۳۶ تا ۴۵ درجه بعد از زوال چسبندگی است که معرف رنج معقولی از زاویه اصطکاک مصالح بنایی است. در صورتی که ضریب زوال چسبندگی برابر ۰/۴ منظور شود، زاویه اصطکاک حدود ۲۰ درصد افزایش می‌یابد.

به منظور بررسی دقت مدل پیشنهادی در تخمین مود خرابی لغزش ملات، ۲ نمونه با مشخصات بیان شده در جدول (۳) در نظر گرفته شد. مود حاکم در این نمونه‌ها مطابق آیین‌نامه ASCE41-17 مود خرابی لغزش ملات می‌باشد. مدل‌سازی

نتایج مطالعه پارامتریک نشان داد که ظرفیت و رفتار این نمونه متأثر از مقاومت کششی و فشاری المان‌های مورب است. به گونه‌ای که مقاومت کششی مرتبط با چسبندگی در مدل موهر-کلمب و مقاومت فشاری موثر بر زاویه اصطکاک است. به عنوان نمونه رفتار دیوار انتخابی با فرض مقاومت فشاری بنایی برابر با ۳۰، ۶۰، ۹۰ و ۱۲۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تحت ۶ تنش فشاری قائم مختلف بررسی شده است. در اشکال (۱۵ و ۱۶)، محور افقی تنش فشاری اعمالی به نمونه و محور قائم حداکثر تنش برشی حاصل از نتایج تحلیلی نرم‌افزار است.

جدول ۴. مقایسه نتایج مقاومت نمونه‌ها در مودهای خرابی مختلف و نتایج

تحلیلی نرم‌افزار TaRa

Number of specimen	Bed-Joint Sliding Strength (kN)	Bending strength (kN)		Diagonal Tension Strength (kN)	Max force in TaRa software (kN)	Ratio of max analytical force to minimum resistive force of failure modes
		Rocking Strength	Toe-Crushing Strength			
Wall 1	15.68	19.05	20.85	18.59	13.89	0.87
Wall 2	78.4	118.54	117.6	83.15	65.67	0.82

Table 4. Comparison between numerical model and ASCE41 equation for diagonal failure mode.

پ- مود خرابی خمشی

مود خمشی شامل دو مود خرابی گهواره‌ای^۱ و فشار در پنجه^۲ است. اصولاً دو مود خرابی گهواره‌ای و فشار در پنجه دو مود خرابی جدا نیستند. مطابق شکل (۱۹) تا زمانی که دیوار بلند نشده باشد، تحت نیروی جانبی و به صورت خطی افزایش می‌یابد. بعد از مدتی دیوار شروع به بلند شدن کرده و گوشه پایین سمت دیگر دیوار به دلیل فشار وارد شده، خرد می‌شود و سختی دیوار به شدت کاهش می‌یابد.

ظرفیت مود گهواره‌ای را طبق رابطه‌ی (۱۱) و بر اساس تعادل واژگونی می‌توان محاسبه نمود. در این رابطه فرض بر این است که مقاومت ملات تحت کشش صفر است، اما در واقعیت از مقاومت کششی ملات در مدل خرپا صرف نظر نمی‌شود.

شکل ۱۹. بارگذاری دیوار و خرابی خمشی

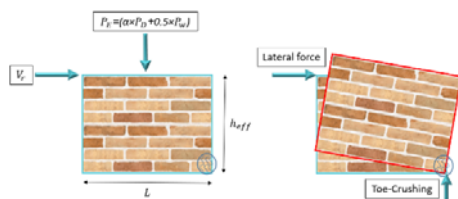


Fig. 19. Masonry wall in rocking mode

$$V_r = 0.9(\alpha P_D + 0.5 P_w) \left(\frac{L}{h_{eff}} \right) \quad (11)$$

ضریب α برای دیوار طره برابر ۰/۵ و برای دیواری که دوران در بالا و پایین آن بسته باشد برابر ۱ است. همان‌گونه که بیان شد مدل خرابایی از کنار هم قرار گرفتن تعدادی المان قائم، مورب و افقی تشکیل می‌شود. مطابق شکل (۲۰) زمانی که دیوار تحت بار جانبی قرار می‌گیرد المان‌های قائم به کشش افتاده و ترک

صورت گرفته هر یک از نمونه‌ها در نرم‌افزار TaRa در شکل (۱۷) ارائه شده است.

