Journal of Research on Archaeometry, 2020; 6 (1):97–118

Journal of Research on Archaeometry

DOI: 10.29252/jra.6.1.97

URL: http://jra-tabriziau.ir/

Original Paper

Application of Near Surface Mounted (NSM) Technique in Seismic Retrofitting of Heritage Buildings: Case Study of No.1 Educational Heritage Building of Tabriz Art University

Farhad Akhoundi[1*], Reza Mohammadpour[2], Yaser Shahbazi[3]

[1] *Architecture and Urbanism Department, Islamic Art University of Tabriz, Tabriz, IRAN*

[2] *Master of Earthquake Engineering, University of Tabriz, Tabriz, IRAN*

[3] *Architecture and Urbanism Department, Islamic Art University of Tabriz, Tabriz, IRAN*

Received: 19/02/2020 **Accepted: 03/06/2020**

Abstract

The high vulnerability of the cultural buildings due to seismic actions urged researchers to retrofit them using reversible and compatible techniques. The application of fiber reinforced polymer (FRP) for enhancing the structural behavior of masonry buildings, under seismic actions, has been studied by many researchers. The near-surface mounting (NSM) technique is a relatively new retrofitting approach that involves bonding FRP bars/strips inserted into grooves cut of mortar joints. This method is an appropriate technique to be used in seismic retrofitting of heritage buildings, because of its low influence on the global mass, high strength-to-weight ratios, minimum durability concern, ease of handling, flexibility and fast installation that improve on-site productivity, low impact of building functions, and low architectural and structural interventions. No.1 Educational heritage building of Tabriz Islamic Art University has flexible diaphragms with unreinforced masonry walls as lateral and gravitational resisting system. The masonry walls have no tie beams or columns and appropriate connection to the floors. Furthermore, the building has irregularity in plane because of length to width ratio more than 3. Another deficiency of this building to resist seismic load is related to the existence of small percentage of masonry wall in transversal direction compared with longitudinal direction, which can be result in torsional irregularity in the structure. The aim of this paper is to investigate the effectiveness of applying NSM technique on seismic performance of this heritage building. For this purpose, a 3D Equivalent frame model was created in 3Muri software to simulate the structural behavior of strengthened masonry walls. The masonry was modeled by macro-modeling approach and FRP bars/strips were modeled as attaching to the masonry walls. A safety index value according to "Guidelines for evaluation and mitigation of seismic risk to cultural heritage", have been calculated to evaluate the seismic behavior of the building before and after applying retrofitting method. The selected safety index depends on shear strength of the structure, site seismic hazard zone and the desired building performance level. Nonlinear static analysis has been employed by 3Muri software to evaluate the safety index for selected limit states including Ultimate Limit State (SLU) and Damage Limit State (SLD). The distribution of lateral load is done in two different modes; proportional to the shape of the first mode and proportional to story mass. Based on the results of twenty-four pushover analysis, it has been concluded that inserting the FRP strips to the masonry walls and adding new masonry walls reinforced by FRP bars, increase the safety index significantly in both directions, especially in the transversal direction. Also it has been observed that shear strength of the building increased considerably after applying the retrofitting design relative to the

* Corresponding author: f.akhoundi@tabriziau.ac.ir

Copyright© 2020, the Authors | This open-access article is published under the terms of the Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License which permits Share (copy and redistribute the material in any medium or format) and Adapt (remix, transform, and build upon the material) under the Attribution-NonCommercial .terms

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]

[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]

[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

existing condition. More uniform distribution of the safety index between different analyses was another positive effect of using this technique. The results of this research demonstrated the advantages of using NSM technique for seismic performance of heritage buildings and are based on a numerical modeling and pushover analysis which uses the performance criteria of safety index, while more experimental and numerical studies are proposed for future studies.
Keywords: Seismic retrofit, Heritage buildings, FRP material, Masonry buildings, NSM technique

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]

[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]

[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

پژوهه باستان‌سنجی ۱۳۹۹؛ ۶(۱): ۹۷-۱۱۸

پژوهه باستان‌سنجی

DOI: 10.29252/jra.6.1.97

URL: http://jra-tabriziau.ir/

دانشگاه هنر اسلامی تبریز ۱۳۷۸

مقاله پژوهشی

استفاده از مصالح FRP به روش NSM در مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی تاریخی (مطالعه موردی ساختمان آموزشی شماره ۱ دانشگاه هنر اسلامی تبریز)

فرهاد آخوندی*[۱]، رضا محمدپور[۲]، یاسر شهبازی[۲]

۱. دکترای سازه‌های تاریخی و بنایی، استادیار دانشگاه هنر اسلامی تبریز، ایران

۲. کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تبریز، ایران

۳. دکترای سازه، دانشیار دانشگاه هنر اسلامی تبریز، ایران

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۳۰ تاریخ پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۱۴

چکیده

حفاظت از ساختمان‌های بنایی که ارزش تاریخی و فرهنگی دارند، در مقابل بلای طبیعی زلزله، برای نسل‌های آینده ازهرجهت لازم است. بهره‌گیری از روش‌های برگشت‌پذیر و نوین در مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها در سال‌های اخیر موردتوجه محققان قرارگرفته‌اند، به‌نحوی‌که این روش‌ها ضمن بهبود عملکرد ساختمان در هنگام زلزله، کمترین دخل و تصرف را در معماری و سازهٔ آن ایجاد کنند. در مطالعهٔ حاضر با مقاوم‌سازی دیوارهای مصالح بنایی با استفاده از مصالح FRP (Fiber Reinforced Polymer) و به روش NSM (Near Surface Mounted) که از روش‌های نوین در عرصهٔ مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی تاریخی بوده‌اند و تا حدود زیادی ویژگی‌های ذکرشده را دارند، تغییر رفتار لرزه‌ای ساختمان، در زمان قبل و بعد از مقاوم‌سازی موردبررسی قرارگرفته است. برای این منظور، ساختمان موردمطالعه (ساختمان آموزشی شماره یک دانشگاه هنر اسلامی تبریز) به‌صورت سه‌بُعدی و به روش قاب معادل در نرم‌افزار 3Muri مدل‌سازی شده و برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان و همچنین تأثیر روش مقاوم‌سازی در این رفتار، از شاخص ایمنی تعریف‌شده در راهنمایی ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا استفاده‌شده است. شاخص انتخاب‌شده، تابعی از مقاومت برشی ساختمان، لرزه‌خیزی منطقه، نوع خاک و سطح عملکرد موردنظر است. محاسبهٔ شاخص ایمنی برای سطوح عملکردی موردنظر و بر اساس نتایج حاصل از تحلیل بار افزون، توسط نرم‌افزار 3Muri صورت گرفته‌است. نتایج حاصل از ارزیابی ساختمان، نشان داد که تقویت دیوارهای باربر ساختمان به روش NSM، به همراه اضافه کردن دیوارهای بنایی مسلح جدید، موجب افزایش قابل‌توجه مقاومت لرزه‌ای آن می‌شود. به‌طوری‌که میزان شاخص ایمنی در بعضی موارد، به خصوص در راستای عرضی (ضعیف‌تر) ساختمان ۱/۷ تا ۶ برابر می‌شود. نتایج حاصل، در مطالعهٔ حاضر، صرفاً بر اساس مدل‌سازی عددی بوده و تنها از یک شاخص برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان استفاده‌شده است؛ بنابراین انجام کارهای تئوری و آزمایشگاهیِ بیشتر در این زمینه، ضروری به نظر می‌رسد.

