

Effects of lateral constraints, geometrical characteristics and pre-compression level on the Drift capacity of Persian historical unreinforced masonry walls

Mehرداد Ghamari¹, MohammadSaeed Karimi^{2*}, Abdulazim AmirShahkarami³

1- PhD student, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3 -Assistant Professor, Department of Civil & Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

In most structural codes, the drift capacity of unreinforced masonry walls is an estimated of the structural behavior and the aspect ratio. In this paper, the determination of the drift capacity considering the effect of parameters such as lateral constraints, geometries, dimensions, and pre-compression for the Persian historic brick masonry was studied. Hence, the behavior of 64 different specimens of masonry walls under in-plane loading with four different modes of lateral constraints (under the effect of lateral walls and ceiling), four different aspect ratios (height to length) and six different boundary conditions (under the effect of lateral walls and ceiling), three values for the wall thickness and two values for the pre-compression (According to the load applied by one or two ceilings) were studied by nonlinear numerical analysis. After preparing the force-displacement curves, in order to obtain simplified parameters that are easily comparable and usable for design purposes, bilinear behaviours were idealized (linear elastic, perfectly plastic). The results showed that by increasing the lateral constraints, wall thickness and pre-compression, the drift capacity of the walls decreased, whilst the drift capacity increases by increasing the height-to-length aspect ratio. In addition, it was observed that the lateral walls (vertical components) were more effective in reducing the displacement capacity than the ceiling (horizontal component). In conclusion, according to numerical calculations, the value of drift capacity for the Persian historic brick masonry was found to be 1.33% to 2.63%.

ARTICLE INFO

Receive Date: 01 December 2019

Revise Date: 02 March 2020

Accept Date: 07 March 2020

Keywords:

Persian historical unreinforced masonry walls

Lateral constraints

Nonlinear pushover analysis

Lateral load-bearing capacity

Drift capacity

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.209984.2007>

*Corresponding author: MohammadSaeed Karimi

Email address: mskarimi@semnan.ac.ir

بررسی اثر تغییرات مشخصات هندسی، قیودات جانبی و پیش فشار بر روی ظرفیت

جابجایی دیوارهای برشی بنایی تاریخی ایرانی

مهرداد قمری^۱، محمدسعید کریمی^{۲*}، عبدالعظیم امیرشاه کریمی^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- استادیار مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- استادیار مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

چکیده

در اکثر آیین‌نامه‌های سازه‌ای، ظرفیت جابجایی در دیوارهای برشی بنایی، تخمینی از عملکرد رفتاری و نسبت ابعادی نمونه‌ها می‌باشد. این تحقیق، به منظور بررسی اثر ظرفیت جابجایی دیوارهای برشی بنایی تاریخی ایرانی و تاثیر وجود پارامترهایی نظیر قیودات جانبی، هندسه و ابعاد، و مقدار پیش‌فشار اعمالی بر ظرفیت جابجایی آن‌ها انجام شده است. از این رو، ۶۴ نمونه مختلف از دیوارهای بنایی تحت بارگذاری برشی درون صفحه‌ای، برای چهار حالت مختلف از قیودات جانبی (ناشی از اثرات دیوارهای جانبی و سقف)، چهار نسبت ابعادی (نسبت ارتفاع به طول) متفاوت ۰/۵، ۰/۷۵، ۱، و ۱/۵، با سه اندازه مرسوم برای ضخامت دیوار (۰/۲، ۰/۳۵، و ۰/۵ متر)، تحت بار پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال (متناظر با یک سقف) مدل‌سازی گردیدند. ضمناً، دیوار با ضخامت ۰/۳۵ متر تحت بار پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال (متناظر با بار اعمالی از طرف دو سقف) نیز مدل گردید. تمامی مدل‌ها (۶۴ مدل) تحت تحلیل‌های غیرخطی پوش‌آور، قرار گرفتند. پس از تهیه منحنی‌های رفتاری بار - تغییرمکان (منحنی ظرفیت)، به منظور ساده‌سازی پاسخ‌ها، ایده‌آل‌سازی نتایج توسط منحنی‌های معادل دوخطی الاستیک خطی - پلاستیک کامل، انجام گردید. نتایج ناشی از ایده‌آل‌سازی منحنی‌های رفتاری بار - تغییرمکان، مشخص نمود که با افزایش قیودات جانبی، افزایش بار پیش‌فشار و ضخامت دیوارهای بنایی، و نیز کاهش نسبت ابعادی؛ ظرفیت جابجایی دیوارها کاهش می‌یابد. ضمناً، مشاهده گردید که قید جانبی دیوارهای عرضی - اتصال یافته از دو طرف در دو انتهای دیوار برشی - نسبت به مولفه افقی (سقف تنها) در کاهش ظرفیت جابجایی و مقیدتر کردن دیوار برشی موثرتر می‌باشد. در نهایت، بر اساس این مدل‌سازی، مقدار تغییرمکان نسبی برای دیوارهای برشی بنایی تاریخی ایرانی در بازه ۱/۳۳ تا ۲/۶۳ بدست آمد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی بنایی ایرانی، قیودات جانبی، پیش‌فشار، تحلیل پوش‌آور غیرخطی، منحنی ظرفیت بار - تغییرمکان، ظرفیت جابجایی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.209984.2007	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.209984.2007	۱۴۰۰/۰۳/۳۰	۱۳۹۸/۱۲/۱۷	۱۳۹۸/۱۲/۱۷	۱۳۹۸/۱۲/۱۲	۱۳۹۸/۰۸/۱۰
محمدسعید کریمی mskarimi@semnan.ac.ir				*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

ساختمان‌های بنایی به‌عنوان یکی از قدیمی‌ترین و رایج‌ترین سیستم‌های ساختمانی می‌باشند. در کشور ما نیز، بسیاری از ساختمان‌ها از مصالح بنایی ساخته شده‌اند که عمدتاً دارای دیوارهای آجری برابر برشی و سقف‌های طاق ضربی می‌باشند. عمده این سازه‌ها نه تنها در برابر زلزله آسیب‌پذیرند بلکه مطالعات و شناخت عمیقی بر روی رفتار آنها تاکنون صورت نپذیرفته است. این عوامل به‌مراه نگاه محافظه‌کارانه آیین‌نامه‌های موجود، باعث شده است تا امکان ساخت‌وساز با مصالح بنایی غیرمسلح محدود گردد [۱ و ۲]، هرچند، در سال‌های اخیر مطالعاتی بر روی بهبود عملکرد لرزه‌ای دیوارهای بنایی غیرمسلح و ارائه مجدد پارامترهای طراحی انجام گرفته است. این تحقیقات سبب ارائه شیوه‌های مختلفی برای بهبود عملکرد رفتاری این ساختمان‌ها شده است [۳]. یکی از ابزارهای اولیه، جهت مقایسه کارآمد برای بهبود عملکرد این نوع ساختمان‌ها تحت نیروهای جانبی برشی، بررسی ظرفیت جابجایی آن‌ها می‌باشد. همچنین، ظرفیت جابجایی یک پارامتر مهم در طراحی و ارزیابی سازه‌ها است. تعیین ظرفیت جابجایی در سازه‌های بنایی فرآیند پیچیده‌ای است که علاوه بر مشخصات مصالح تحت تاثیر عوامل دیگری از جمله هندسه، قيودات جانبی، و بار پیش‌فشار نیز قرار دارد. با توجه به محدود بودن دانش فعلی پیرامون ظرفیت جابجایی دیوارهای برشی بنایی و فقدان مدل تحلیلی قابل اطمینان، مطالعه بر روی منحنی رفتاری نیرو - جابجایی و متعاقباً ظرفیت جابجایی این دیوارها ضروری بنظر می‌رسد [۴].

بررسی نتایج حاصل از آزمایشات انجام‌شده بر روی دیوارهای برشی بنایی نشان داده است که ظرفیت جابجایی با افزایش اندازه (طول) دیوار کاهش می‌یابد [۴]. از آنجا که اکثر نمونه‌های آزمایشگاهی دارای ارتفاع کمتری از ارتفاع دیوارهای موجود در سازه‌های واقعی می‌باشند لذا، پیش‌بینی ظرفیت جابجایی آن‌ها در هر دو حالت گسیختگی برشی و یا خمشی، با استفاده از مدل‌سازی عددی دیوارها در اندازه‌های واقعی، انجام گرفته است. همچنین، نتایج مربوط به خردشدگی پاشنه دیوارهای بنایی با توجه به شرایط هندسی و بارگذاری مختلف، بوسیله‌ی منحنی‌های پاسخ نیرو-جابجایی، ناشی از شکست در برش و یا خمش، توصیف شده است [۴].

در سال‌های اخیر، برخی از محققان و پژوهشگران رفتار سازه‌های مصالح بنایی را با استفاده از شیوه اجزاء محدود مورد بررسی و کنکاش قرار داده‌اند. در اکثر این تحلیل‌ها، مصالح بنایی بکاررفته به صورت مجموعه‌ای همگن‌شده از آجر و ملات و با خواص متوازن‌شده‌ی یکسان در نظر گرفته شده‌اند. بعضاً، جهت ساده‌سازی و نیز حل مشکلاتی از قبیل تأثیر بندهای ملات که به عنوان سطوح ضعیف عمل می‌کنند، رفتار الاستوایزوتروپیک برای مجموعه‌ی مصالح همگن‌شده در نظر گرفته شده است [۵]. همچنین، مدل‌های رفتاری دیگری از مصالح بنایی با خواص همگن‌شده و با چشم‌پوشی از تأثیر بندهای ملات توسعه داده شد [۶]. در ادامه‌ی این روند، بر پایه‌ی خصوصیات همگن‌شده مصالح (که از آزمایشات دومحوری بر روی تیغه‌های آجری بدست آمده بود)، یک مدل اجزاء محدود غیرخطی از رفتار مصالح بنایی پیشنهاد گردید [۷]. این مدل قابلیت در نظر گرفتن اثرات غیرخطی مصالح و شکست‌های موضعی پیش‌رونده را دارد. مصالح بنایی به صورت یک مدل همگن متشکل از آجر و ملات مدل شدند که هر المان در تقسیمات اجزاء محدودی از تعدادی آجر و ملات بوجود آمده است. بطور کلی، مدل‌سازی‌های انجام‌شده از مصالح بنایی به دو شیوه صورت پذیرفته است. شیوه اول، مدل‌های با خواص یکدست و یکسان‌شده از مصالح آجر و ملات که روش مدل‌سازی ماکرو می‌باشد که در آن مصالح به صورت متوازن‌شده‌ای همگن فرض می‌شوند. روش دیگر، مدل‌سازی میکرو است که در آن اجزای تشکیل‌دهنده به‌صورت جداگانه در نظر گرفته شده و اندرکنش بین آن‌ها در محاسبات وارد می‌گردد. به‌منظور مدل‌سازی عددی سازه‌های بنایی روش‌های متنوعی با جزئیات کافی ارائه شده است و از جنبه‌های مختلف روش‌های مدل‌سازی سازه‌های بنایی از جمله روش ماکرو، میکرو و شبه‌میکرو مورد مطالعه قرار گرفته و برای شرایط مختلف مزیت هر روش ارائه گردیده است [۸-۹]. در این تحقیق نیز همانند اکثر مطالعات انجام‌شده، جهت مدل‌سازی مصالح بنایی از شیوه مدل‌سازی ماکرو در ساخت مدل‌های اجزای محدودی دیوارها استفاده می‌شود که روشی مناسب در مطالعه رفتار کلی سازه می‌باشد. در این مدل‌ها با تعریف یک ماده همگن به‌عنوان جایگزین مصالح به‌کاررفته در مدل واقعی، که معادلات مشخصه آن بر اساس آیین‌نامه یوروکد ۸ (بخش ۳) [۱۰] بدست آمده است، مدل‌سازی دیوارها انجام می‌گردد.