جدول ۳. مشخصات کلی ۲ نمونه با مود لغزش برشی ملات

Number of specimen	Effective length	Effective height	Ratio of Effective length to Effective height	Effective thickness	Axial compressive stress	Lower-Bound compressive strength	Lower-Bound tensile strength	coefficient
	L (cm)	h_{eff} (cm)	$\frac{L}{h_{eff}}$	t (cm)	σ ($\frac{kg}{cm^2}$)	f_c ($\frac{kg}{cm^2}$)	f_{dt} ($\frac{kg}{cm^2}$)	α
Wall1	3000	1000	3	100	29.4	196.3	49	0.5
Wall2	4000	1000	4	100	147.1	196.3	147.1	0.5

Table 3. General specifications of two samples with shear sliding failure mode

شکل ۱۷. نمونه‌های با لغزش برشی ملات

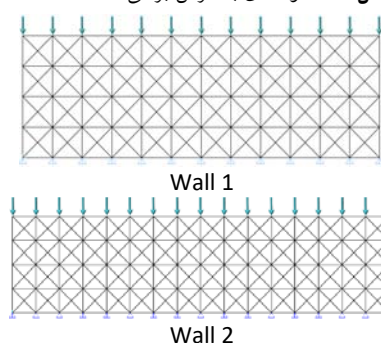


Fig. 17. Samples with shear sliding failure mode

نمودار نیرو-جابجایی حاصل از تحلیل در شکل (۱۸) ارائه شده است. همچنین مقایسه‌ای بین نتایج نرم‌افزار TaRa و آیین-نامه مذکور در جدول (۴) ارائه شده است.

شکل ۱۸. نمودار نیروی جانبی-تغییر مکان مود خرابی لغزش برشی ملات

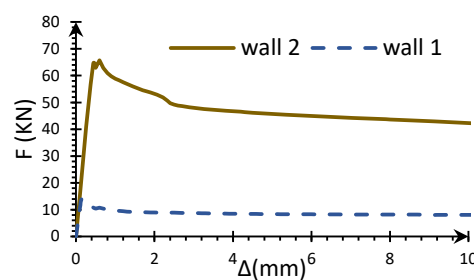


Fig. 18. Lateral force-displacement of sample walls with shear-sliding failure mode

شکل ۲۲. (الف) دستک فشاری در بنایی غیر مسلح، (ب) عرض معادل در بنایی محصور شده

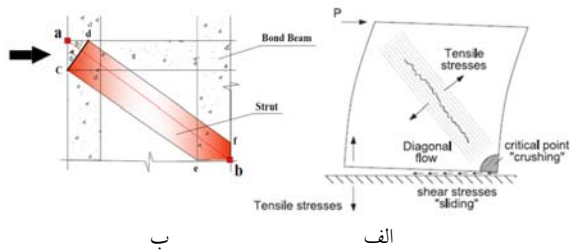


Fig. 22. (a) Compression strut in an unreinforced masonry, (b) compression strut in a confined masonry

در مدل پیشنهادی دستک‌های فشاری می‌توانند با رفتار فشاری خود انتقال بار از محل بارگذاری تا پنجه دیوار را شبیه‌سازی نمایند (شکل ۲۳). به منظور تامین عرض حداقل دستک فشاری در ناحیه پنجه دیوار، عرض المان خرابایی در این ناحیه نباید کمتر از عرض مورد نیاز بر اساس ضخامت ناحیه گره اتصال دیوار به شالوده یا تیر بارگذاری منظور شود. اگر عرض تیر بارگذاری برابر با b باشد. عرض این ناحیه برابر با $b/\cos(\phi)$ می‌باشد که در آن ϕ زاویه المان دستک با افق است.