واژگان کلیدی: مقاوم‌سازی لرزه‌ای، بناهای تاریخی، مصالح FRP، ساختمان‌های بنایی، روش NSM

* مسئول مکاتبات: تبریز، خیابان آزادی، میدان حکیم نظامی، دانشگاه هنر اسلامی تبریز، دانشکده هنرهای کاربردی، کد پستی: ۵۱۶۴۷۳۶۹۳۱

پست الکترونیکی: f.akhoundi@tabriziau.ac.ir

حق نشر متعلق به نویسنده(گان) است و نویسنده تحت مجوز Creative Commons Attribution License به مجله اجازه می‌دهد مقاله چاپ شده را با دیگران به اشتراک بگذارد منوط بر اینکه حقوق مؤلف اثر حفظ و به انتشار اولیه مقاله در این مجله اشاره شود.

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-03]

[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]

[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

۱. مقدمه

حفظ و نگهداری از آثار و بناهای تاریخی که درواقع نمودی از ویژگی‌های اجتماعی، سیاسی، فرهنگی و اقتصادی ادوار گذشته یک ملت و یا یک کشور هستند، امری ضروری است. زیرا این آثار، هم به دلیل ماهیت تاریخی و هم ماهیت فرهنگی موردتوجه عموم مردم و گردشگران هستند. بناها و یا ساختمان‌های تاریخی که درواقع مشهودترین این آثار به شمار می‌روند، در طول عمر خود دستخوش تغییرات محسوسی شده‌اند که این تغییرات، درنتیجهٔ بلایای طبیعی همچون زلزله و سیل و یا انسانی همچون جنگ و یا بازسازی و مرمت‌های صورت گرفته در دوران بعد، بوده‌اند. از میان عوامل مذکور، آنچه امروزه بیشترین اثر مخرب را بر بناهای تاریخی دارد، وقوع زلزله‌هایی با شدت متوسط و زیاد در گسترهٔ اطراف ساختگاه این بناها است. از طرف دیگر سازه‌های تاریخی به دلایلی همچون ضعف موجود در مصالح و ساخت، جرم زیاد، نبود اتصال مناسب بین اجزای سازه‌ای، ذاتاً در مقابل زمین‌لرزه آسیب‌پذیر هستند؛ لذا این بناها باید متناسب با ویژگی‌های معماری و سازه‌ای خود، به لحاظ لرزه‌ای مقاوم‌سازی شوند.

ارائهٔ یک طرح مقاوم‌سازی لرزه‌ای برای ساختمان‌های تاریخی، به دلیل حساسیت این بناها، محدودیت‌های خاصی دارد؛ ازجمله اینکه طرح ارائه‌شده باید سازگاری معماری، مصالحی و سازه‌ای با ساختمان موجود، داشته باشد، حداقل تغییرات ممکن را در ساختمان به وجود آورد، ویژگی‌های اصلی بنا را حفظ کند و برگشت‌پذیر باشد. بر این اساس، روش‌های متنوعی برای تقویت لرزه‌ای این بناها، بر اساس کارهای منسوب به تئوری و آزمایشگاهی، از سوی محققان ارائه‌شده است. به‌منظور تهیهٔ یک طرح مرمت یا مقاوم‌سازی لرزه‌ای مناسب برای یک بنای تاریخی، ابتدا باید شناخت دقیقی از مصالح و پیکرهٔ بنا حاصل شود که در حوزهٔ بناهای باستانی، این کار از طریق علم باستان‌سنجی صورت می‌گیرد. علم باستان‌سنجی درواقع با بهره‌گیری از علوم پایه، مهندسی و غیره، زمینهٔ شناخت دقیق‌تر و بهتر آثار باستانی را فراهم می‌آورد [1]. پس از شناخت دقیق مصالح و گردآوری اطلاعات لازم، مکانیسم خرابی و میزان آسیب‌پذیری ساختمان بنایی تاریخی در برابر بارهای جانبی، مخصوصاً زلزله، مشخص می‌شود؛ که برای این منظور روش‌های مدل‌سازی و تحلیل‌های مختلفی از سوی محققان ارائه‌شده است [2-8]. به‌منظور تعیین نحوهٔ خرابی و ارزیابی طرح مقاوم‌سازی لرزه‌ای ارائه‌شده برای ارگ بم، از تحلیل گسیختگی که روی بخشی از بنا انجام دادند، دریافتند خرابی مدل، اساساً به دلیل شکست خارج از صفحهٔ دیوارها رخ می‌دهد [9] باید توجه داشت که شکست خارج از صفحهٔ دیوار بنایی، اغلب به دلیل اتصال نامناسب دیوارها به سقف، عدم وجود دیافراگم صلب و یا نسبت ارتفاع به ضخامت زیاد دیوار، صورت می‌گیرد. در مورد رفتار داخل صفحهٔ دیوار، مکانیسم‌هایی خرابی- که مشخصاً در آیین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای، همانند دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی نشریه ۳۶۰ [10]و یا ۳۶۵ [11] به آن‌ها اشاره‌شده است-، می‌تواند ناشی از عواملی همچون کمبود مقاومت کششی، برشی و یا مقاومت فشاری مصالح بنایی، ضخامت کم دیوار، ابعاد زیاد بازشوها، نبود کلاف‌بندی مناسب، نبود دیافراگم صلب و اتصال نامناسب اجزای باربر جانبی به سقف و غیره باشد. نکتهٔ دیگری که باید در مورد مکانیسم‌خرابی موردتوجه قرارداد، ارتباط آن با شکل‌پذیری ساختمان بنایی است. Benedetti و همکارانش با انجام آزمایش میز لرزه‌ای بر روی مدل‌های آزمایشگاهی، نشان دادند که مکانیسم خرابی تحت رکورد زلزله ورودی در میزان انرژی استهلاک شده توسط سازه مؤثر است، به‌طوری‌که مکانیسم‌های خرابی روی‌داده در تیرهای بنایی (spandrel) انرژی بیشتری را نسبت به سایر مکانیسم‌ها تلف می‌کنند؛ درنتیجه، طرح‌های مقاوم‌سازی که اجازهٔ خرابی کنترل‌شده را به این اجزا دهند، موجب افزایش شکل‌پذیری ساختمان و بهبود عملکرد لرزه‌ای آن خواهند شد [1].

روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی موردمطالعه قرارگرفته‌اند که می‌توان به مواردی همچون، اضافه کردن اجزای فولادی، تقویت دیوارها با استفاده از الیاف FRP، استفاده از اجزای تقویتی