بارگذاری بر روی دیوارهای بنایی عمدتاً به دو صورت برشی درون‌صفحه‌ای و خمشی خارج از صفحه صورت می‌گیرد. به دلیل ویژگی چندجهته بودن حرکت زمین هنگام زلزله، دیوارهای بنایی به طور همزمان در معرض بارهای برشی درون‌صفحه و نیز خارج از صفحه قرار دارند. اثر توأمان دو نوع بارگذاری فوق بر روی دیوارهای بنایی غیرمسلح و در نسبت‌های ابعادی متفاوت بصورت آزمایشگاهی بر روی نمونه‌های کوچکتر از اندازه واقعی مورد مطالعه قرار گرفته و مشخص گردید که نسبت ابعادی تاثیر بسزایی در عملکرد سازه‌های دیوارهای بنایی و به خصوص مقدار ظرفیت جابجایی آن‌ها داشته است [۱۱]. با توجه به محدودیت‌های موجود در تحلیل عددی سازه‌های بنایی، اغلب مطالعات تحت بارگذاری برشی درون‌صفحه‌ای بر روی دیوارهای بنایی انجام شده‌است که البته این شرایط با اعمال قیودات جانبی مناسب برای دیوار، جهت جلوگیری از شکست تُرد خارج از صفحه، قابل انتظار است [۱۳-۱۲]. روابط ساده شده‌ای نیز برای مقاومت برشی دیوارهای بنایی با و بدون بازشو تحت بارگذاری ثقلی و جانبی پیشنهاد شده است [۱۴]. با پیشرفت تحقیقات، رابطه‌های کامل‌تر و ساده‌تری برای پیش‌بینی مقاومت برشی دیوارهای بنایی بر اساس رویکرد اجزاء محدودی ارائه شد [۱۵]. منحنی بار-تغییرمکان بر اساس یک رفتار الاستیک-پلاستیک کامل برای مصالح بنایی با استفاده از روش‌های تحلیلی نیز پیشنهاد گردید [۱۶].

در اغلب آیین‌نامه‌ها، از جمله آیین‌نامه یوروکُد ۸ (بخش ۳) [۱۰]، ظرفیت جابجایی دیوارهای بنایی غیرمسلح؛ تنها تابعی از نوع شکست و نسبت ابعادی نمونه است. این در حالیست که ظرفیت جابجایی دیوارها عمدتاً تحت تاثیر قیودات جانبی آن می‌باشد که سختی و مقاومت مولفه‌های افقی (سقف) و عرضی (دیوار جانبی) و شرایط قرارگیری آنها این قیودات جانبی را تعریف و ایجاد می‌نماید. بررسی اثرات هندسی نمونه‌ها، نشان‌دهنده تاثیر بسیار زیاد این پارامتر بر روی ظرفیت جابجایی دیوارها بوده که با کاهش طول نمونه‌ها، ظرفیت جابجایی دیوار افزایش یافته است [۱۱].

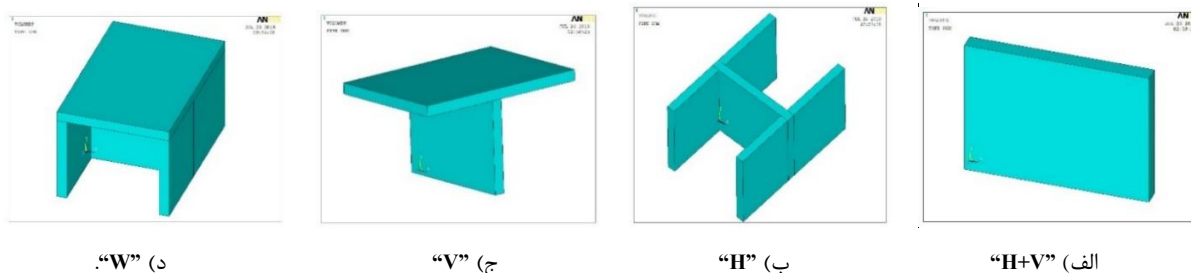
در سال‌های اخیر، روش‌های مبتنی بر جابجایی برای ارزیابی لرزه‌ای سازه‌های بنایی موجود، توسعه یافته‌اند. آن‌طور که ادعا می‌شود؛ روش‌های ارزیابی آسیب سازه‌ای بر اساس تغییرشکل، شرایط واقعی تری از توزیع خسارت را ارائه می‌دهند [۱۷]. از این رو، بررسی ظرفیت جابجایی دیوارهای بنایی حائز اهمیت گردیده است. ظرفیت جابجایی برشی دیوار بنایی، جابجایی متناظر با ۲۰٪ اُفت نیروی برشی پس از نقطه حداکثر در منحنی ایده‌آل‌سازی شده بار - تغییرمکان می‌باشد [۱۸]. ظرفیت جابجایی در انواع دیوارهای بنایی بر اساس عملکرد سازه‌ای و نوع شکست برشی و خمشی، تحت بارگذاری برشی درون‌صفحه‌ای نیز مورد تحقیق واقع شده است [۱۹]. بررسی شرایط متفاوت از قیودات جانبی و بارگذاری در دیوارهای بنایی تحت بار درون‌صفحه‌ای نیز مورد مطالعه قرار گرفته [۲۰] که نتایج حاصله با آیین‌نامه‌های یوروکُد ۸ [۱۰]، FEMA 306 [۲۱] و FEMA 356 [۲۲] مقایسه گردیده است.

هدف از انجام این تحقیق، تعیین ظرفیت جابجایی دیوارهای برشی بنایی تاریخی ایرانی بر اساس مدل‌سازی‌های عددی است. بر این اساس، در گام اول، با شبیه‌سازی تعداد زیادی نمونه‌های دیوار بنایی تحت بارگذاری برشی درون‌صفحه‌ای با قیودات مرزی مختلف و به ازای مقادیر مختلفی از ضخامت، نسبت‌های ابعادی (ارتفاع به طول نمونه‌ها) و بارهای پیش‌فشار، مقاومت برشی این نمونه‌ها حاصل از تحلیل‌های پوش‌آور غیرخطی بدست خواهد آمد. نتایج عددی تحلیل پوش‌آور غیرخطی مدل‌ها، منجر به تولید منحنی‌های رفتاری بار-تغییرمکان برای هر نمونه می‌گردد که از این منحنی‌ها، جهت بررسی و تعیین ظرفیت جابجایی دیوارهای برشی بنایی استفاده خواهد شد. نتایج این تحقیق می‌تواند برای شناخت بهتر در تحلیل رفتار سازه‌های بنایی ایرانی و نیز جهت معرفی یک شاخص مناسب برای تعیین ظرفیت جابجایی دیوارهای برشی در ضوابط آیین‌نامه‌ای بکار رود.

۲- نمونه‌های مورد مطالعه

در این تحقیق، جهت بررسی رفتار برشی دیوارهای بنایی ایرانی، از چهار دسته نمونه با قیودات جانبی متفاوت، استفاده شده است. دسته اول نمونه با شرایط قرارگیری توأمان سقف و دیوارهای جانبی (در دو طرف دو انتهای دیوار اصلی) است (شکل ۱-الف) که این نمونه با عنوان "H+V" نام‌گذاری شده است. دسته دوم، تنها دارای دیوارهای جانبی اتصال‌یافته در دو طرف دو انتهای دیوار مینا است، که در شکل ۱-ب نشان داده شده و با نام "V" معرفی شده است. دسته سوم، دیوار مینا به‌همراه یک مولفه قید افقی (سقف تنها) است که در شکل ۱-ج با نام "H" نشان داده شده است. دسته چهارم، یک دیوار برشی تنها (مطابق با شکل ۱-د) مدل‌سازی شده که به‌عنوان دیوار مینا با نام "W" نام‌گذاری شده است.

نقاط گرهی واقع بر امتداد لبه‌های آزاد نمونه‌های دیوار برشی (که دارای مولفه‌های جانبی متصل‌شونده نمی‌باشد)، قادر به جابجایی (و چرخش) آزادانه می‌باشند. جابجایی در نقاط گرهی واقع بر امتداد لبه‌های دیوارهای عرضی و سقف متصل‌شونده، با فرض آزادی تغییرمکان در امتداد جهات داخل صفحه‌ی دیوار برشی اصلی اعمال شده‌است و از جابجایی جانبی در امتداد این لبه‌ها در جهت عمود بر صفحه‌ی دیوار برشی ممانعت گردیده‌است. برای اعمال شرایط تکیه‌گاهی در پای دیوار برشی، درجات آزادی انتقالی در تمام گره‌های المان‌های مصالح بنایی (SOLID65) که در پای دیوار قرار دارند، به طور کامل مقید شدند.



شکل ۱: نمونه‌های دیوار برشی بنایی با قیودات جانبی متفاوت: الف) دارای سقف و دیوارهای جانبی در دو انتها و در دو طرف، ب) دارای مولفه افقی سقف، ج) با دیوارهای جانبی در دو انتها و در دو طرف، د) بدون قید جانبی (دیوار برشی پایه یا مینا).

در این تحقیق، مدل‌های دیوارهای برشی بنایی با ارتفاع ثابت سه متر، و در سه ضخامت ۰/۲۰، ۰/۳۵ و ۰/۵۰ متر و چهار مقدار ۲، ۳، ۴ و ۶ متر برای طول دیوار (به ترتیب با نسبت ابعادی ارتفاع به طول ۱/۵، ۱، ۰/۷۵ و ۰/۵) مورد بررسی قرار گرفته‌اند. طول مولفه افقی (سقف) و دیوارهای جانبی متصل‌شده از هر طرف، برابر با ۳ متر انتخاب شده است. این انتخاب، با توجه به تعریف عرض موثر بارگیر برای حداکثر فاصله دو دیوار بنایی که ۶ متر می‌باشد، صورت پذیرفته است [۲۳]. به منظور بررسی اثر موقعیت متفاوت قرارگیری دیوارها در طبقات، نمونه‌ها تحت پیش‌فشاری متناظر با قرارگیری در یک سازه‌ی یک و یا دوطبقه قرار گرفته‌اند. سقف سازه از نوع طاق ضربی ایرانی با ضخامت ثابت ۰/۲۰ متر در تمام مدل‌ها، و مقدار بار مرده ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع انتخاب شده است. مقدار عددی پیش‌فشار متناظر بار یک و یا دو سقف بر روی دیوار برشی به ترتیب برابر با ۱۰۰ و ۲۰۰ کیلونیوتن بر مترمربع (۰/۱ و ۰/۲ مگاپاسکال) منظور شده است. بارگذاری برشی درون‌صفحه‌ای به صورت اعمال جابجایی افقی در تراز بالایی دیوار، به منظور اعمال تدریجی بارگذاری، در وارد شده‌است. برای حل مسئله‌ها نیز از روش تکرار نیوتن-رافسون با کنترل جابجایی و معیار همگرایی با رواداری ۱۰^{-۴} استفاده شد. برای تعریف خصوصیات مصالح بنایی با توجه به این که اندازه اجزاء متشکله (آجر و یا بلوک) در مقایسه با ابعاد اعضای سازه‌ای کوچک است، فرض یک جسم پیوسته به جای حالت گسسته قابل قبول به نظر می‌رسد. در این حالت مصالح به صورت مصالح همگن ایزوتروپیک با یک رابطه تنش - کرنش معادل رفتار می‌کنند (مدل‌سازی ماکرو).

خصوصیات مصالح بنایی همگن شده‌ی بکاررفته در این تحقیق - که به دلیل فقدان اطلاعات آیین نامه‌ای و نتایج آزمایشگاهی و نیز فقدان ضوابط خاص در یک قالب واحد برای مصالح سنتی ایران، با مراجعه به منابع و استانداردهای مختلف گردآوری شده‌اند- در جدول ۱ ارائه شده است. این جدول نشان‌دهنده خواص مکانیکی برای مصالح بنایی همگن شده (از آجر و ملات) در بناهای تاریخی ایرانی در دوره سلجوقی با نام‌های برج زیارتگاه خرقان (۱۰۳۹ و ۱۰۶۷ میلادی) و امامزاده منصور (قرن یازدهم میلادی) در قزوین است. این خواص مکانیکی از آزمایش‌های تجربی [۲۴-۲۵] به دست آمده‌اند.