شکل ۲۳. مسیر انتقال نیروهای قائم و افقی در دیوار بنایی

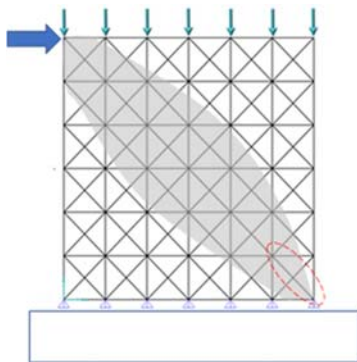


Fig. 23. Transmission of vertical and lateral loads

به منظور بررسی عملکرد مدل پیشنهادی در تخمین مود خرابی شکست قطری، ۲ نمونه به طور دلخواه با مشخصات بیان شده در جدول (۵) در نظر گرفته شده است. نمودار نیرو-جابجایی تحت بارهای قائم و جانبی برای هر نمونه رسم شده و در نهایت با نتایج حاصل از روابط آیین نامه ASCE41 مقایسه شده است.

می‌خورند. بنابراین مقاومت المان‌های قائم یکی پس از دیگری به ترتیب از بین رفته و مقاومت کلی دیوار کاهش می‌یابد.

شکل ۲۰. ترتیب حذف المان‌های قائم از مدل خرابایی در مود خرابی خمشی

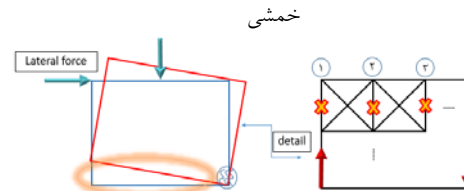


Fig. 20. Sequence of removal of vertical elements from the truss model in rocking failure mode

نتایج تحلیل در برنامه‌ی TaRa به صورت شماتیک مطابق شکل (۲۱) است. نواحی مشخص شده به صورت دایره در نمودار نشان می‌دهد که المان‌های قائم به ترتیب به کشش افتاده و ظرفیت دیوار گام به گام کاهش یافته تا در ناحیه‌ای نیرو ثابت شود. با توجه به این که نمونه‌ها تحت بار یکنوا قرار گرفته‌اند و آیین نامه ASCE41 رفتار چرخه‌ای را بررسی می‌کند، به منظور بررسی نتایج از ناحیه بالای خط‌چین صرف نظر می‌شود. مشخصات بار-تغییر مکان در این ناحیه، وابسته به رفتار کششی المان‌های قائم و انرژی شکست است.

شکل ۲۱. نمودار کلی نیرو-تغییر مکان با در نظر گرفتن حذف المان‌های قائم در اثر کشش

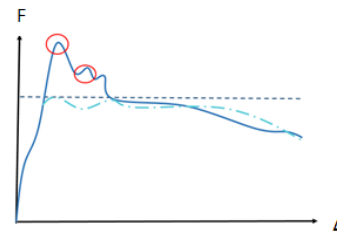


Fig. 21. General force-displacement diagram considering the elimination of vertical elements due to traction.

مدل‌سازی رفتار بنایی با استفاده از دستک‌های فشاری مورد توجه پژوهشگران دیگر نیز بوده است [8]. در نمونه‌های محصور شده با کلاف، عرض تیر بارگذاری برای تعیین عرض حداقل دستک فشاری مورد استفاده قرار می‌گیرد (شکل ۲۲). در نمونه‌های آزمایشگاهی که بارگذاری از طریق تیر بارگذاری صورت می‌گیرد این تیر می‌تواند در تعیین حداقل عرض دستک فشاری در پنجه دیوار مورد استفاده قرار گیرد.

۳- مقایسه با نتایج آزمایشگاهی

به منظور درستی‌آزمایی مدل توسعه یافته، چند نمونه بنایی که توسط دیگر پژوهشگران مورد آزمایش قرار گرفته انتخاب شده و پس از مدل‌سازی و تحلیل، نتایج حاصل با نتایج آزمایشگاهی مورد مقایسه قرار می‌گیرند. نمونه‌های انتخابی از نوع بنایی غیر مسلح بوده و تحت بارهای داخل صفحه قرار گرفته‌اند.

۳-۱- درستی‌آزمایی نمونه دیوارهایی با مقطع مستطیلی

آبرامز^۱ و همکاران سه نمونه دیوار بنایی را در آزمایشگاه مهندسی عمران نیویورک تحت بار جانبی مورد آزمایش قرار دادند. این آزمایش‌ها با هدف تعیین رفتار برشی دیوارهای بنایی، روی سه دیوار بنایی با نسبت ابعادی مختلف انجام شده است. مطابق شکل (۲۶) بار قائم محوری در بالای دیوار به صورت ثابت و یکنواخت قرار گرفته و نیروی جانبی به تیر بتنی واقع روی دیوار به تدریج اعمال شده است. مشخصات مصالح این دیوارها به صورت خلاصه در جدول (۷) بیان شده است [9].