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

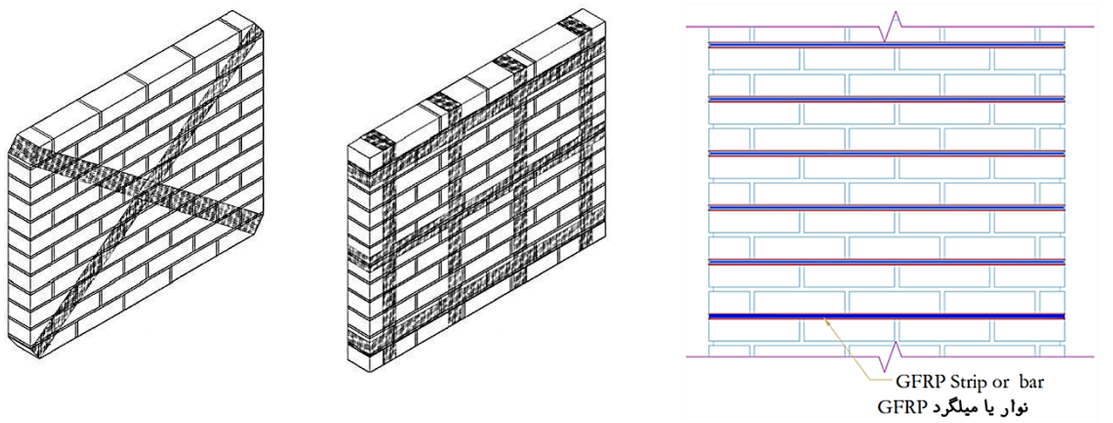
بتنی و روش‌های نوینی همچون استفاده از میراگرها و جداسازهای لرزه‌ای، اشاره‌کرد [13-17]. هرچند که روش‌های مذکور را می‌توان در سازه‌های بنایی معمولی با محدودیت‌های کمی به کاربرد، ولی کاربرد آن‌ها در مقاوم‌سازی لرزه‌ای بناهای تاریخی همان‌طور که در مطالب پیشین، نیز بیان شد، باید ملاحظات ویژه‌ای داشته باشد. استفاده از روش جداسازی لرزه‌ای ازجمله روش‌هایی است که در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی موردتوجه قرارگرفته است، چراکه در این روش به‌جای افزایش اجزای مقاوم جانبی و ایجاد تغییرات زیاد در سیستم سازه‌ای و همچنین معماری آن که موردپسند بناهای تاریخی نیست، با کاهش قابل‌ملاحظهٔ نیروی زلزله از طریق افزایش قابل‌توجه زمان تناوب سازه [18]، ایمنی لرزه‌ای آن را تأمین می‌کنند. نمونهٔ موفق، استفاده از جداسازهای لرزه‌ای در ساختمان سالن اجتماعات شهر سانفرانسیسکو است. به‌منظور حفظ ماهیت تاریخی این ساختمان که طول عمر آن بیش از ۱۰۰ سال است و برای کاهش آسیب‌پذیری آن در مقابل زلزله، از ۵۳۰ جداساز لاستیکی با هستهٔ سربی، استفاده‌شده است [19]. البته این روش، نسبت به سایر روش‌ها پیچیدگی‌های خاصی دارد و نیازمند تجهیزات پیشرفته است. روش دیگر که می‌توان گفت شرایط مطلوب را برای مقاوم‌سازی سازه‌های تاریخی دارد، استفاده از الیاف FRP است که بهره‌گیری از آن به‌منظور بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های بنایی در طول چند دههٔ اخیر موردتوجه محققان بوده‌است. بر اساس مطالعات اولیهٔ صورت‌گرفته بر ساختمان آموزشی شماره ۱ دانشگاه هنر اسلامی تبریز که در سال‌های اخیر جزء آثار تاریخی ملی در میراث فرهنگی کشور ثبت‌شده است و همچنین با در نظر گرفتن شرایط فعلی ساختمان، نیاز به مرمت و بهسازی لرزه‌ای در این ساختمان، با حفظ هویت تاریخی و کمترین دخل و تصرف در آن، ضروری تشخیص داده‌شده است. ازاین‌رو در مطالعهٔ حاضر، در نظر است که پس از بررسی وضعیت آسیب‌پذیری این بنای تاریخی، طرحی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای آن با استفاده از الیاف FRP ارائه و اثر طرح مذکور در تغییر عملکرد لرزه‌ای ساختمان ارزیابی‌شود.

۲. پیشینه پژوهش

دستگاه‌های مبتنی بر FRP نسبت به سایر روش‌های مرسوم مقاوم‌سازی، وزن سبک‌تر، نصب آسان‌تر، هزینهٔ کمتر و تغییر کمتر در ظاهر سازه دارند و سختی و مقاومت بالایی را به اعضای سازه‌ای می‌بخشند [20]، ازاین‌رو استفاده از آن‌ها در سازه‌های بنایی که دارای ارزش تاریخی هستند، موردتوجه قرارگرفته است. مصالح FRP یا به‌صورت خارجی به سطح دیوار بنایی چسبانده می‌شوند (روشEB: Externally Bonding) و یا به‌صورت میلگردها یا میله‌های مستطیلی در داخل شیارهایی که در نزدیکی سطح دیوار ایجادشده‌اند، با استفاده از گروت مخصوص، نصب می‌شوند (روش NSM: Near Surface Mounting). روش NSM نسبت به EB روش جدیدی است که مزیت‌های زیادی نیز دارد، ازجمله این مزیت ها می‌توان به حفظ زیبایی ساختمان، حفاظت از مصالح FRP در برابر آتش و شرایط محیطی و همچنین امکان کرنش کششی مؤثر بیشتر مصالح FRP در این حالت اشاره کرد [21]. شکل ۱ تصویری از دیوارهای مقاوم‌سازی شده به روش‌های مذکور را نمایش می‌دهد.

ازجمله کارهایی که محققان درزمینهٔ مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی با مصالح FRP انجام داده‌اند به‌عنوان‌مثال می‌توان به کار Triantafillou در سال ۱۹۹۸ اشاره‌کرد که معادلاتی را برای طراحی دیوارهای مقاوم‌سازی شده با مصالح FRP به روش EB که تحت خمش خارج صفحه، خمش داخل صفحه یا برش داخل صفحه همراه با بارهای محوری قرار دارند، ارائه‌داد [22]. Marcari و همکارانش با آزمایش تعدادی دیوار بنایی ساخته‌شده از مصالح توف تحت بارگذاری داخل صفحه برشی- فشاری که با استفاده از مصالح FRP (با روش EB) مقاوم‌سازی شده بودند، مشاهده کردند که مسلح کردن دیوارها با مصالح FRP منجر به افزایش مقاومت برشی دیوار و تغییر مد شکست از حالت برشی به حالت برشی- خمشی می‌شود. علاوه بر این، آزمایش‌های آن‌ها نشان داد که الیاف شیشه‌ای (GFRP) به دلیل مدول الاستیسیته پایین‌تر، نسبت به الیاف کربنی (CFRP) سازگاری بیشتری با مصالح بنایی دارند [23]. پترسن و همکاران در یک مطالعه آزمایشگاهی- عددی، رفتار

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



روش EB
EB technique

روش NSM
NSM technique

شکل ۱: روش‌های استفاده از مصالح FRP در مقاوم‌سازی دیوارهای بنایی
Fig. 1: Different configuration of FRP applied to masonry walls

برشی داخل صفحه دیوارهای بنایی ساخته‌شده از آجر رسی که با استفاده از نوارهای CFRP و با روش NSM تقویت‌شده بودند را مورد بررسی قرار دادند [24-25]. رضایی‌فر و همکارانش در مطالعهٔ خود، جهت بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان تاریخی موزه دانشگاه تهران، از مصالح FRP، برای افزایش مقاومت داخل صفحه و خارج صفحه دیوارهای بنایی استفاده‌کردند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی ساختمان، نشان‌داد که استفاده از مصالح FRP، باعث افزایش انسجام سازه و مقاومت جانبی آن در برابر زلزله‌های شدید می‌شود [26].

با توجه به مزیت‌های اشاره‌شده برای مقاوم‌سازی با استفاده از مصالح FRP و در حالت خاص روش NSM و اینکه ساختمان موردبررسی در مطالعهٔ حاضر، ماهیت تاریخی دارد، در ادامه، بعد از بررسی وضعیت آسیب‌پذیری ساختمان موردمطالعه بر اساس شاخص‌های آیین‌نامه‌ای، طرح مقاوم‌سازی لرزه‌ای مناسب با استفاده از روش مذکور در کنار برخی روش‌های مرسوم، ارائه و اثر آن در بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان تشریح خواهد شد.