توصیف کامل معیار شکست مصالح بنایی به عنوان معیاری عمومی برای شکست این مصالح با استفاده از آزمایش‌های متعدد، از جمله آزمایش دومیحوری، امری طاقت‌فرسا است. از این رو، متداول‌ترین معیار شکست مورد استفاده برای مدل کردن مصالح بنایی همگن شده، معیار شکست ویلام-وارنک است [۲۶]. مدل رفتاری ویلام-وارنک اساساً برای پیش‌بینی شکست در مصالح تُرد و نیمه‌تُرد ایجاد شده است. این معیار شکست، مطابق با رابطه (۱) بیان می‌شود [۲۶].

جدول ۱: خواص مکانیکی برای ماده همگن شده سازه‌های تاریخی ایران (برج زیارتگاه خرقان مربوط به دوره سلجوقی ۱۰۳۹ و ۱۰۶۷ میلادی، و امامزاده منصور قزوین از قرن یازدهم میلادی) [۲۴].

خصوصیات مصالح بنایی همگن شده (از آجر و ملات)	
جرم حجمی (kg/m^3)	۱۵۳۰
مدول الاستیسیته (MPa)	۲۷۳۰
ضریب پواسون	۰/۱۷
مقاومت کششی (MPa)	۰/۲۷
مقاومت فشاری (MPa)	۲/۷۳

$$\frac{F}{f_c} - S \geq 0 \quad (1)$$

که در آن F تابعی از حالت تنش‌های اصلی، S سطح شکست بر حسب تنش‌های اصلی و خصوصیات دیگر مصالح شامل f_k ، f_t ، f_1 ، f_2 و σ_h^a می‌باشد. پارامترهای معیار شکست ویلام - وارنک برای ماده همگن به منظور تعریف در فضای برنامه ANSYS [۲۷] مطابق با معادلات ۲ الی ۷ [۲۸-۳۱] می‌باشد. مقادیر پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک مصالح بنایی در جدول ۲ مشخص شده‌است.

$$f_{cb} = 1.2f_k = 1.2 \times 2.73 = 3.28 \text{ MPa} \quad (2)$$

$$f_1 = 1.45f_k = 1.45 \times 2.73 = 3.96 \text{ MPa} \quad (3)$$

$$f_2 = 1.725f_k = 1.725 \times 2.73 = 4.71 \text{ MPa} \quad (4)$$

$$|\sigma_h^a| \leq \sqrt{3}f_k = 4.73 \text{ MPa} \quad (5)$$

$$TCF^1 = 0.6, \quad \text{if } f_k \neq 1 \text{ MPa} \quad (6)$$

$$\beta_t = 0.15, \quad \beta_c = 0.75 \quad (7)$$

¹ Tensile Crack Factor

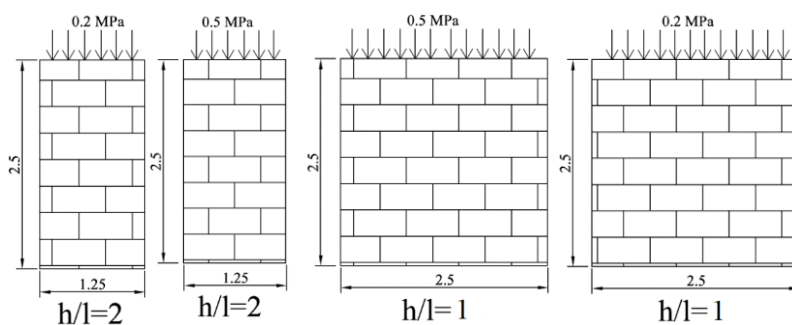
جدول ۲: پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک برای مصالح بنایی همگن شده [۲۶].

۰/۱۵	β_t
۰/۷۵	β_c
۰/۲۷	$f_t (MPa)$
۲/۷۳	$f_c (MPa)$
۳/۲۷۶	$f_{cb} (MPa)$
۴/۷۳	$ \sigma_h^a (MPa)$
۳/۹۶	$f_1 (MPa)$
۴/۷۱	$f_2 (MPa)$
۰/۶	TCF

که در آن؛ β_t ضریب انتقال تنش برشی در طول ترک باز شده، β_c ضریب انتقال تنش برشی در طول ترک بسته شده، f_t مقاومت کششی منشور مصالح بنایی که برابر است با یک دهم مقدار مقاومت فشاری پاره سازه بنایی، f_c مقاومت فشاری تک محوری پاره سازه بنایی، f_{cb} مقاومت فشاری دومحوری پاره سازه بنایی، σ_h^a تنش هیدرواستاتیک، f_1 مقاومت فشاری در حالت فشار دومحوری همراه با تنش هیدرواستاتیک، f_2 مقاومت فشاری در حالت فشار تک محوری همراه با تنش هیدرواستاتیک، TCF ضریب سختی در شرایط ترک خوردگی کششی (ضریب همگرایی حل مسئله) می باشند.

۳- صحت سنجی مدل سازی های عددی

در ابتدا، برای حصول اطمینان از صحت نحوه مدل سازی ها و درستی مقادیر پارامترهای ورودی و نتایج اخذ شده از نرم افزار، مدل سازی چند نمونه دیوار برشی مصالح بنایی که توسط آراجو [۲۸] در سال ۲۰۱۴ میلادی به صورت آزمایشگاهی مورد تحقیق قرار گرفته بود، انجام گردید. جهت مدل سازی و انجام تحلیل المان محدود از نرم افزار ANSYS [۲۷] استفاده شد. المان استفاده شده در این مدل سازی ها، المان solid65 می باشد. چهار نمونه دیوار با مشخصات مصالح، هندسه و پیش فشار متفاوت مطابق با نتایج آزمایشگاهی مورد مطالعه قرار گرفتند. مشخصات مصالح نمونه های آزمایشگاهی ارائه شده در جدول ۳ نشان داده شده است. مطابق شکل ۲، ابعاد نمونه الف و ب، ۲/۵ متر ارتفاع و ۱/۲۵ متر طول دهانه و نمونه ج و د، ۲/۵ متر برای ارتفاع و طول می باشد. مقدار عددی نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه نیز در شکل ۲ برای هر نمونه نشان داده شده است. مقدار پیش فشار اعمالی نیز به صورت بار گسترده یکنواخت در تراز فوقانی نمونه ها مطابق شکل ۲ اعمال گردید. رفتار مصالح بنایی تحت معیار شکست ویلام-وارنک بررسی گردید. مقادیر پارامترهای اعمال شده در معیار شکست ویلام-وارنک در جدول ۴ مشخص شده است. شرایط مرزی به صورت انتقال مقید شده در پای دیوار در تمام جهات، و تنها ممانعت از انتقال جانبی (عمود بر صفحه دیوار) در تراز فوقانی نمونه های عددی، اعمال گردید.



شکل ۲: نمونه های آزمایشگاهی دیوارهای برشی بنایی (جهت صحت سنجی) تحت بارگذاری گسترده ثقیل [۳۲].

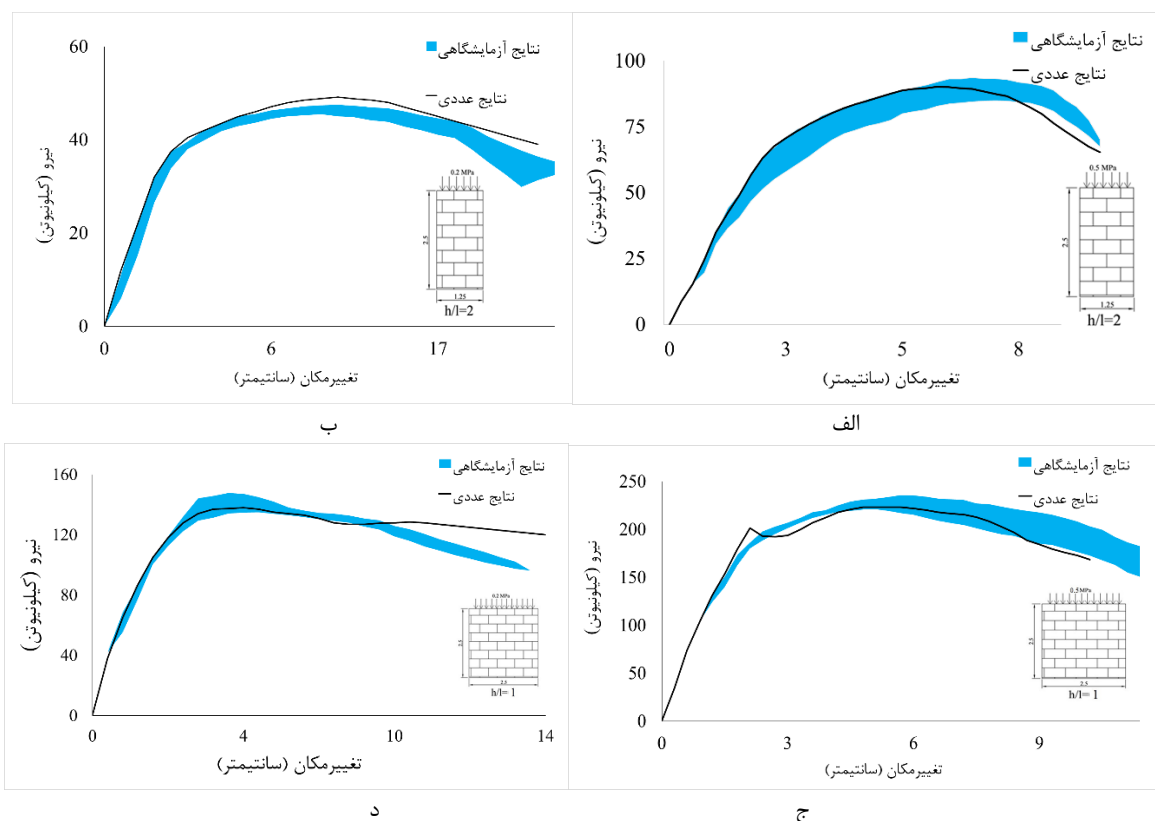
جدول ۳: خواص مکانیکی برای مصالح بنایی همگن شده (برای مدل‌های صحت‌سنجی) [۳۲].

۱۹۰۰	جرم حجمی (kg/m^3)
۲۵۵۰	مدول الاستیسیته (MPa)
۰/۲	ضریب پواسون
۰/۱۴	مقاومت کششی (MPa)
۳/۲۸	مقاومت فشاری (MPa)

جدول ۴: پارامترهای معیار شکست ویلام-وارنک برای مصالح بنایی همگن شده (مورد استفاده در مدل‌های صحت‌سنجی [۲۶]).

۰/۱۵	β_t
۰/۷۵	β_c
۰/۱۴	$f_t(\text{MPa})$
۳/۲۸	$f_c(\text{MPa})$
۳/۹۳	$f_{cb}(\text{MPa})$
۵/۶۸	$ \sigma_h^a (\text{MPa})$
۴/۷۵	$f_1(\text{MPa})$
۵/۶۵	$f_2(\text{MPa})$
۰/۶	TCF

در شکل ۳، مقایسه منحنی‌های تغییرمکان - نیروی جانبی حاصل از نتایج مدل‌سازی‌های عددی برای هر نمونه با نتایج آزمایشگاهی نمونه متناظر در مرجع [۳۲] نشان داده شده است. بازه سایه‌زده شده در هر یک از شکل‌های زیر، مشخص‌کننده تغییرات منحنی‌های حاصل از نتایج آزمایشگاهی برای نمونه‌های متعدد آزمایش شده برای هر مدل دیوار می باشد. بطور کلی، نتایج عددی حاصله برای رفتار نمونه‌های دیوارهای برشی فوق، نشان‌دهنده مطابقت بالا با نتایج آزمایشگاهی در سختی اولیه و ظرفیت برشی، و نیز رفتار غیرخطی مشابه آن‌ها است که در شکل ۳ نشان داده شده‌اند. مقدار عددی نیروی برشی حداکثر در نمونه با نسبت ابعادی ۲ و تحت پیش-فشار ۰/۲ مگاپاسکال برابر با ۴۹/۱۸ کیلونیوتن بدست آمد که حدود ۲ درصد بیشتر از مقدار ظرفیت برشی نمونه آزمایشگاهی متناظر می-باشد. مقدار عددی نیروی برشی حداکثر در نمونه با نسبت ابعادی ۲ و تحت پیش‌فشار ۰/۵ مگاپاسکال برابر با ۸۹/۹۹ کیلونیوتن بدست آمد که مطابقت بسیار خوبی با مقدار حداکثر نیروی برشی نمونه‌های آزمایشگاهی نظیر آن دارد. این تطابق عالی نتایج عددی با نتایج آزمایشگاهی در مقدار ظرفیت برشی حاصله برای نمونه با نسبت ابعادی ۰/۵ و تحت پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال (که برابر با ۱۳۷/۱۹ کیلونیوتن می‌باشد) و برای نمونه با نسبت ابعادی ۰/۵ و تحت پیش‌فشار ۰/۵ مگاپاسکال (که برابر با ۲۲۳/۲۸ کیلونیوتن است) مشهود می‌باشد. لذا، بر اساس نتایج این صحت‌سنجی، می‌توان انتظار داشت که با استفاده از جزئیات و نحوه مدلسازی مشابه، و همچنین با استفاده از مدل رفتاری انتخاب شده برای مصالح بنایی همگن شده و مقدار پارامترهای ورودی آن، بتوان رفتاری نزدیک به رفتار واقعی، از مدل‌های عددی موردنظر در ادامه این تحقیق نیز بدست آورد.