شکل ۲۶. چگونگی بارگذاری دیوارها

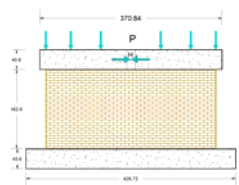


Fig. 26. Loading

جدول ۷. مشخصات سه نمونه دیوارآزمایش شده توسط آبرامز و همکاران

Number of specimen	adhesion	Axial compressive stress	Effective thickness	Effective length	Effective height	Lower-Bound compressive strength	Lower-Bound tensile strength	coefficient
	C ($\frac{kgf}{cm^2}$)	σ ($\frac{kgf}{cm^2}$)	t (cm)	L (cm)	h_{eff} (cm)	f_c ($\frac{kgf}{cm^2}$)	f_{dt} ($\frac{kgf}{cm^2}$)	α
Wall1	7.1	5.3	19.8	366	182.9	62.8	7.1	0.5
Wall2	7.1	3.5	19.8	274.2	182.9	62.8	7.1	0.5
Wall3	7.1	3.5	19.8	182.9	182.9	62.8	7.1	0.5

Table 7. Masonry walls tested by Abrams et al

جدول ۵. مشخصات کلی ۲ نمونه با مود خرابایی خمشی

Number of specimen	Effective length	Effective height	Ratio of Effective length to Effective height	Effective thickness	Axial compressive stress	Lower-Bound compressive strength	Lower-Bound tensile strength	coefficient
	L (cm)	h_{eff} (cm)	$\frac{L}{h_{eff}}$	t (cm)	σ ($\frac{kgf}{cm^2}$)	f_c ($\frac{kgf}{cm^2}$)	f_{dt} ($\frac{kgf}{cm^2}$)	α
Wall1	1000	3000	0.3	100	29.4	196.3	98.1	0.5
Wall2	1000	1000	1	100	49	196.3	49	0.5

Table 5. General specifications of two samples with flexural failure mode

شکل ۲۴. نمونه‌های با مود خرابایی خمشی

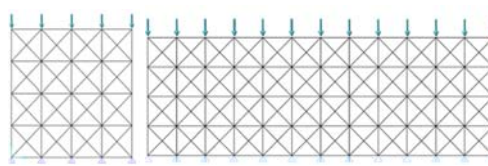


Fig. 24. Samples with flexural failure mode

مدل‌سازی نمونه‌ها مطابق شکل (۲۴) در نرم‌افزار TaRa صورت گرفت. نمودار نیرو-جابجایی در شکل (۲۵) و مقایسه بین نتایج نرم‌افزار TaRa و آیین‌نامه و نشریه مذکور در جدول (۶) صورت پذیرفته است.

شکل ۲۵. نمودار نیروی جانبی-تغییر مکان مود خرابایی خمشی: نمونه‌های ۱و۲

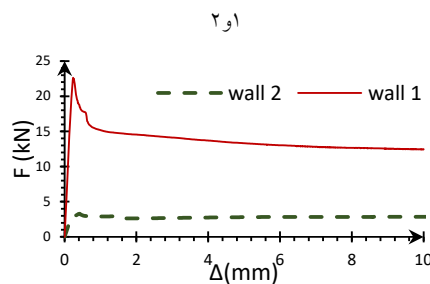


Fig. 25. Lateral force-displacement of sample walls with flexural failure mode

جدول ۶. مقایسه‌ی نتایج مقاومت نمونه‌ها در مودهای خرابایی مختلف و نتایج

تحلیلی نرم‌افزار TaRa

Number of specimen	Bed-Joint Sliding Strength (kN)	Bending strength (kN)		Diagonal Tension Strength (kN)	Max force in TaRa software (kN)	Ratio of max analytical force to minimum resistive force of failure modes
		Rocking Strength	Toe-Crushing Strength			
Wall 1	25.48	19.05	20.71	100.57	13.82	0.72
Wall 2	6.53	3.00	3.21	6.93	2.86	0.93

Table 6. Comparison between numerical model and ASCE41 equation for flexural failure mode.