۳. مشخصات ساختمان موردمطالعه

مجموعهٔ چرم‌سازی خسروی نمونهٔ زیبایی از معماری سنتی شهر تبریز و یکی از جاذبه‌های تاریخی و توریستی استان آذربایجان شرقی به شمار می‌رود. این مجموعه، مساحتی بیش از ۳۶ هزار مترمربع دارد و شامل هشت ساختمان است. مجموعهٔ چرم‌سازی بعد از انتقال کارخانه، به خارج از شهر در سال ۱۳۶۶ (به دلیل توسعهٔ شهر و قرار گرفتن در محیط مسکونی) و بعد از انجام کارهای مرمتی و تغییرات در برخی فضاهای داخلی (در سال‌های ۱۳۷۴– ۱۳۷۶)، به‌منظور تأسیس دانشگاه هنر اسلامی در محل این کارخانه، در اختیار دانشگاه صنعتی سهند قرار گرفت. در سال‌های اخیر نیز به دلیل ماهیت تاریخی این مجموعه ازیک‌طرف و آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن از طرف دیگر و همچنین کاربری آموزشی مجموعه، بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های آن موردتوجه قرارگرفته است؛ که از این جمله می‌توان از ساختمان شماره ۲ نام برد که عملیات بهسازی آن به اتمام رسیده‌است.

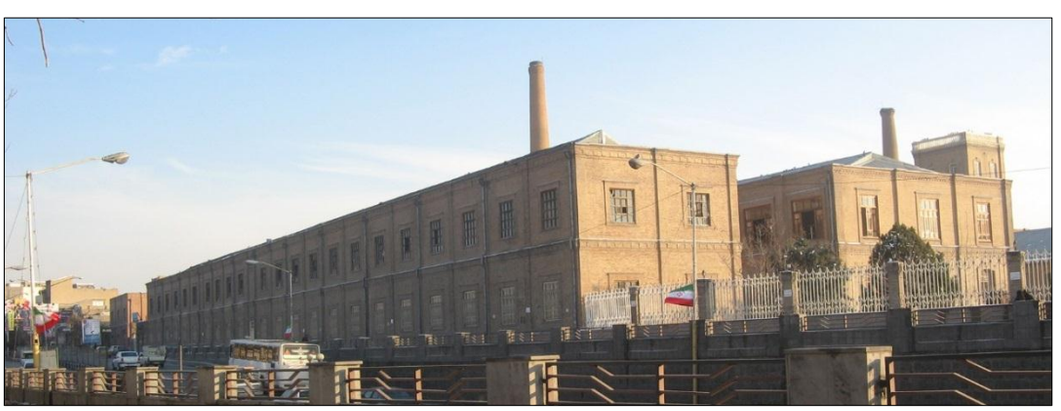
ساختمان شماره ۱ مجموعه چرم‌سازی خسروی، شمالی‌ترین ساختمان این مجموعه است که زیربنای کل $3880m^2$ را دارد و در سال‌های ۱۳۱۰ تا ۱۳۱۹ ساخته و تکمیل شده‌است. این بنا، همچنین ارزش تاریخی دارد و جزء آثار ثبت‌شدهٔ میراث فرهنگی است. ساختمان مذکور، دو بخش به‌هم‌پیوسته ۲ طبقه (سازه‌ای) در سمت شرقی و ۳ طبقه (سازه‌ای) در سمت غربی دارد که بخش ۳

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

طبقه، شامل زیرزمین نیز است. ابعاد ساختمان در قسمت زیرزمین ۱۲m×۶۱/۸ و در طبقهٔ اول و دوم ۱۲m×۱۱۷ است و نسبت طول به عرض ساختمان، بیشتر از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [27] (مقدار مجاز=۳) به نظر می‌رسد. سیستم باربر ثقلی و جانبی ساختمان، از دیوارهای بنایی غیرمسلح تشکیل می‌شود که این دیوارها از آجر رسی و ملاط ماسه –آهک ساخته‌شده‌اند. مقدار این دیوارها در راستای عرضی ساختمان بسیار کم است که می‌توان گفت مهم‌ترین عامل آسیب‌پذیری ساختمان، محسوب می‌شود؛ درحالی‌که در راستای طولی ساختمان، مشکل کمبود دیوار باربر وجودندارد. سقف طبقات نیز در طبقهٔ زیرزمین از نوع چهارطاقی، در طبقهٔ همکف در هر دو بخش ۲ طبقه و ۳ طبقه از نوع طاق ضربی هستند و سقف طبقهٔ اول (بام) از نوع تیر چوبی و تخته به همراه شیروانی با شیب دوطرفه محسوب می‌شود که بر روی خرپای چوبی سقف نصب‌شده‌است. عدم وجود کلاف‌بندی افقی و قائم، نبود دیافراگم صلب، نبود دیوار بنایی کافی در راستای شمالی– جنوبی (راستای عرضی)، ارتفاع زیاد دیوارها و عدم اتصال مناسب سقف‌ها به دیوارها ازجمله مواردی هستند که ساختمان را در برابر زلزله، آسیب‌پذیر می‌کنند. در شکل ۲، نمای شرقی و جنوبی و در شکل ۳ نمای شمالی و غربی ساختمان، قابل‌مشاهده است. همچنین شکل ۴، پلان طبقات مختلف ساختمان را در شرایط موجود نشان می‌دهد.