شکل ۳: مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی جهت صحت‌سنجی تحت بارگذاری درون صفحه‌ای (الف) دیوار با ابعاد ۲/۵ متر ارتفاع و ۱/۲۵ متر طول و تحت پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال، (ب) دیوار با ابعاد ۲/۵ متر ارتفاع و ۱/۲۵ متر طول و تحت پیش‌فشار ۰/۵ مگاپاسکال، (ج) دیوار با ابعاد ۲/۵ متر در ارتفاع و طول و تحت پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال، و (د) دیوار با ابعاد ۲/۵ متر در ارتفاع و طول و تحت پیش‌فشار ۰/۵ مگاپاسکال [۳۲].

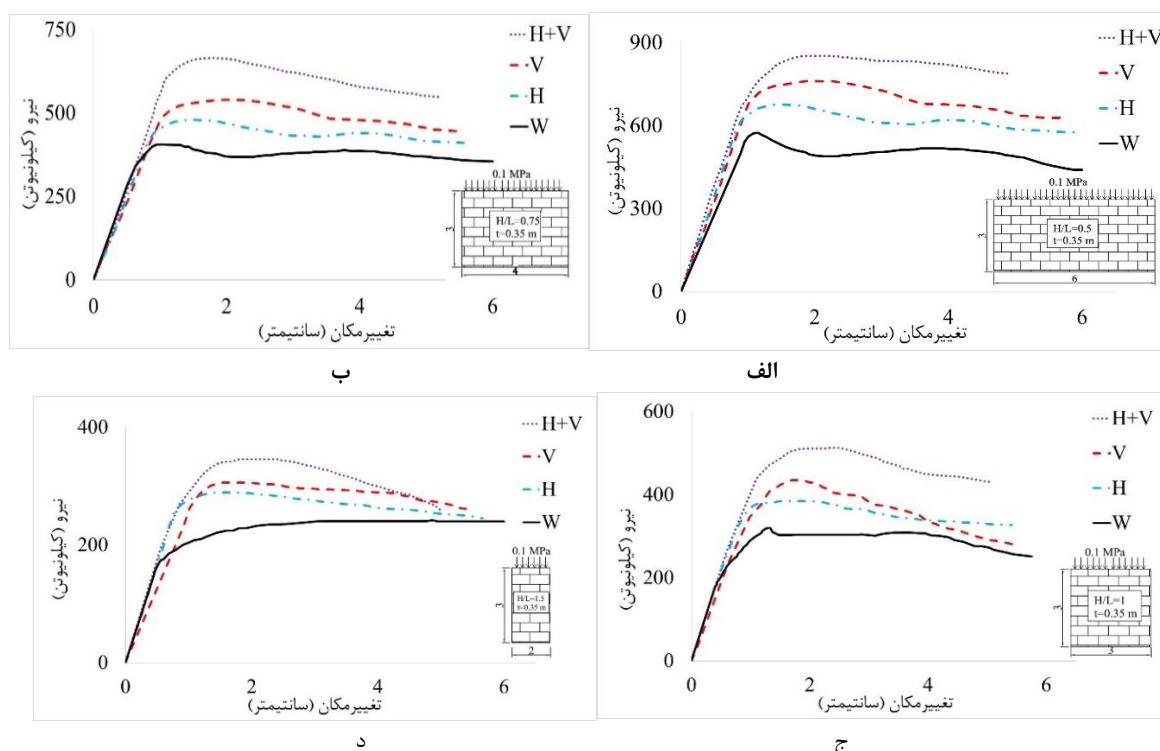
۴- نتایج مدل‌سازی‌های عددی

در این بخش، نتایج تحلیل‌های پوش‌آور غیرخطی نمونه‌های دیوارهای بنائی برشی دارای قیودات جانبی و نسبت‌های ابعادی (ارتفاع به طول)، ضخامت و مقدار پیش‌فشار متفاوت که در بخش ۲ معرفی شدند، بررسی شده است.

۴-۱- نمونه‌های دیوار با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال با قیودات جانبی و نسبت‌های ابعادی متفاوت

منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دیوار با نسبت ابعادی و قیودات جانبی مختلف برای نمونه با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال، دارای قیودات جانبی و نسبت‌های ابعادی ارتفاع به طول متفاوت؛ در شکل ۴ مقایسه شده‌اند. منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با نسبت ابعادی ۰/۵ و با قیودات جانبی مختلف در شکل ۴-الف نشان داده شده‌اند. همانطور که در این شکل مشخص است نمونه‌های دارای قیودات جانبی بیشتر، دارای مقاومت برشی بالاتر و مقدار جابجایی نهایی کمتری هستند. نتایج شکل ۴-ب منحنی‌های رفتاری بار-تغییر مکان برای نمونه‌های دارای قیودات جانبی و نسبت ابعادی ۰/۷۵ را مشخص نموده است. منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با نسبت ابعادی ۱ و ۱/۵ به ترتیب در شکل‌های ۴-ج و ۴-د نشان داده شده‌اند. از نتایج موجود در شکل ۴-می-توان نتیجه گرفت که با افزایش قیودات جانبی دیوارها، جابجایی نهایی آنها کاهش و مقاومت برشی آنها افزایش یافته است. در این شکل، نمونه "H+V" ظرفیت برشی و ظرفیت جذب انرژی (سطح زیر منحنی) بیشتری نسبت به دیگر نمونه‌ها را دارا می‌باشد. ضمناً، مقاومت برشی موجود در منحنی بار-تغییر مکان برای نمونه "H+V" در حدود ۶۰ درصد بیشتر از نمونه "W" است. همچنین، مقاومت برشی نمونه

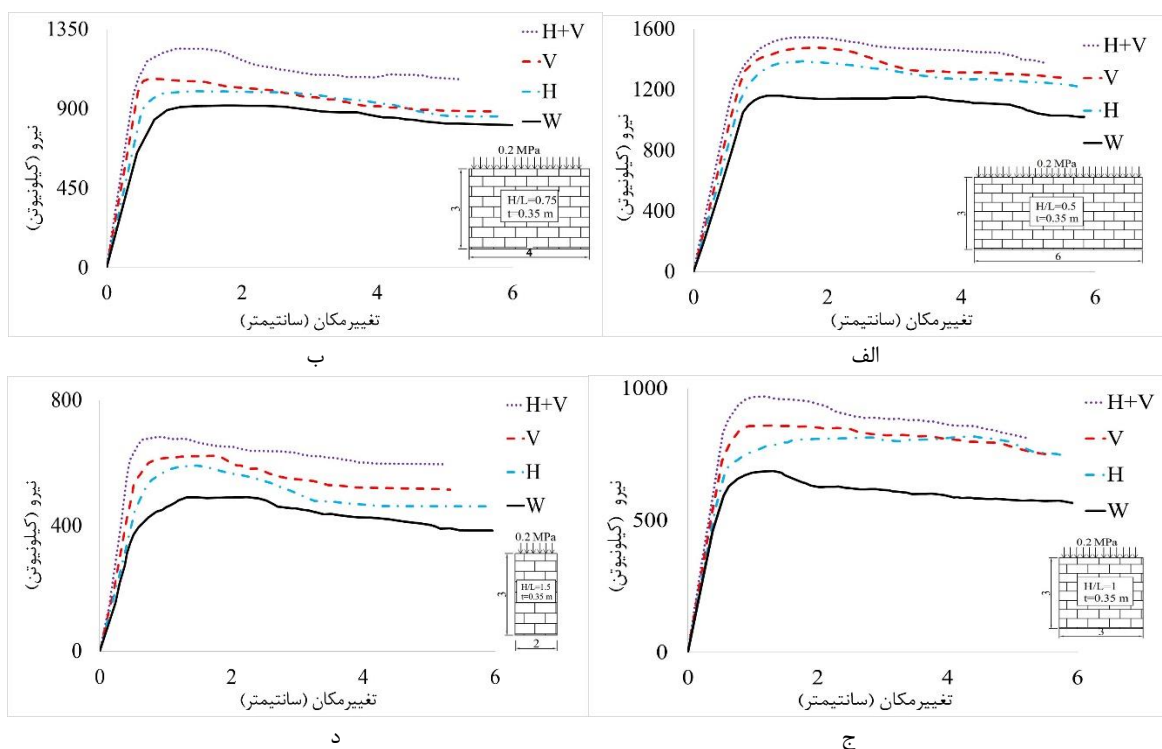
دارای مولفه سقف تنها (مدل "H") حدوداً به مقدار ۱۲ درصد کمتر از نمونه با مولفه دیوارهای جانبی در دو طرف آن (مدل "V") می باشد که نشان دهنده تاثیر بیشتر دو دیوار جانبی در مقیدکنندگی دیوار اصلی و افزایش ظرفیت برشی آن در مقایسه با تاثیر مولفه افقی سقف تنها می باشد. لازم به ذکر است که قطع منحنی ها در تغییر مکان های نهایی مختلف به علت اتمام انجام تحلیل و محاسبات توسط خود نرم افزار بوده است.



شکل ۴: نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه های دیوار بنائی با قیودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال؛ الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، و د) نسبت ابعادی ۱/۵.

۴-۲- نمونه های دیوار با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش فشار ۰/۲ مگاپاسکال با قیودات جانبی و نسبت های ابعادی متفاوت

شکل ۵، منحنی های بار-تغییر مکان برای نمونه های دیوار بنائی با قیودات جانبی متفاوت و با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش فشار ۰/۲ مگاپاسکال برای نسبت های ابعادی ۰/۵، ۰/۷۵، ۱ و ۱/۵ را نشان می دهد. در این شکل مشخص است که نمونه های دارای مولفه های جانبی بیشتر، دارای مقاومت برشی بیشتر و جابجایی نهایی کمتری هستند. مقدار نهایی جابجایی در تمامی نمونه ها در بازه ۵ تا ۶ سانتی متر بوده است. در این شکل، کاهش مقاومت برشی و افزایش جابجایی نهایی، بر اساس افزایش نسبت ابعادی و کاهش مقیدکنندگی ناشی از حذف مولفه های جانبی (دیوارهای عرضی و یا سقف) مشهود می باشد. از نتایج شکل های ۴ و ۵ مشخص است که مقدار مقاومت برشی در نمونه های با پیش فشار ۰/۲ مگاپاسکال حدوداً دو برابر مقادیر متناظر در نمونه های دارای پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال می باشد. هم چنین، با افزایش مقدار پیش فشار، از مقدار جابجایی نهایی نمونه ها کاسته شده است، به طوری که مشاهده می شود با افزایش دو برابری در مقدار پیش فشار، نمونه های متناظر شاهد کاهشی در حدود ۶ درصد در مقدار جابجایی نهایی می باشند.