از دو دال بتنی در بالا و پایین دیوار نیز استفاده شده است. بارگذاری قائم و جانبی روی صفحه‌ی بتنی بالایی به شکلی است که در آزمایش اول بار یکنواخت قائم $415\text{ kN} \approx 42304\text{ kgf}$ و در آزمایش دوم بار یکنواخت قائم $1287\text{ kN} \approx 131193\text{ kgf}$ به صورت ثابت و بار جانبی به تدریج و به صورت تغییر مکان افقی اعمال می‌شود [10].

شکل ۲۸. هندسه‌ی سه بعدی

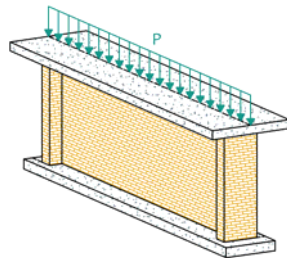


Fig. 28. Three-dimensional geometry

نمودار نیروی جانبی - تغییر مکان به دست آمده از تحلیل عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی برای هر یک از نمونه‌ها در شکل (۲۹) ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود نتایج حاصل از مدل‌های پیشنهادی و تحلیل با نرم‌افزار TaRa، رفتار غیر خطی دیوارها را با دقت قابل قبولی نمایش می‌دهد.

شکل ۲۹. مقایسه‌ی نمودار نیرو-جاب‌جایی آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه دیوار محصورشده با دو لبه‌ی انتهایی

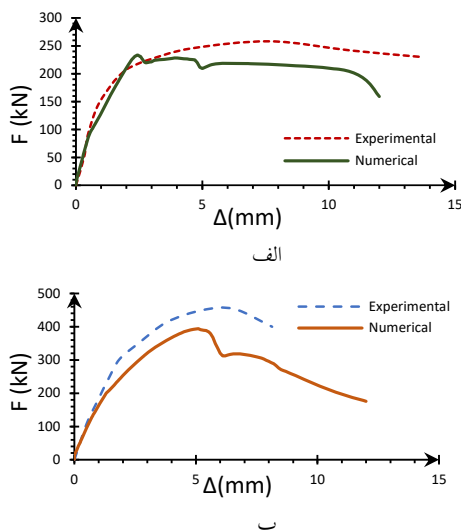


Fig. 29. Comparison between numerical and experimental results

شکل ۲۷. مقایسه نمودار نیرو-جاب‌جایی (الف) نمونه ۱، (ب) نمونه ۲، (پ) نمونه ۳

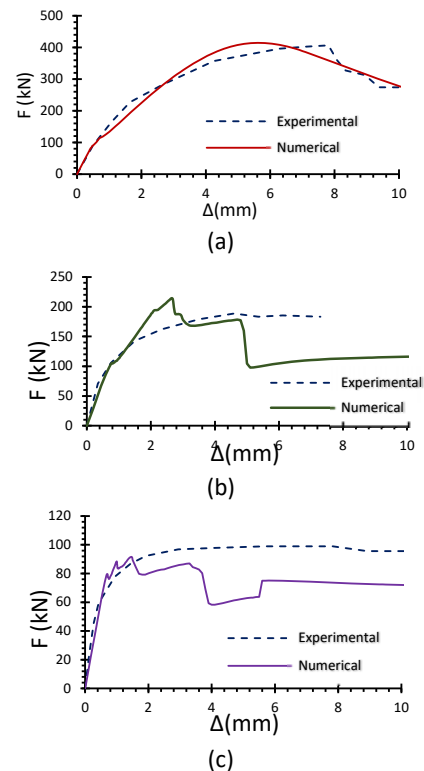


Fig. 27. Comparison between numerical and experimental results (a) wall 1, (b) wall 2, (c) wall 3

پس از تعیین ابعاد کلی مدل، دیوار با استفاده از مجموعه المان‌های خریایی با عرض مؤثر مطابق روابط پیشنهادی مدل شده است. با مقایسه نتایج حاصل از تحلیل با نرم‌افزار TaRa و نتایج آزمایشگاهی مطابق شکل (۲۷) می‌توان نتیجه گرفت، نرم-افزار رفتار کلی دیوار را به خوبی نمایش می‌دهد.