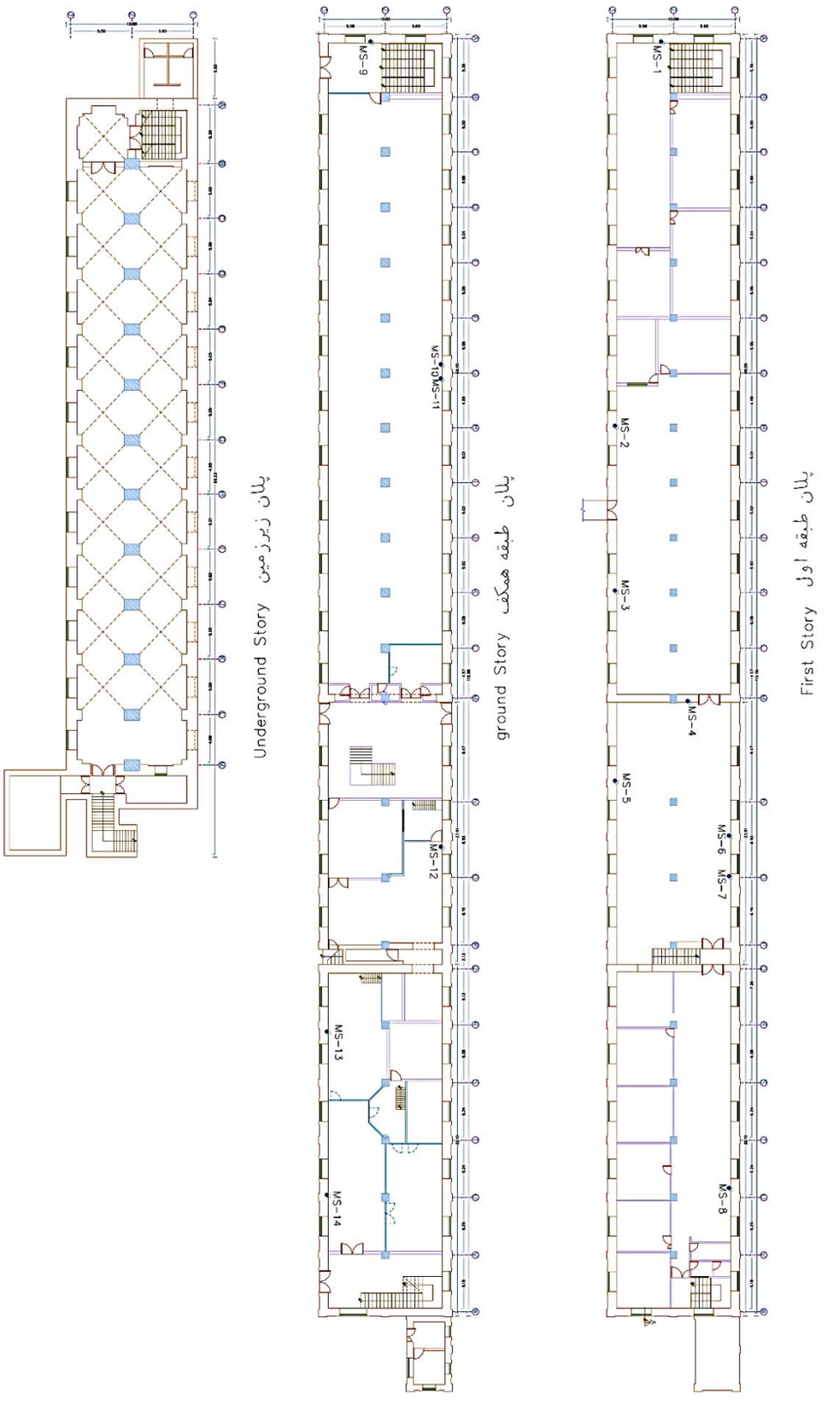


شکل ۲: ساختمان شماره ۱ آموزشی مجموعهٔ چرم‌سازی– نمای شرقی و جنوبی
Fig. 2: No.1 Educational heritage building of Charmsazi Complex-East and South facade



شکل ۳: ساختمان شماره ۱ آموزشی مجموعهٔ چرم‌سازی– نمای شمالی و غربی
Fig. 3: No.1 Educational heritage building of Charmsazi Complex-West and North façad

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-13]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



شکل ۴: پلان طبقات ساختمان شماره ۱ آموزشی مجموعهٔ چرم‌سازی
Fig; 4: No.1 Educational heritage building of Charmsazi Complex-Story planes

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

٤. مطالعهٔ عددی

٤-١. مدل‌سازی و تحلیل

برای مدل‌سازی مصالح بنایی دو رویکرد عمده وجود دارد که اکثر محققان بر اساس مشخصات مدل و میزان دقت و ساده‌سازی لازم، از آن‌ها استفاده می‌کنند؛ مدل‌سازی مصالح بنایی به‌صورت درشت مقیاس (Macro) و ریزمقیاس (Micro) است که مدل ریزمقیاس می‌تواند به‌صورت ریزمقیاس دقیق (Detailed Micro) و ریزمقیاس ساده (Simplified Micro) باشد [۲۸]. در مدل‌سازی ریزمقیاس دقیق، واحدهای بنایی (آجر یا بلوک سنگی یا بتنی) و ملاط و اتصال بین آن‌ها هرکدام به‌طور مجزا مدل‌سازی می‌شوند درحالی‌که در مدل ریزمقیاس ساده‌شده، تنها واحدهای بنایی و اتصال بین آن‌ها مدل می‌شوند. درروش درشت مقیاس، واحدهای بنایی و ملاط اتصال‌دهندهٔ آن‌ها، به‌صورت یک مادهٔ همگن با مشخصات واحد، معادل‌سازی می‌شوند [28]. رویکرد ریزمقیاس با توجه به ماهیت آن در مدل‌سازی نمونه‌های کوچک آزمایشگاهی کاربرد دارد و استفاده از آن برای مدل‌های بزرگ‌تر (مثلاً یک ساختمان بنایی) با توجه به حجم زیاد محاسبات، عملی نخواهد بود. ازاین‌رو، در مطالعهٔ حاضر مدل‌سازی ساختمان آموزشی شماره ۱، از روش درشت مقیاس استفاده‌شده است، زیرا این روش، برای مدل‌های با حجم بالا و یا پیچیده، هم به لحاظ محاسباتی و زمان تحلیل و هم مدل‌سازی ساده‌تر، مناسب است [29-30]. اولین تلاش‌ها برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی به‌صورت درشت مقیاس، بر پایه روش مکانیسم طبقه بوده‌است [31]. در این روش تنها اعضای قائم مدل می‌شدند و از وضعیت تنش‌ها در اعضای افقی چشم‌پوشی می‌شد؛ درنتیجه، دقت کافی را برای آنالیز کلی ساختمان‌های چندطبقه نداشت؛ بنابراین به یک روش کامل‌تر نیاز بود تا علاوه بر اعضای قائم، اعضای افقی را نیز به‌عنوان اعضای باربر جانبی در مدل‌سازی لحاظ کند. روش قاب معادل که در ابتدا برای سازه‌های بتنی ابداع‌شده بود، می‌تواند راهکار مناسبی برای این مسئله باشد. برای اولین بار در سال ۱۹۹۸ Magenes و Della Fontana این روش را به‌منظور آنالیز بار افزون دیوارهای بنایی چندطبقه به کاربردند [32].

در روش قاب معادل، دیوارهای چندطبقهٔ بنایی، همانند قابی که از اجزای قائم (پایه =Pier) و اجزای افقی (تیر =Spandrel) به همراه اجزای متقاطع اتصال تشکیل‌شده است، مدل‌سازی می‌شوند. در این روش، رفتار غیرخطی اجزای قاب با اضافه کردن مفاصل الاستو-پلاستیک در نقاط از پیش تعیین‌شده در این اجزا لحاظ می‌شود. در مطالعهٔ حاضر، به‌منظور مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی استاتیکی ساختمان از نرم‌افزار 3Muri [33] استفاده‌شده است. 3Muri یک نرم‌افزار برای مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌های بنایی و به‌صورت درشت مقیاس و با استفاده از روش قاب معادل است که امکان تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) را فراهم می‌آورد و با توجه به ساده‌سازی‌های صورت گرفته در آن، مشکلات نرم‌افزارهای پیچیدهٔ مدل‌سازی اجزای محدود (مثلاً عدم همگرایی و زمان‌بر بودن تحلیل) را ندارد. در شکل ۵ تصویری از مدل ۳ بعدی ساختمان که در نرم‌افزار مذکور تهیه‌شده، نمایش داده‌شده است.

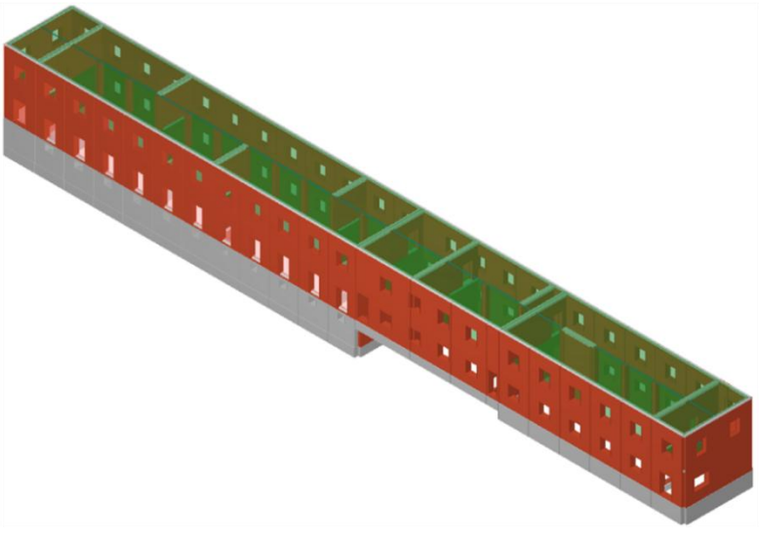
٤-٢. مشخصات مصالح

٤-٢-١. مشخصات مصالح بنایی

مشخصات مصالح بنایی (ترکیب آجر و ملاط) موجود که در مدل‌سازی ساختمان قبل از اعمال طرح مقاوم‌سازی به کار گرفته‌شده، در جدول ۱ آورده شده است. همچنین شکل ۶، تصویری از مصالح بنایی اصلی و تاریخی دیوارهای ساختمان را نمایش می‌دهد. لازم به توضیح است که مقادیر ارائه‌شده در این جدول، از طریق آزمایش‌های مقاومت فشاری نمونه‌های آجر و مقاومت برشی ملاط که بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [10] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود (نشریه ۳۷۶) [34] انجام شده‌اند و با استفاده از ضوابط کد EN.1996.1.1 [35]، حاصل‌شده‌اند.