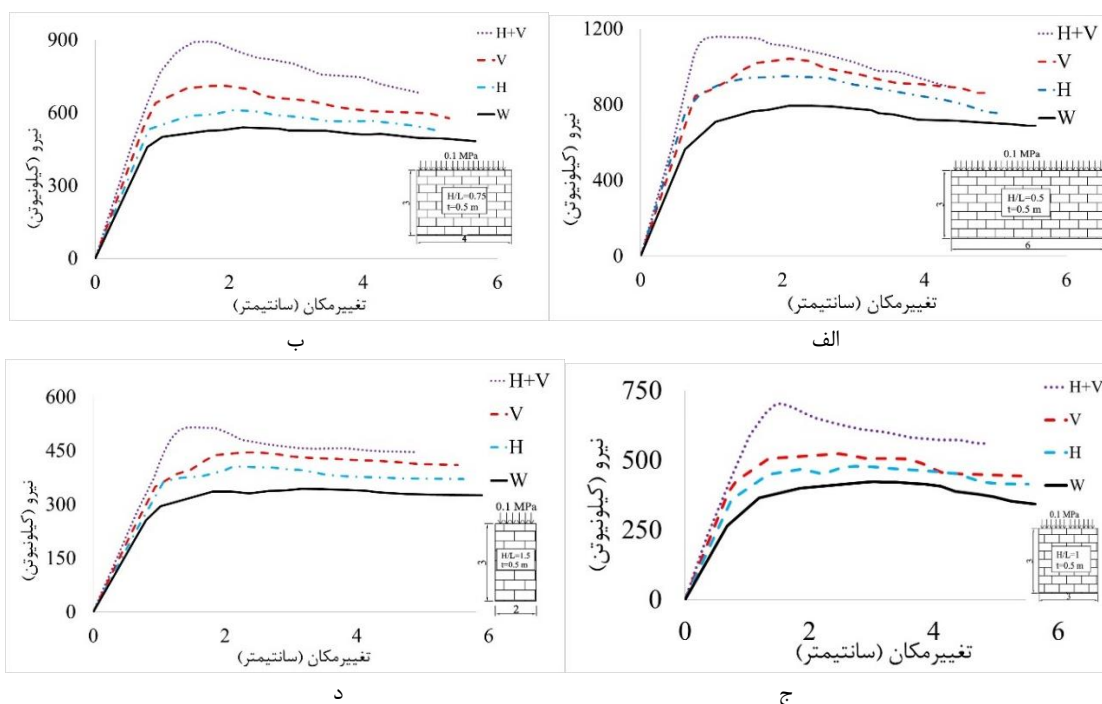


شکل ۵: نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار بنائی با قيودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش فشار ۰/۲ مگاپاسکال؛ الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، د) نسبت ابعادی ۱/۵.

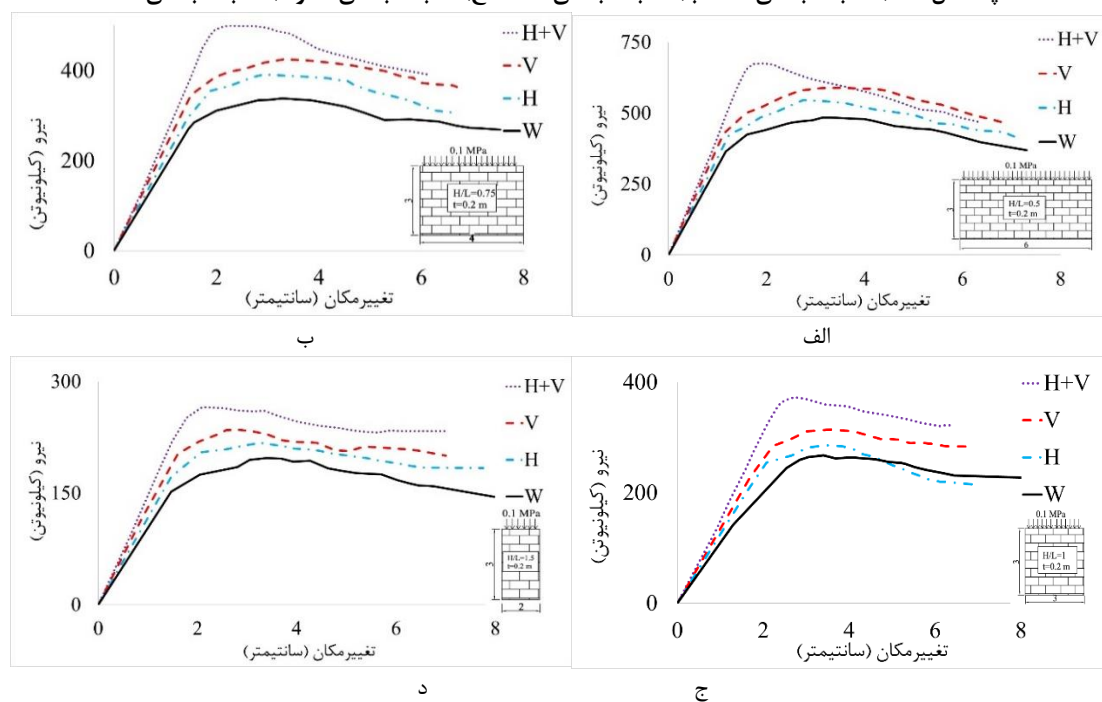
۳-۴ - نمونه‌های با ضخامت‌های ۰/۲ و ۰/۵ متر و پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال با قيودات جانبی و نسبت‌های ابعادی

متفاوت

نتایج شکل ۶ نشان دهنده منحنی‌های بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با ضخامت دیوار ۰/۵۰ متر، و شکل ۷ نیز نشان دهنده نتایج منحنی بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با ضخامت دیوار ۰/۲۰ متر و برای نسبت‌های ابعادی متفاوت می‌باشند که تحت پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال قرار دارند. از بررسی نتایج موجود در شکل‌های ۶ و ۷ مشخص می‌گردد که نمونه‌های دارای ضخامت بیشتر، دارای مقدار مقاومت برشی و ظرفیت جذب انرژی (سطح زیر منحنی) بیشتر، و مقدار جابجایی نهایی کمتری هستند. مقدار نهایی جابجایی در تمامی نمونه‌های با ضخامت ۰/۵۰ متر در بازه ۵ تا ۶ سانتی‌متر و نمونه‌های با ضخامت ۰/۲۰ متر در بازه ۶ تا ۸ سانتی‌متر است. از نتایج موجود در شکل‌های ۴، ۶ و ۷ مشخص است که مقدار مقاومت برشی در نمونه‌های با ضخامت ۰/۵ متر حدوداً ۵۰ درصد بیشتر از نتایج نمونه‌های با ضخامت ۰/۳۵ متر می‌باشد، در حالی که، این نتایج برای نمونه‌های با ضخامت ۰/۲۰ متر در حدود ۲۰ درصد کمتر از نتایج نمونه‌ها با ضخامت ۰/۳۵ متر می‌باشد. لازم به ذکر است که روند کاهشی در مقدار جابجایی نهایی بر اثر افزایش قيودات جانبی و کاهش مقدار نسبت ابعادی (ارتفاع به طول دهانه)، مشابه نتایج نمونه‌هایی است که قبلاً در بالا ارائه گردیدند.



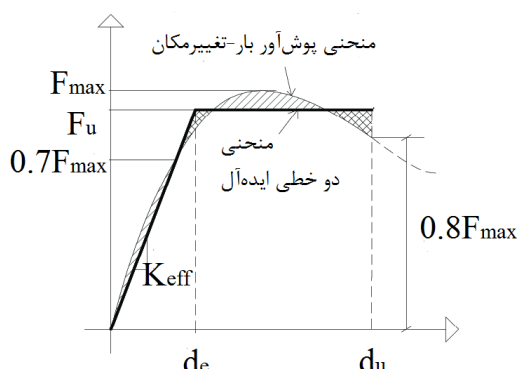
شکل ۶: نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار بنائی با قيودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۵ متر و پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال؛ الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، د) نسبت ابعادی ۱/۵.



شکل ۷: نمودارهای نیروی جانبی بر حسب جابجایی افقی برای نمونه‌های دیوار بنائی با قيودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۲ متر و پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال؛ الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، د) نسبت ابعادی ۱/۵.

۵- ایده آل سازی منحنی های رفتاری بار-تغییرمکان

برای بررسی بیشتر نتایج منحنی های بار - تغییرمکان حاصله و بدست آوردن مقادیر پارامترهای موثر عددی، نیاز به ساده سازی و معادل سازی هر یک از منحنی های عددی با یک منحنی دوخطی معادل الاستیک خطی-پلاستیک کامل می باشد. پارامترهای سختی موثر (K_{eff})، ظرفیت جابجایی (d_u) و نیروی برشی نهایی (F_u) از جمله پارامترهای موثر حاصل از تهیه این منحنی ها می باشند. سختی موثر نشان دهنده شیب خط مستقیم مابین نقطه مبدا و ۷۰ درصد نیروی برشی حداکثر ($0.7 F_{max}$) است. ظرفیت جابجایی (d_u)، جابجایی متناظر با ۲۰ درصد افت ($0.8 F_{max}$) بعد از نقطه نیروی برشی حداکثر می باشد [۱، ۱۹ و ۳۳]. مقدار مقاومت برشی (F_u) نیز از برابر قراردادن مساحت زیر منحنی های اولیه حاصل از نتایج تحلیل های عددی با منحنی های ایده آل سازی شده - مطابق با شکل ۸ - بدست می آید.

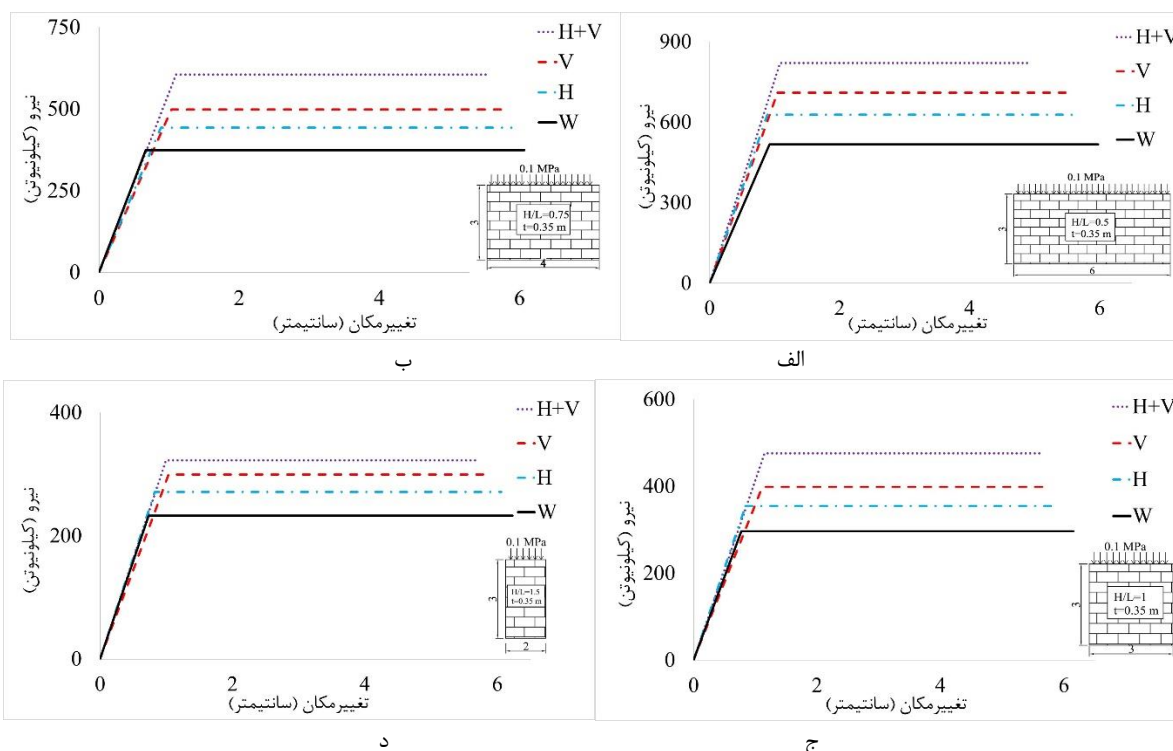


شکل ۸: تعریف پارامترهای منحنی ایده آل سازی شده دوخطی الاستیک خطی-پلاستیک کامل [۳۳].