۳-۲- دیوار محصورشده توسط دو لبه

در سال ۱۹۸۴ گنز و تورلیمان^۱ در دانشگاه زوریخ آلمان نمونه دیوار بنایی مطابق شکل (۲۸) با ابعاد بزرگ مقیاس به ارتفاع ۲۰۰۰ mm، طول ۳۳۰۰ mm و ضخامت ۱۵۰ mm به گونه‌ای که دو انتهای دیوار دو لبه بنایی به عرض ۶۰۰ mm و ضخامت ۱۵۰ mm دارد، مورد آزمایش قرار دادند. پس از بررسی انجام شده مشاهده شد که وجود این لبه‌ها در دو انتهای دیوار منجر به افزایش سختی جانبی و مقاومت دیوار می‌شود. در این آزمایش

۳-۳ قوس بنایی

در مطالعه آزمایشگاهی توسط محمدی رفتار یک قوس پنج و هفت تند که از قوس های پراکند در ایران می باشد مشابه شکل (۳۰) مورد بررسی قرار گرفت [11].

شکل ۳۰. (الف) هندسه سه بعدی از یک مدل دو بعدی نمونه قوسی با در نظر گرفتن ضخامت مدل و (ب) ابعاد نمونه قوسی

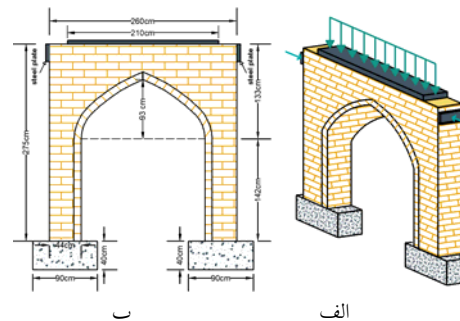


Fig. 30. Arch specimen (a) Three-dimensional geometry (b) dimensions

مشخصات مصالح بنایی استفاده شده به صورت خلاصه در جدول (۸) بیان شده است.

جدول ۸ مشخصات مصالح بنایی در نمونه قوسی

Compressive strength ($\frac{kgf}{cm^2}$)	Tensile strength ($\frac{kgf}{cm^2}$)	YOUNG MODULUS ($\frac{kgf}{cm^2}$)	Maximum strain
47.71	1.33	9000	0.005

Table 8. Material properties of arch sample

۵-۵ مراجع

- [1] Lu, Y., Panagiotou, M. and Koutromanos, I., 2014. Three-dimensional beam-truss model for reinforced-concrete walls and slabs subjected to cyclic static or dynamic loading (PEER Report No 18).
- [2] Aghababaii M., 1396. A macro-model for seismic analysis of shear walls using fiber and truss elements. Faculty of Civil Engineering and Environment, Tarbiat Modares University. (In Persian)
- [3] Barimani A.H., Soltani Mohammadi M., Tasnimi A., 1389. Modeling and nonlinear analysis of material elements of building by fixed smeared crack method. Scientific Research Journal of Omran Modares, vol. 10, pp. 3-18. (In Persian)
- [4] Mackawa, K., Okamura, H., Pimanmas, A., 2003. Non-linear mechanics of reinforced concrete. CRC Press.

نمای مدل عددی در شکل (۳۱) و مقایسه نمودار نیروی جانبی - تغییر مکان بدست آمده از تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی در شکل (۳۲) ارائه شده است. همانطور که دیده می شود نتایج حاصل از تحلیل هماهنگی مناسبی با نتیجه آزمایشگاهی دارد.

شکل ۳۱. نمای مدل عددی

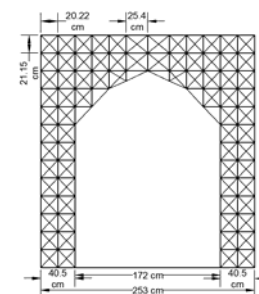


Fig. 31. Numerical model

شکل ۳۲. نمودار نیرو-تغییر مکان بر اساس نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