جهت انجام آزمایش برش ملاط، محل آزمایش باید عاری از هر نوع ترک‌خوردگی و شکستگی آجر و یا ملاط و نم‌زدگی باشد؛ بر این اساس موقعیت آزمایش‌های برش

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



شکل۵: مدل سه بُعدی ساختمان – تهیه‌شده در نرم‌افزار 3Muri
Fig. 5: 3D Model of building in 3Muri software

جدول ۱: مشخصات مصالح بنایی به‌کاررفته در مدل‌سازی
Table 1: Mechanical properties of masonry material used in the modeling

مقاومت فشاری مشخصه	مدول ارتجاعی	مدول برشی	مقاومت برشی در حالت تنش فشاری صفر	مقاومت برشی	وزن مخصوص	
Characteristic Compressive Strength	Module of Elasticity	Shear Module	Shear Strength without Compression	Shear Strength	Density	
f_k (N/mm²)	E_m (N/mm²)	G_m (N/mm²)	f_{v0} (N/mm²)	f_{vlim} (N/mm²)	Y_m (KN/m³)	
3.16	1738	695	0.25	0.55	18	مصالح بنایی (ترکیب آجر و ملاط) موجود Existing Masonry material
4.31	2370	948	0.30	0.58	18	مصالح بنایی جدید New Masonry Material



شکل ۶: مصالح بنایی اصلی و تاریخی بنای موردنظر (ابعاد هر آجر ۵×۱۰×۲۰cm است)
Fig. 6: Schematic of main masonry material used in building (brick dimension: 20×10×5 cm)

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

ملاط تعیین‌شده و در شکل ۴ با عبارت MS-1 تا MS-14، ۱۴ عدد، نشان داده‌شده است. با توجه به اینکه جهت انجام آزمایش برش ملاط، ضروری بود تا آجر از دیوار برداشته شود، تعداد نُه آجر از همین آجرهای برداشت‌شده از محل آزمایش برش ملاط، به‌عنوان نمونه‌های آجری برای آزمایش مقاومت فشاری آجر استفاده شدند، تا تخریب کمتری در ساختمان صورت گیرد.

از میان مشخصات ذکرشده در جدول ۱، مقاومت فشاری مصالح بنایی بر اساس متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های آجر، تعیین‌شده است. بر اساس کد EN.1996.1.1، مقاومت فشاری مشخصهٔ مصالح بنایی (f_k) برای دیوارهای بنایی معمولی، از رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$f_k = k f_b^{0.7} f_{mortar}^{0.3} \quad (۱)$$

که در آن ضریب k بستگی به نوع واحد بنایی و ملاط به‌کاررفته دارد و مطابق جدول ۳.۳ کد EN.1996.1.1 برای دیوار بنایی با آجر رسی و ملاط باضخامت معمولی و وزن مخصوص بیشتر از ۱۳۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، برابر ۰/۵۵ است. f_b مقاومت فشاری آجر است که بر اساس نتایج حاصل از آزمایش مقاومت فشاری بر روی نمونه‌های آجر، مقدار آن برابر با ۸/۴ مگاپاسگال تعیین‌شده است. f_{mortar} مقاومت فشاری ملاط است، که بر اساس جدول ۲-۵-ب نشریه ۳۶۰ برای ملاط ماسه آهکی (ملاط دیوارهای اصلی باربر ساختمان موردمطالعه) باکیفیت متوسط برابر با ۵ مگاپاسگال است. با جایگذاری این مقادیر در رابطهٔ (۱) مقداری که برای f_k محاسبه می‌شود برابر ۳/۹۵ مگاپاسگال است.

البته آیین‌نامهٔ EN.1996.1.1، رابطه (۱) را برای دیوارهای بنایی با یک واحد بنایی در عرض دیوار، ارائه کرده‌است و درصورتی‌که دیوار دارای لایه‌های ملاط قائم (موازی با صفحه دیوار) در عرض خود باشد، باید مقدار حاصل را با ضرب پارامتر k در مقدار ۰/۸ اصلاح کرد که در این صورت برای مقاومت فشاری مشخصهٔ مصالح بنایی، مقدار ۳/۱۶ مگاپاسگال حاصل می‌شود.

از جدول ۲-۵-پ نشریه ۳۶۰ نیز می‌توان با توجه به مقاومت فشاری آجر و کیفیت ملاط، مقدار تقریبی مقاومت فشاری مصالح بنایی را برآورد کرد. در این صورت برای آجر با مقاومت فشاری ۸/۴ مگاپاسگال و ملاط باکیفیت متوسط، مقدار مقاومت فشاری مصالح بنایی برابر با ۳/۰۴ مگاپاسگال برآورد می‌شود، که تفاوت قابل‌توجهی با مقدار حاصل شده از رابطهٔ (۱) ندارد. در مطالعهٔ حاضر، نظر به اینکه رابطهٔ (۱) با دقت بیشتری از مشخصات مصالح برای پارامتر f_k بهره می‌برد، مقدار ۳/۱۶ مگاپاسگال به‌عنوان مقاومت فشاری مشخصهٔ مصالح بنایی در نظر گرفته‌شده است.

مدول الاستیسیتهٔ مصالح بنایی طبق ضوابط آیین‌نامه‌ای [10, 34] به‌طورمعمول ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری و مدول برشی برابر با ۰/۴ مدول الاستیسیته، در نظر گرفته می‌شود که در مطالعهٔ حاضر نیز از این فرض، استفاده‌شده است. مقاومت برشی مصالح بنایی در حالت تنش صفر (f_{v0})، از طریق آزمایش برش ملاط، برابر با ۰/۲۵ مگاپاسگال تعیین‌شده است. برای تعیین مقاومت برشی مشخصهٔ مصالح بنایی (f_{vk})، کد EN.1996.1.1، رابطهٔ زیر را ارائه داده‌است:

$$f_{vk} = f_{v0} + 0.4\sigma_d \quad (۲)$$

در رابطهٔ (۲)، σ_d تنش فشاری عمود بر صفحهٔ برش در عضو سازه‌ای در تراز موردنظر است که تحت ترکیب با بار ثقلی، و بر اساس متوسط تنش فشاری در سطحی از مقطع دیوار که تنش برشی را تحمل می‌کند، به دست می‌آید. محاسبه مقدار f_{vk} توسط نرم‌افزار 3Muri صورت می‌گیرد، اما مقدار آن نباید بیشتر از کمترین دو مقدار $0.065f_b$ و $f_{v,lt}$ باشد. به‌عبارت‌دیگر:

$$f_{vk} \le \left\{ f_{v,lim} = \min(0.065 f_b , f_{v,lt}) \right\} \quad (۳)$$

در رابطهٔ فوق، f_b مقاومت فشاری آجر در راستای عمود بر صفحهٔ برش و $f_{v,lt}$ حداکثر مقدار قابل‌قبول برای f_{vk} است. در نشریه ۳۶۰ و ۳۷۶ و همچنین آیین‌نامهٔ EN.1996.1.1 مقداری برای $f_{v,lt}$ مشخص نشده است؛ اما حداکثر مقدار f_{v0} به ۰/۷ مگاپاسگال محدودشده است [۱۰و۳۴] که با جایگذاری آن در رابطهٔ (۲) مقدار $f_{v,lt}$ حاصل خواهد شد. با توجه به اینکه مقدار f_{v0} برابر با ۰/۲۵ به‌دست‌آمده است، در محاسبهٔ $f_{v,lim}$، $f_{v,lt}$ تعیین‌کننده نخواهد بود و مقدار $f_{v,lim}$ از رابطهٔ $0.065f_b$، برابر با ۰/۵۵ مگاپاسگال به دست می‌آید.