منحنی های ایده آل سازی شده برای نمونه های دارای قیودات جانبی مختلف، نسبت های ابعادی (ارتفاع به طول)، ضخامت و پیش-فشارهای متفاوت با توجه به تعاریف موجود در شکل های ۹ تا ۱۲، نشان داده شده اند.

۵-۱- منحنی های ایده آل سازی شده بار-تغییرمکان نمونه های دیوار با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال با قیودات جانبی و نسبت های ابعادی متفاوت

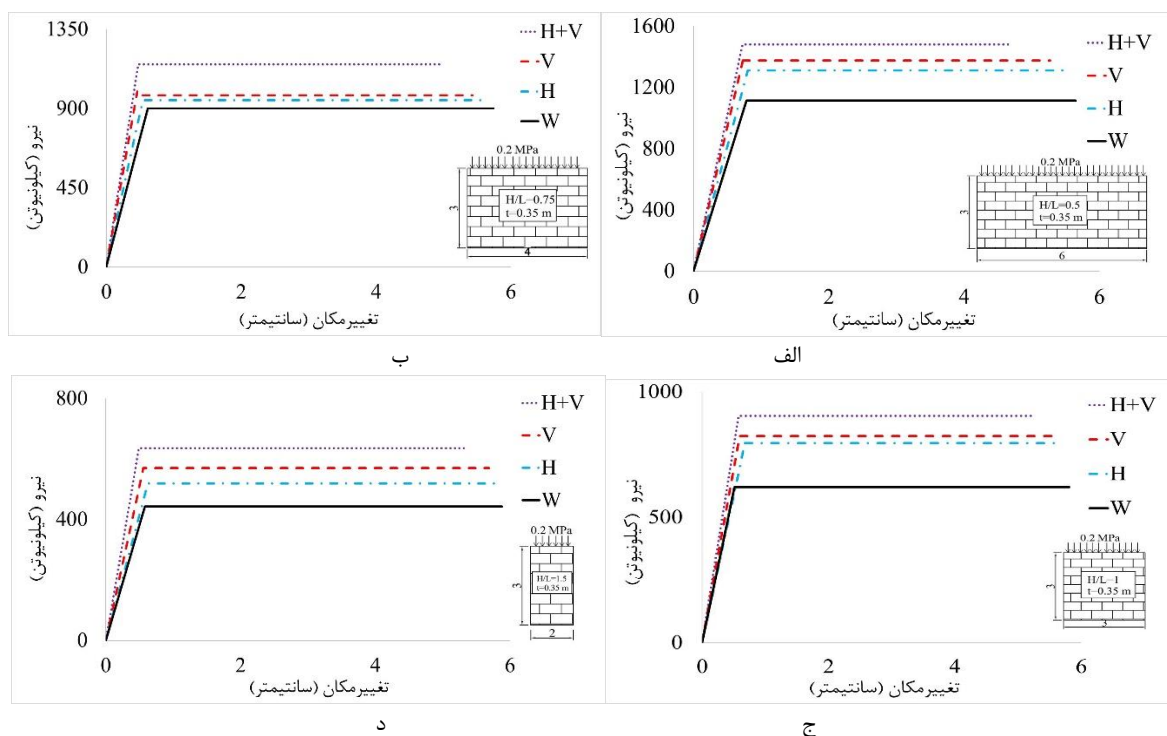
نتایج نمونه های مورد بررسی در شکل ۴ به صورت منحنی های ایده آل سازی شده بار-تغییرمکان در شکل ۹ نشان داده شده اند. منحنی های ایده آل سازی شده بار-تغییرمکان برای نمونه های با نسبت ابعادی ۰/۵ در شکل ۹-الف نشان داده شده اند. همانطور که در این شکل نمایان است مقدار ظرفیت جابجایی در نمونه "H+V" برابر با ۴/۹۱ سانتی متر می باشد، که این مقدار در حدود ۰/۱۲، ۰/۱۳ و ۰/۱۸ کمتر از مقدار متناظر به ترتیب در نمونه های "V"، "H" و "W" است. شکل ۹-ب نشان دهنده منحنی های ایده آل سازی شده رفتاری بار-تغییرمکان برای نمونه های دارای قیودات جانبی و نسبت ابعادی ۰/۷۵ است. همانطور که در این شکل مشخص شده است نمونه های "H+V"، "V"، "H" و "W" به ترتیب دارای مقادیر ۵/۵۸، ۵/۸۲، ۵/۸۸ و ۶/۰۷ سانتی متر به عنوان ظرفیت جابجایی (d_u) هستند. شکل ۹-ج نمونه های با قیودات جانبی متفاوت در نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه برابر ۱ را نشان می دهد و مشخص است که حداکثر جابجایی نهایی در نمونه دارای محدودیت قید جانبی سقف و دیوارهای عرضی در دو طرف دیوار مبنا ("H+V") از دیگر نمونه ها کمتر است (برابر با ۵/۶۱ سانتی متر)، که به ترتیب ۲ درصد، ۶ درصد و ۹ درصد کمتر از نمونه های "V"، "H" و "W" است. شکل ۹-د نیز نشان دهنده نتایج منحنی ایده آل سازی شده بار-تغییرمکان برای نمونه های مختلف دیوار بنائی با نسبت ابعادی ۱/۵ است. نمونه های مقیدتر و با نسبت ابعادی کمتر، دارای مقدار جابجایی نهایی کمتری هستند. مقایسه ظرفیت جابجایی برای دو نمونه "V" و "H"، تاثیر بیشتر قید جانبی دو مولفه عمودی (دو دیوار عرضی در دو طرف دیوار مبنا) در کاهش مقدار جابجایی نهایی را در مقایسه با اثر سقف تنها را نشان می دهد.



شکل ۹: مقایسه منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده دوخطی الاستیک خطی - پلاستیک کامل برای نمونه‌های دیوار بنائی با قيودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال: الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، و د) نسبت ابعادی ۱/۵.

۲-۵- منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییرمکان نمونه‌های دیوار با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال با قيودات جانبی و نسبت‌های ابعادی متفاوت

شکل ۱۰، منحنی‌های دوخطی الاستیک خطی-پلاستیک کامل برای نتایج نمونه‌های شکل ۵ را نشان می‌دهد. شکل ۱۰-الف نشان‌دهنده نتایج مربوط به نمونه‌های دیوار بنائی با مولفه‌های جانبی (قيودات جانبی) متفاوت با ضخامت ۰/۳۵ متر، نسبت ابعادی ۰/۵ و پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال است. مقدار ظرفیت جابجایی (d_{II}) در این نمونه‌ها با افزایش قيودات جانبی، کاسته شده است. این مقدار برای نمونه "H+V" برابر با ۴/۶۸ سانتی‌متر می‌باشد که این مقدار به ترتیب در حدود ۱۲ درصد، ۱۵ درصد و ۱۸ درصد کمتر از مقادیر متناظر در نمونه‌های "V"، "H" و "W" می‌باشد. شکل ۱۰-ب منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییرمکان برای نمونه‌های با قيودات جانبی متفاوت و با نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه ۰/۷۵ و با ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال را نشان می‌دهد. در این شکل، مقدار جابجایی نهایی در نمونه دارای قید دیوارهای عرضی در دو طرف دیوار برشی مبنا به همراه سقف (مدل "H+V") از دیگر نمونه‌ها کمتر است (برابر با ۴/۹۷ سانتی‌متر)، که به ترتیب ۹ درصد، ۱۱ درصد، و ۱۴ درصد کمتر از نمونه‌های "V"، "H" و "W" است. شکل ۱۰-ج نشان‌دهنده منحنی‌های رفتاری ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییرمکان با پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال، برای نمونه‌های دارای قيودات جانبی و نسبت ابعادی ۱ است. در شکل ۱۰-ج مشخص است که نمونه‌های "H+V"، "V"، "H" و "W" به ترتیب دارای مقادیر ۵/۲۳، ۵/۵۹، ۵/۶۷ و ۵/۸۱ سانتی‌متر به عنوان جابجایی نهایی (d_{II}) هستند. شکل ۱۰-د نتایج مربوط به نمونه‌ی با نسبت ابعادی ۱/۵ را نشان می‌دهد. در این شکل همانند نمونه‌های دیگر، روند کاهش ظرفیت جابجایی (d_{II}) با افزایش قيودات جانبی دیده می‌شود. از بررسی نتایج شکل ۱۰ مشخص می‌گردد که با افزایش نسبت ابعادی، جابجایی نهایی (d_{II}) نیز افزایش یافته است. نمونه‌های دارای نسبت ابعادی ۱/۵ دارای بیشترین مقدار جابجایی نهایی (d_{II}) هستند. این افزایش با توجه به نسبت ابعادی، در نمونه‌های مقیدتر، دارای افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های متناظر با قید جانبی کمتر می‌باشد.



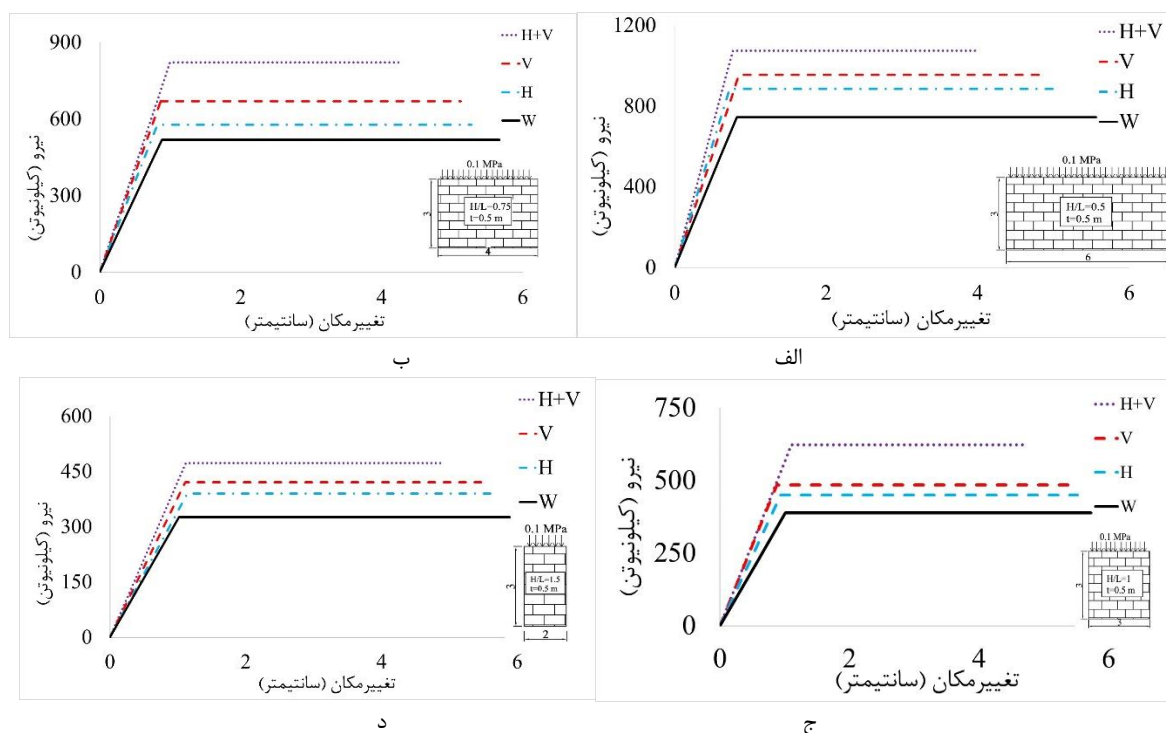
شکل ۱۰: مقایسه منحنی‌های دوخطی الاستیک خطی-پلاستیک کامل برای نمونه‌های دیوار بنائی با قیودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۲۵ متری و پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال: الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، د) نسبت ابعادی ۱/۵.