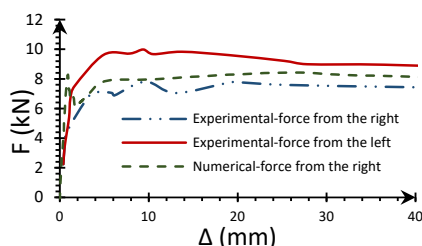


Fig. 32. Comparison between numerical and experimental results

- University.
- [9] Abrams, D.P. and Shah, N., 1992. Cyclic load testing of unreinforced masonry walls. Illinois Univ. at Urbana Advanced Construction Technology Center
- [10] Lourenco, P.B. and Rots, J.G., 1997. A solution for the macro-modelling of masonry structures. In Proceedings of the 11th International Brick/Block Masonry Conference (pp. 1239-1249). Tongji University Shanghai, China.
- [11] Mohammadi, E., 1394. Seismic vulnerability assessment of masonry arches in historical structures. Master Thesis, Faculty of Civil Engineering and Environment, Tarbiat Modares University. (In Persian)
- [5] ASCE-41, 2017, December. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings. American Society of Civil Engineers.
- [6] Mohebbi Amir Hoseini, A., 1400. A macro-model for seismic analysis of masonry structures using fiber and truss elements. . Master Thesis, Faculty of Civil Engineering and Environment, Tarbiat Modares University. (In Persian)
- [7] Sathiparan, N. and Meguro, K., 2013. Shear and flexural bending strength of masonry wall retrofitted using PP-band mesh. Constructii, 14(1), p.3.
- [8] Buxton, J.R., 2017. Strut-and-Tie Modeling of Multistory, Partially-Grouted, Concrete Masonry Shear Walls with Openings. Brigham Young

A truss element based model for nonlinear analysis of masonry walls

Atiyeh Mohebbi Amir Hoseini¹, Masoud Soltani Mohammadi²

1- MSc, Structural Engineering, Tarbiat Modares University

2- Professor, Faculty of Civil and Environmental Engineering, Tarbiat Modares University

msoltani@modares.ac.ir

Abstract

In this research, a truss model is introduced to simulate the in-plane behavior of masonry walls in different failure modes. In the proposed model, the structural members are divided into smaller two-dimensional panels and then a truss system is used to model each panel. The geometry, dimensions and behavioral model of these truss elements are introduced according to the behavior mechanism and failure modes of the masonry walls. It is shown that the masonry walls can be well modeled by choosing the appropriate dimensions for the horizontal, vertical and diagonal elements and also using the appropriate material models.

The dimensions of the truss members are determined in such a way that the stiffness of the truss model is the same as the stiffness of the initial panel, under different loading conditions. In this regard, the computational method introduced by Aghababaei is used. The elasto-plastic-fracture model developed at the University of Tokyo is applied for compressive behavior of elements. Barimani et al. evaluated and verified the accuracy of this model. Also for tensile and post cracking behavior of masonry, the tension softening model of Maekawa et al. is used.

The proposed model is implemented in the nonlinear finite element software, TaRa, developed at Tarbiat Modares University. In addition to the ability to model the reinforced concrete frame systems under monotonic, cyclic and dynamic loads, this software is capable of modeling the behavior of structures in large deformations, progressive failure and elements removal. The capability, accuracy and validity of the program in simulating the structural behavior of reinforced concrete have been shown in previous researches. In this research, this software is used to develop the proposed truss-based method for modeling the in-plane behavior of masonry structures.

In order to apply the effects of cracking on the compressive behavior of diagonal elements, a softening model dependent on the crack width is introduced. The idea used is generally based on the smeared crack approach. In this model, after identifying the pair of each diagonal element and as soon as a crack occurs in one diagonal element, by multiplying the force values in a proposed function, the behavior of the other diagonal element is modified. Although in the proposed model, the friction angle is not defined as the main input parameter, but the results show that based on the compressive strength of the masonry, an equivalent friction angle can be expected for the masonry. The results of the parametric study in shear sliding mode showed that the capacity and behavior of these samples are affected by the tensile and compressive strength of diagonal elements. In such a way that the tensile strength is related to adhesion in the Mohr-Coulomb model and the compressive strength is effective on the friction angle.

Analytical results are evaluated based on ASCE41 code in different failure modes. Also, for verification, two I-shaped masonry walls, three masonry walls with rectangular cross-section and an arched walls are numerically analyzed using the proposed model and the results of numerical and experimental tests are compared. The results show that the proposed model, while simple, has a good ability to estimate the nonlinear behavior of masonry wall.

Keywords: masonry wall, nonlinear, in-plane behavior, numerical modeling, macro-model