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

در طرح بهسازی ارائه‌شده، به دلیل کمبود دیوار در راستای عرضی ساختمان، ضروری به نظر می‌رسید که دیوارهای بنایی جدیدی به‌صورت محدود در نظر گرفته شوند تا بتوان آن‌ها را با استفاده از مصالح FRP مسلّح کرد. مشخصات مصالح بناییِ در نظر گرفته‌شده برای این دیوارهای جدید، در ردیف دوم جدول ۱ ارائه‌شده است. تمامی پارامترهای مربوط به مصالح بنایی جدید، بر اساس آیین‌نامه‌های فوق‌الذکر و با استفاده از روابط (۱)، (۲) و (۳) انتخاب‌شده‌اند، با این تفاوت که در اینجا مقاومت فشاری آجر، ۹ مگاپاسگال و مقاومت فشاری ملاط، ۱۲ مگاپاسگال فرض شده است و با توجه به اینکه آزمایشی برای تعیین مقدار f_{v0} صورت نگرفته، این مقدار، از مقادیر پیش‌فرض ارائه‌شده در جدول ۳.۴ کد EN.1996.1.1 استخراج‌شده است.

٤-۲-۲. مشخصات مصالح FRP

کامپوزیت‌های FRP از یک ماتریس پلیمری و فیبرهای مسلح کننده، تشکیل شده‌اند. بارهای وارده بر کامپوزیت، توسط فیبرهای مسلح کننده تحمل می‌شوند، درحالی‌که حفاظت از فیبرها در برابر شرایط محیطی، انتقال تنش بین فیبرها و نگهداری آن‌ها در موقعیت خود، وظیفهٔ ماتریس است. نوع الیاف FRP باید طوری انتخاب شود که با مصالح بنایی سازگاری داشته‌باشد. از میان الیاف کربن، شیشه و آرامید، الیاف شیشه، به دلیل مدول الاستیسیته پایین، در مقاوم‌سازی سازه‌های بنایی کاربرد گسترده‌ای دارند. علاوه بر این، هزینهٔ الیاف شیشه نسبت به کربن پایین‌تر است[20]. ازاین رو، در مطالعهٔ حاضر، از مشخصات مکانیکی میلگردهای GFRP، در طرح تقویت دیوارهای بنایی جدید و از نوارهای مستطیل شکل GFRP، در دیوارهای بنایی موجود، استفاده شده است. در کنار مزایایی که برای الیاف شیشه ذکرشد، معایبی نیز وجود دارد که از آن جمله، می‌توان به حساسیت در مقابل سایش و مقاومت کم آن در مقابل خستگی اشاره‌کرد[20]. لازم به ذکر است که مقادیر ذکرشده برای مشخصات GFRP در جدول ۲، در ضریب کاهشی عوامل محیطی (۰/۷۵)، مطابق با جدول ۳-۱ دستورالعمل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با استفاده از FRP [20] ، ضرب شده‌اند.

جدول۲: مشخصات مصالح GFRPبه‌کاررفته در مقاوم‌سازی
Table 2: Mechanical property of GFRP used for retrofitting

کرنش شکست	مقاومت کششی نهایی	مدول ارتجاعی
Failure Strain	Ultimate Tensile strength	Module of Elasticity
e (%)	f_{fd} (N/mm^2)	E (N/mm^2)
1.76	967	55000

٤-۳. تعیین شاخص آسیب‌پذیری

قبل از ارائهٔ طرح مقاوم‌سازی برای هر ساختمان، باید معیارهایی برای مشخص کردن میزان آسیب‌پذیری آن به‌صورت کیفی و کمّی، در سطح عملکرد موردنظر، تعیین شود. چنین معیارهایی برای ساختمان‌های مرسوم که بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی و ساخته‌شده‌اند، در دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای همانند نشریه ۳۶۰ [10] و FEMA-356 [11] بر اساس نوع ساختمان (بتنی، فولادی، بنایی و...) به‌طور مفصل تشریح شده‌است. لیکن استفاده از ضوابط و معیارهای این آیین‌نامه‌ها برای ساختمان‌های غیر تاریخی‌است[10]. در ایران تا زمان نگارش این مقاله، آیین‌نامه و یا دستورالعملی در این زمینه، تدوین‌نشده است. بنابراین باید از آیین‌نامه‌ها و یا دستورالعمل‌های معتبر بین‌المللی بهره‌گرفت. در مطالعهٔ حاضر، ضوابط «راهنمای ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا [36] موردتوجه قرارگرفته است. بدیهی است در مواردی که این راهنما ضابطهٔ مشخصی ندارد، ضوابط آیین‌نامه‌ها و یا دستورالعمل‌های معتبر داخلی یا بین‌المللی که برای ساختمان‌های غیر تاریخیِ مشابهِ ساختمان موردمطالعه، قابل کاربرد هستند، ملاک عمل واقع‌شده‌اند. به همین منظور، در ادامه به معرفی شاخص آسیب‌پذیری یا شاخص ایمنی و همچنین سطوح عملکرد (حالات حدی) بر اساس ضوابط راهنمای مذکور، پرداخته شده است.

«راهنمایی ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا، سطوح مختلفی از ارزیابی رفتار لرزه‌ای را برای ساختمان‌های تاریخی معرفی می‌کند؛ ازجمله اینکه، ارزیابی ایمنی لرزه‌ای می‌تواند به کمک روش‌های ساده‌ای صورت گیرد که این روش‌ها

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

قادر هستند سرعتی از حرکت زمین را که منجر به رسیدن ساختمان به حالت حدی می‌شود، برآورد کنند (ارزیابی LV1). به‌صورت دقیق‌تر، میزان شتاب ساختمان در حالت حدّیِ موردنظر، در مقایسه با شتاب حداکثر زمین، باید به‌منظور تعیین شاخص ایمنی (I_s) به کار گرفته‌شود [۳۶].

برای ساختمان‌هایی که ارزش تاریخی دارند، ایمنی و حفاظت در مقابل خطر لرزه‌ای، با تعریف دو حالت حدّی تضمین می‌شود؛ یکی ایمنی جانی کاربران در هنگام زلزله با احتمال وقوع کم و با شدت زیاد (حالت حدی نهایی Ultimate Limit State (SLU):) و دیگری محدود کردن خسارت مالی و عملکردی در هنگام زلزله‌های با احتمال وقوع زیاد و شدت کم (حالت حدی خرابی Damage Limit State (SLD):) [36]. علاوه بر مواردی که ذکرشد، درصورتی‌که حفظ اثر هنری خاصی (مانند نقاشی‌های دیواری، گچ‌کاری‌ها و غیره) مدنظر باشد، توصیه می‌شود که حالت حدّی مخصوص تعریف‌شود[36].

در حالت حدّی نهایی (SLU) تحت زلزلهٔ مرجع، انتظار می‌رود که ایمنی جانی کاربران حفظ شود و ساختمان حتی در شرایط خرابیِ زیاد نیز مقاومت و سختی جانبی باقی‌مانده، در مقابل حرکت جانبی داشته باشد و تحت اثر بارهای قائم تمام مقاومت خود را حفظ کند. همچنین در حالت حدّی خرابی (SLD)، ساختمان تحت زلزلهٔ مرجعی که نسبت به زلزله مرجع حالت حدّی نهایی دارای احتمال وقوع بیشتری است، دچار خرابی‌های زیادی نمی‌شود و علاوه بر تأمین ایمنی جانی ساکنان، عملکرد آن بعد از وقوع زلزله نیز حفظ می‌شود[36].