۳-۵- منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییر مکان نمونه‌های با ضخامت‌های متفاوت و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال با قیودات جانبی و نسبت ابعادی متفاوت

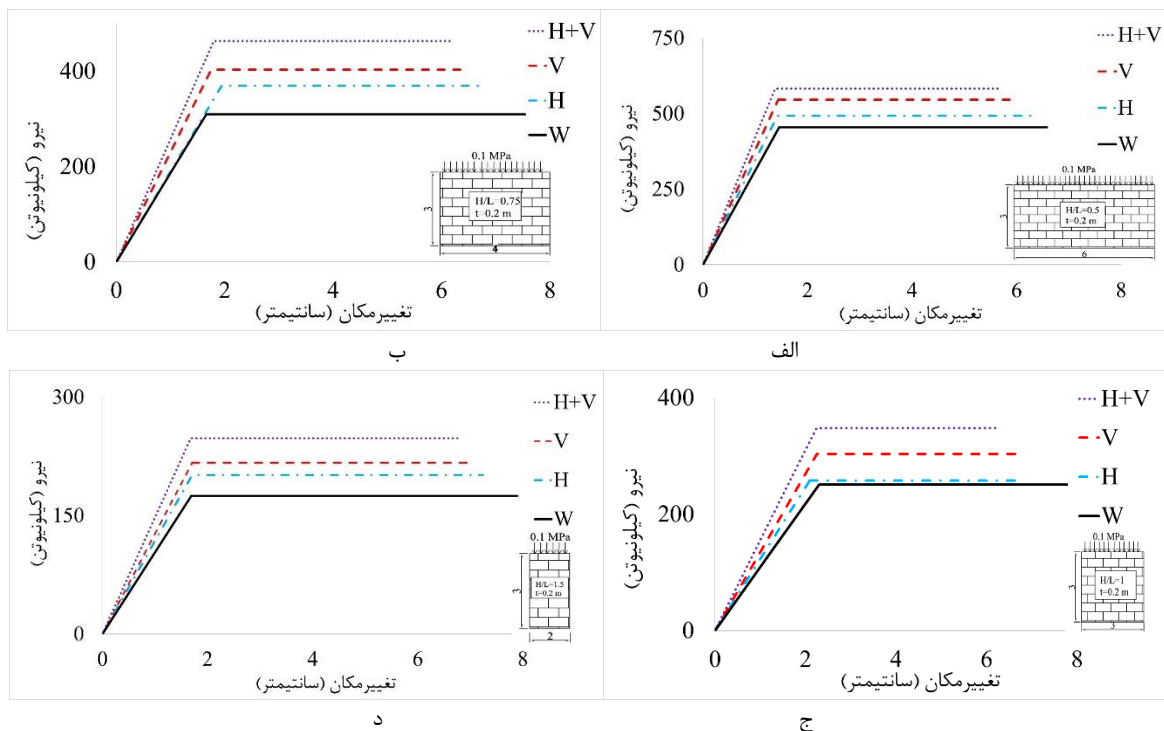
منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده دوخطی الاستیک خطی-پلاستیک کامل که در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ نشان داده شده‌اند، منتج از منحنی‌های ارائه شده در شکل‌های ۶ و ۷ می‌باشند که به ترتیب منحنی‌های بار-تغییر مکان دیوارهای بنائی با ضخامت ۰/۵۰ و ۰/۲۰ متر هستند. در این نمونه‌ها سعی شده است تا شرایط نمونه‌ها با ضخامت‌های متفاوت مورد مقایسه و تحلیل قرار گیرد. شکل ۱۱-الف منحنی-های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با قیودات جانبی متفاوت در نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه ۰/۵، با ضخامت ۰/۵ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال را مشخص نموده است. در این شکل، مقدار جابجایی نهایی در نمونه دارای محدودیت قید جانبی دیوارهای عرضی در دو طرف دیوار برشی به‌مراه سقف (مدل "H+V") از دیگر نمونه‌ها کمتر است (برابر با ۳/۹۹ سانتی‌متر)، که به ترتیب ۱۸ درصد، ۲۱ درصد و ۲۹ درصد کمتر از نمونه‌های "V"، "H" و "W" است. شکل ۱۱-ب نشان‌دهنده نتایج مربوط به نمونه‌های دیوار بنائی با قیودات جانبی متفاوت با ضخامت ۰/۵۰ متر، نسبت ابعادی ۰/۷۵ و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال است. جابجایی نهایی برای نمونه "H+V" برابر با ۴/۲۶ سانتی‌متر می‌باشد که این مقدار در حدود ۱۹ درصد، ۱۹ درصد و ۲۵ درصد کمتر از مقادیر متناظر به ترتیب در نمونه‌های "V"، "H" و "W" می‌باشد. شکل ۱۰-ج نشان‌دهنده منحنی‌های رفتار ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییر مکان با ضخامت ۰/۵ متر، برای نمونه‌های دارای قیودات جانبی و نسبت ابعادی ۱ است. در شکل ۱۱-ج مشخص است که نمونه‌های "H+V"، "V"، "H" و "W" به ترتیب دارای مقادیر ۴/۶۸، ۵/۴۰، ۵/۵۲ و ۵/۷۳ سانتی‌متر به عنوان جابجایی نهایی (d_{ii}) هستند. شکل ۱۱-د نتایج مربوط به نمونه‌ای با نسبت ابعادی ۱/۵ را نشان می‌دهد. در این شکل، مقدار جابجایی نهایی در نمونه دارای محدودیت قید جانبی دیوارهای عرضی در دو طرف دیوار برشی به‌مراه سقف (مدل "H+V") از دیگر نمونه‌ها کمتر است (برابر با ۴/۸۹ سانتی‌متر)، که به ترتیب ۱۲ درصد، ۱۴ درصد و ۱۷ درصد کمتر از نمونه‌های "V"، "H" و "W" است. در این شکل نیز همانند نمونه‌های دیگر، روند کاهش جابجایی نهایی (d_{ii}) با افزایش در قیودات جانبی دیده می‌شود. از بررسی نتایج شکل ۱۱ مشخص گردید که با افزایش نسبت ابعادی، جابجایی نهایی (d_{ii}) افزایش یافته است. این افزایش با توجه به نسبت ابعادی، در نمونه‌های مقیدتر، دارای افزایش بیشتری نسبت به نمونه‌های متناظر با قید جانبی کمتر می‌باشد.

نتایج نمونه‌های موجود در شکل ۷ به صورت منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییر مکان در شکل ۱۲ نشان داده شده‌اند. منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با نسبت ابعادی ۰/۵، با ضخامت ۰/۲ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال، در شکل ۱۲-الف نشان داده شده است. در این شکل، مقدار ظرفیت جابجایی در نمونه "H+V" برابر با ۵/۶۴ سانتی‌متر می‌باشد که این مقدار در حدود ۷ درصد، ۱۱ درصد و ۱۵ درصد کمتر از مقدار متناظر در نمونه‌های به ترتیب "V"، "H" و "W" است. شکل ۱۲-ب نشان‌دهنده منحنی‌های ایده‌آل‌سازی شده رفتاری بار-تغییر مکان برای نمونه‌های با ضخامت ۰/۲ متر، دارای قیودات جانبی و نسبت ابعادی ۰/۷۵ است. در این شکل مشخص می‌باشد که نمونه‌های "H+V"، "V"، "H" و "W" به ترتیب دارای مقادیر ۶/۱۵، ۶/۳۹، ۶/۸۱ و ۷/۵۳ سانتی‌متر به عنوان ظرفیت جابجایی (d_u) هستند. شکل ۱۱-ج نشان‌دهنده نتایج نمونه‌های با قیودات جانبی متفاوت و ضخامت ۰/۲ متر در نسبت ابعادی ارتفاع به طول دهانه ۱ است و مشخص می‌نماید که جابجایی نهایی در نمونه "H+V" از دیگر نمونه‌ها کمتر است (برابر با ۶/۲۴ سانتی‌متر) که به ترتیب ۸ درصد، ۹ درصد و ۲۰ درصد کمتر از نمونه‌های "V"، "H" و "W" است. شکل ۱۲-د نشان‌دهنده نتایج منحنی ایده‌آل-سازی شده بار-تغییر مکان برای نمونه‌های مختلف دیوار بنائی با ضخامت ۰/۲ متر و نسبت ابعادی ۱/۵ است. نمونه‌های مقیدتر و نسبت ابعادی کمتر، دارای مقدار جابجایی نهایی کمتری هستند. جابجایی نهایی برای دو نمونه "V" و "H" که به ترتیب نشان‌دهنده تقویت دیوار مبناء، توسط مولفه‌های عمودی و افقی هستند، تاثیر بیشتر مولفه‌های عمودی در کاهش مقدار ظرفیت جابجایی نهایی، در مقایسه با اثر مولفه افقی را نشان می‌دهد.

بررسی نتایج شکل‌های ۹، ۱۱ و ۱۲ مشخص نمود که با افزایش ضخامت دیوارهای بنایی، از مقدار ظرفیت جابجایی (d_u) کاسته می‌شود. از جهت دیگر، شاهدهی بر روند کاهش ظرفیت جابجایی (d_u) در صورت افزایش قیودات جانبی و نیز کاهش نسبت ابعادی ارتفاع به طول نمونه هستند.



شکل ۱۱: مقایسه منحنی‌های دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل برای نمونه‌های دیوار بنائی با قیودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۵ متر و پیش-فشار ۰/۱ مگاپاسکال؛ (الف) نسبت ابعادی ۰/۵، (ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، (ج) نسبت ابعادی ۱، و (د) نسبت ابعادی ۱/۵.



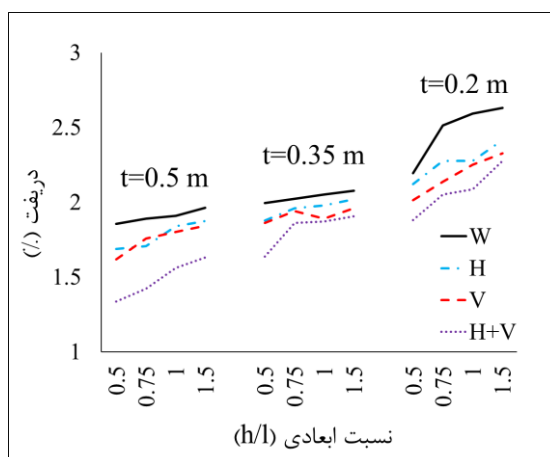
شکل ۱۲: مقایسه منحنی‌های دوخطی الاستیک خطی و پلاستیک کامل برای نمونه‌های دیوار بنایی با قیودات جانبی متفاوت، ضخامت ۰/۲ متر و پیش-فشار ۰/۱ مگاپاسکال؛ الف) نسبت ابعادی ۰/۵، ب) نسبت ابعادی ۰/۷۵، ج) نسبت ابعادی ۱، و د) نسبت ابعادی ۱/۵.

۴-۵- بررسی مقادیر تغییر مکان‌های نسبی

مقادیر عددی تغییر مکان‌های نسبی (دریفت) که نشان‌دهنده نسبت جابجایی نهایی (d_u) به ارتفاع نمونه است برای هر نمونه، با توجه به قیودات جانبی، نسبت ابعادی، ضخامت و پیش‌فشار، در جدول ۵ نشان داده شده است. نتایج مربوط به اثر تغییر در ضخامت دیوار (تحت پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال)، در منحنی‌های ارائه شده در شکل ۱۳ نشان داده شده است. نتایج شکل ۱۳ نشان می‌دهد که با کاهش ضخامت دیوارهای بنایی، مقدار ظرفیت جابجایی و دریفت آن افزایش یافته است.

جدول ۵: مقادیر جابجایی نسبی (جابجایی نهایی بر ارتفاع نمونه d_u/h) برای نمونه‌های دارای قیودات جانبی، نسبت‌های ابعادی، ضخامت و پیش‌فشار متفاوت (بر حسب %).

نام نمونه	شرح مدل	نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) برای ضخامت ۰/۳۵ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال				نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) برای ضخامت ۰/۲ متر و پیش‌فشار ۰/۲ مگاپاسکال			
		۰/۵	۰/۷۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۷۵	۱	۱/۵
W	دیوار برشی مبنا	۱/۹۹	۲/۰۲	۲/۰۵	۲/۰۷	۱/۸۸	۱/۹۱	۱/۹۳	۱/۹۶
H	دیوار برشی به‌همراه سقف تنها	۱/۸۷	۱/۹۶	۱/۹۷	۲/۰۲	۱/۸۲	۱/۸۵	۱/۸۹	۱/۹۲
V	دیوار برشی با دیوارهای عرضی در دو طرف	۱/۸۶	۱/۹۴	۱/۸۹	۱/۹۶	۱/۷۵	۱/۸۱	۱/۸۶	۱/۸۹
H+V	دیوار برشی به‌همراه سقف و دیوار متعامد در دو طرف آن	۱/۶۳	۱/۸۶	۱/۸۷	۱/۹۰	۱/۵۶	۱/۶۵	۱/۷۴	۱/۷۹
نام نمونه	قیودات جانبی نمونه	نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) برای ضخامت ۰/۵۰ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال				نسبت ابعادی (ارتفاع به طول) برای ضخامت ۰/۲۰ متر و پیش‌فشار ۰/۱ مگاپاسکال			
		۰/۵	۰/۷۵	۱	۱/۵	۰/۵	۰/۷۵	۱	۱/۵
W	دیوار برشی مبنا	۱/۸۵	۱/۸۹	۱/۹۱	۱/۹۶	۲/۱۹	۲/۵۱	۲/۵۹	۲/۶۳
H	دیوار برشی به‌همراه سقف تنها	۱/۶۸	۱/۷۰	۱/۸۴	۱/۸۷	۲/۱۰	۲/۲۷	۲/۲۷	۲/۴۱
V	دیوار برشی با دیوارهای عرضی در دو طرف	۱/۶۱	۱/۷۵	۱/۸۰	۱/۸۴	۲/۰۱	۲/۱۳	۲/۲۴	۲/۳۲
H+V	دیوار برشی به‌همراه سقف و دیوار متعامد در دو طرف آن	۱/۳۳	۱/۴۲	۱/۵۶	۱/۶۳	۱/۸۸	۲/۰۵	۲/۰۸	۲/۲۷



شکل ۱۳: مقایسه جابجایی نسبی (دریفت) در نمونه‌های دیوار برشی بنایی با ضخامت‌های متفاوت (تحت پیش فشار ۰/۱ مگاپاسکال).

۶- نتیجه گیری

نتایج بدست آمده در این پژوهش را می توان به صورت زیر بیان نمود:

- ۱- با افزایش قیودات جانبی، مقاومت برشی دیوارهای بنایی افزایش، و مقدار جابجایی نهایی آن‌ها کاهش یافت. نمونه‌های دارای مولفه‌های افقی و عرضی به صورت توأمان، دارای بیشترین مقدار مقاومت برشی (F_{ii}) و کمترین مقدار ظرفیت جابجایی (d_{ii}) و دریفت نسبت به دیگر نمونه‌ها بودند.
- ۲- مقایسه منحنی‌های دوخطی ایده‌آل الاستیک خطی - پلاستیک کامل برای دیوارهای برشی بنایی نشان داد، که با افزایش مقدار نسبت ابعادی ارتفاع به طول نمونه‌ها، مقدار مقاومت برشی دیوار (F_{ii}) کاهش و ظرفیت جابجایی نهایی (d_{ii}) و دریفت آن افزایش یافت. نمونه‌های با نسبت ابعادی ۱/۵ بیشترین مقدار ظرفیت جابجایی، و متناظراً نمونه‌های با نسبت ابعادی ۰/۵ بیشترین مقدار مقاومت برشی (F_{ii}) را دارا بودند. با توجه به اینکه در این تحقیق ارتفاع دیوارها ثابت فرض شد، می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش طول دهانه دیوار، مقدار مقاومت برشی دیوار (F_{ii}) کاهش؛ و ظرفیت جابجایی نهایی (d_{ii}) و دریفت آن افزایش یافته است.
- ۳- مقایسه نتایج مقاومت برشی نمونه فقط دارای دو دیوار جانبی (واقع در دو انتها و در دو طرف دیوار اصلی) با نمونه دیوار برشی دارای مولفه سقف تنها، مشخص کننده تاثیر بیشتر دو دیوار عرضی در کاهش مقدار ظرفیت جابجایی و افزایش مقاومت برشی می‌باشد.
- ۴- بررسی اثر قرارگیری دیوار برشی در طبقات مختلف از سازه با کمک اعمال مقدار پیش فشارهای متفاوت انجام پذیرفت. مشخص گردید که دیوار واقع در طبقه زیرین یک سازه دوطبقه که تحت بار پیش فشار بیشتری نسبت به دیوار نظیر در سازه یک طبقه می‌باشد، دارای مقدار جابجایی نهایی کمتر، و مقاومت برشی بیشتری است. آن‌طور که مشخص گردید، با افزایش دو برابری در مقدار پیش فشار، کاهش در حدود ۶ درصد در مقدار جابجایی نهایی اتفاق افتاد.
- ۵- در این تحقیق، اثر سه مقدار مرسوم برای ضخامت دیوار بنایی ایرانی، مورد بررسی قرار گرفت و مشخص گردید که با افزایش ضخامت دیوارهای بنایی، مقاومت برشی افزایش، و از ظرفیت جابجایی و دریفت کاسته گردید. نمونه با ضخامت ۰/۵۰ متر بیشترین؛ و نمونه با ضخامت ۰/۲۰ متر کمترین مقاومت برشی (F_{ii}) را دارا بودند.
- ۶- بطور کلی، محدوده دریفت دیوار برشی با مصالح بنایی تاریخی ایرانی با توجه به میزان محصورشدگی بر اثر وجود قیودات جانبی، بار پیش فشار، نسبت ابعادی و ضخامت آن، در بازه ۱/۳ درصد تا ۲/۶ درصد حاصل گردید.

لازم به ذکر است که نتایج حاصل از این تحقیق، با توجه به دقت بکاررفته در انجام مدل سازی‌ها و تحلیل‌های عددی، دارای تقریب و خطا است که در این خصوص نیاز به انجام آزمایشات دقیق آزمایشگاهی می‌باشد تا صحت نتایج حاصله مورد بررسی و تأیید قرار گیرد.

مراجع

- [1] Magenes, G. and Calvi, G M J. (1997). In-plane Seismic Response of Brick Masonry Walls. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 26(11), 1091-1112.
- [2] Lourenco, P. Milani, G. Tralli, A. and Zucchini, A J. (2007). Analysis of Masonry Structures: Review of and Recent Trends in Homogenization Techniques. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 34(11), 1443-1457.
- [3] Abrams, D. (1996). Effects of Scale and Loading Rate with Tests of Concrete and Masonry Structures. *Earthquake Spectra*; 12(1), 13-28.
- [4] Salmanpour, A. Mojsilović, N. and Schwartz, J. (2015). Displacement Capacity of Contemporary Unreinforced Masonry Walls: An Experimental Study. *Engineering Structures*, 89, 1-16.
- [5] Ganju, T. (1997). Nonlinear finite Element Analysis of Clay Brick Masonry, *6th Australasian Conf. on Mech. of Structures and Materials*, 59-65.
- [6] Samarasinghe, W. Page, A. and Hendry, A. (1982). A Finite Element Model for the In-Plane Behavior of Brickwork, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 73, 171-178.
- [7] Dhanasekar, M. Page, A. and Kleeman, P. (1984). A Finite Element Model for the In-Plane Behavior of Brick Masonry, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, 79(2), 262-267.
- [8] Laurencio, P. Rots, J G. and Blaauwendraad, J J. (1995). Two Approaches for the Analysis of Masonry Structures: Micro and Macro Modeling. *HERON*, [online] 40 (4), Available at: <http://resolver.tudelft.nl/uuid:c39b29ab-3c75-47db-9cb5-bf2b1c678f1f> [Accessed 01. 01. 1995].
- [9] Page, A. (1978). Finite Element Model for Masonry. *Journal of the Structural Division*, 104, 1267-1285.
- [10] Standard, B. (2005). *Eurocode 8 (Design of structures for earthquake resistance – Part 3: General rules, seismic actions and rules for buildings, Design Code EN 1998-3, European Committee for Standardisation (CEN))*. Brussels, Belgium.
- [11] Najafgholipour, M. Maheri, M. and Lourenço, P. (2013). Capacity Interaction in Brick Masonry under Simultaneous In plane and Out-of-plane Loads. *Construction and Building Materials*, 38, 619-626.
- [12] Calderini, C. Cattari, S. and Lagomarsino, S. (2010). In-plane Strength of Unreinforced Masonry Piers. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 38, 243-267.
- [13] Bosiljkov, V. Page, A. Bosiljkov, V B. and Zarnic, R. (2008). Evaluation of the Seismic Performance of Brick Masonry Walls. *Structural Control and Health Monitoring*, 32, 124-135.
- [14] Roca, P. (2006). Assessment of Masonry Shear-Walls by Simple Equilibrium Models. *Construction and Building Materials*, 20, 229-238.
- [15] Giordano, A. De Luca, A. Mele, E. and Romano, A. (2007). A Simple Formula for Predicting the Horizontal Capacity of Masonry Portal Frames. *Engineering structures*, 29, 2109-2123.
- [16] Benedetti, A. and Steli, E. (2008). Analytical Models for Shear – Displacement Curves of Unreinforced and FRP Reinforced Masonry Panels. *Construction and Building Materials*, 22, 175-185.
- [17] Russell, A P. (2010). *Characterisation and Seismic Assessment of Unreinforced Masonry Buildings*. Ph.D. thesis. University of Auckland.
- [18] Magenes, G. and Penna, A. (2011). Seismic Design and Assessment of Masonry Buildings in Europe: Recent Research and Code Development Issues. *Nine Th Australasian Masonry Conference*. Queenstown, New Zealand, 583-603.
- [19] Moon, F L. (2003). *Seismic strengthening of low-rise unreinforced masonry structures with flexible diaphragms*. Ph.D. thesis. Georgia Institute of Technology.
- [20] Petry, S. and Beyer, K. (2014). Influence of Boundary Conditions and Size Effect on the Drift Capacity of URM Walls. *Engineering Structures*, 65, 76-88.
- [21] FEMA 306. (1998). *Evaluation of Earthquake Damaged Concrete and Masonry Wall Buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency, 250.
- [22] FEMA 356. (2000). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C: Federal Emergency Management Agency, 519.
- [23] Iranian national building regulations (2014). *Design Loads for Buildings (in Farsi)*, Tehran, Ministry of Roads and Urban Development.
- [24] Binda, L. Fontana, A. and Frigerio, G. (1988). Mechanical Behaviour of Brick Masonries Derived from Unit and Mortar Characteristics. *Proc. of the 8th Int. Brick and Block Masonry Conf.* London: Elsevier Applied Science, 205-216.
- [25] Korany, Y. and EL-Haggar, S J. (2003). Mechanics and modeling of URM structures. *Proc. Int. Short Course on International short course on architectural structural design of masonry*, Dresden: Dresden University of Technology.
- [26] Willam, K J. and Warnke, E P. (1975). Constitutive Model for the Triaxial Behaviour of Concrete. *Proc. of the Int. Assoc. for Bridge and Struct. Eng.*, 19, 1-30.
- [27] Basic Analysis Guide for ANSYS 14. (2011). New York, SAS IP Inc.

- [28] Chen, W F. and Han, D J. (2007). *Plasticity for Structural Engineers*. New York: J. Ross Publishing, 606.
- [29] Betti, M. Orlando, M. and Vignoli, A. (2011). Static Behaviour of an Italian Medieval Castle: Damage Assessment by Numerical Modelling. *Computers and Structures*, 89(21-22), 1956-1970.
- [30] Betti, M. and Vignoli, A. (2008). Modelling and Analysis of a Romanesque Church under Earthquake Loading: Assessment of Seismic Resistance. *Engineering Structures*, 30(2), 352-367.
- [31] Pineda, P. GilMarti, M A. and González, M D. (2011). Seismic Damage Propagation Prediction in Ancient Masonry Structures: an Application in the Non-Linear Range via Numerical Models. *Open Construction Building Technology Journal*, 16(5), 71-79.
- [32] Araújo, A. (2014). *Modelling of the Seismic Performance of Connections and Walls in Ancient Masonry Buildings*. Ph.D. thesis. University of Minho.
- [33] Tomazevic, M. (1999). *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings*. London: Imperial College Press World Scientific, 268.