در سطح ارزیابی LV1 که در مطالعهٔ حاضر از آن استفاده‌شده است، شاخص ایمنی بر اساس رابطهٔ زیر محاسبه می‌شود:

$$I_s = \frac{a_{LS}}{\gamma_1 S a_g} \qquad (۴)$$

در رابطهٔ فوق، a_{LS} شتابی از زمین است که ساختمان را به حالت حدّیِ موردنظر می‌رساند. که در این صورت، برای حالت حدّی نهایی (SLU) a_{LS} به‌صورت a_{SLU} و برای حالت حدّی خرابی (SLD)، به‌صورت a_{SLD} نشان داده می‌شود. γ_1، ضریب اهمیت ساختمان و S ضریبی است که اثرات لایه‌های مختلف خاک ساختگاه و سایر اثرات مورفولوژیکی آن را لحاظ می‌کند که معادل ضریب بازتاب (B) در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [27] است. a_g نیز حداکثر شتاب مرجع زمین در محل ساختگاه (شتاب مبنای A در استاندارد ۲۸۰۰) است.

شاخص ایمنی لرزه‌ای (I_s) با مقدار بیشتر از یک نشان می‌دهد که ساختمان توانایی تحمل زلزلهٔ تعیین‌شده برای آن منطقه را در حالت حدّی موردنظر، دارد. در نقطهٔ مقابل، اگر I_s کمتر از یک باشد، نشانگر آسیب‌پذیری ساختمان در برابر زلزلهٔ متناظر باحالت حدی موردنظر، است [36]. به‌منظور تعیین شاخص ایمنی I_s از نرم‌افزار 3Muri استفاده‌شده است که با استفاده از تحلیل بار افزون و بر اساس پارامترهای γ_1، a_g و S، مقدار شاخص ایمنی را بر اساس رابطهٔ (۴) محاسبه می‌کند. طبق «راهنمایی ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا [36] ساختمان، با توجه به کاربری‌اش اهمیت زیادی دارد و از ضریب اهمیت ۱/۲ باید استفاده شود. همچنین مقدار شتاب مرجع زمین، a_g، بستگی به حالت حدّی انتخابی، اهمیت و کاربری و لرزه‌خیزی ساختگاه ساختمان، دارد که برای ساختمان موردمطالعه، این مقدار، در حالت حدّی نهایی (SLU) بر اساس زلزله با احتمال فراگذشت ۱۰ ٪ در ۵۰ سال و برای حالت حدّی خرابی (SLD) بر اساس زلزله با احتمال فراگذشت ۵۰٪ در ۵۰ سال تعیین می‌شود[35]. با توجه به اینکه ساختمانِ مورد مطالعه، در شهر تبریز با خطر لرزه‌ای بسیار زیاد واقع‌شده است، مقدارa_g برای زلزله با احتمال فراگذشت ۱۰ ٪ در ۵۰ سال بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران[27] ۰/۳۵ g در نظر گرفته می‌شود. برای زلزله با احتمال وقوع ۵۰٪ در ۵۰ سال نیز مطابق با توصیهٔ «راهنمای ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا، می‌توان از ۰/۴ برابر مقدار تعیین‌شده برای زلزله با احتمال فراگذشت ۱۰٪ در ۵۰ سال، یعنی ۰/۱۴ g، استفاده کرد.

پارامتر S، درواقع، ضریب اثرات ساختگاهی برای شتاب مبنا است که معادل ضریب B در زمان تناوب صفر ثانیه در استاندارد ۲۸۰۰ (B_0) و ضریب S در آیین‌نامه EN 1998-1 [37] است. این ضریب، تابعی از نوع خاک ساختگاه و لرزه‌خیزی منطقه است. نوع خاک ساختگاه، بر

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

اساس مطالعات ژئوتکنیکی صورت گرفته III بوده و نظر به اینکه ساختمان در شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد واقع‌شده، مقدار B_0 در استاندارد ۲۸۰۰، برابر با ۱/۱ تعیین‌شده است؛ درحالی‌که بر اساس آیین‌نامه EN 1998-1 برای مؤلفهٔ افقی زلزله، مقدار S برابر با ۱/۱۵ است. نظر به اینکه در مطالعهٔ حاضر، نرم‌افزار 3Muri از آیین‌نامه‌های اروپایی استفاده می‌کند، درنتیجه مقدار ۱/۱۵ برای این پارامتر لحاظ شده است.

٤-٤. جرم مؤثر لرزه‌ای و بارگذاری

در مدل تهیه‌شده برای وضعیت موجود ساختمان، وزن مرده سقف‌ها با توجه به برداشت‌های انجام‌شده، محاسبه‌شده است. در شرایط فعلی، بخش عمده‌ای از طبقات، کاربری خاصی ندارند، ولی با توجه به اینکه انتظار می‌رود ساختمان در آینده کاربری آموزشی داشته باشد، بار زندهٔ ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، برای طبقات لحاظ شده است. همچنین درصد مشارکت بار زنده (Y_2) برای قسمت‌های مختلف ساختمان بر اساس آیین‌نامه EN-1990 [38] انتخاب‌شده است. بار تیغه‌بندی به میزان ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، برای سطوحی که دارای بار زندهٔ کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع هستند، در نظر گرفته‌شده که در نرم‌افزار، به بار زنده اضافه خواهد شد.

برای مدلی که در آن، طرح مقاوم‌سازی اعمال‌شده است، وزن مردهٔ سقف‌ها با توجه به برداشت‌های انجام‌گرفته و جزئیات تقویتی و صلب‌کنندهٔ سقف، محاسبه‌شده است. بار زندهٔ سقف‌ها(به‌غیراز سقف طبقه زیرزمین) و بار تیغه‌بندی همانند مقادیر مربوط به شرایط قبل از مقاوم‌سازی در نظر گرفته‌شده‌اند. تغییر کاربری طبقهٔ همکف در قسمت ۳ طبقه (طبقه روی زیرزمین) به‌عنوان بخشی از طرح مقاوم‌سازی بوده و به همین دلیل بار زندهٔ این طبقه از ۷۵۰ به ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، به‌اضافه ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع بار تیغه‌بندی تغییریافته است. همچنین درصد مشارکت بار زنده برای قسمت‌های مختلف ساختمان نیز همانند شرایط قبل از اعمال طرح مقاوم‌سازی لحاظ‌شده، با این تفاوت که درصد مشارکت بار زنده برای سقف طبقهٔ زیرزمین با توجه به تغییر کاربری آن از ۰/۴۸ به ۰/۲۴ کاهش‌یافته است. در جدول ۳ بار مرده، بار زنده، بار تیغه‌بندی و درصد مشارکت بار

جدول۳: بار مرده، بار تیغه بندی، بار زنده و در صد مشارکت بار زنده در مدل‌های قبل و بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی
Table 3: Dead, Partition, Live loads and live load participation factor applied on models before and after retrofitting

مدل	بخش	سقف طبقه	بار مرده	بار تیغه‌بندی	بار زنده	در صد مشارکت بار زنده ψ_{2i}
Model	part	Story Floor	Dead Load	Partition Load	Live Load	Live Load participation Factor
			Kg/m^2	Kg/m^2	Kg/m^2	
قبل از اعمال طرح مقاوم‌سازی Before Applying Retrofitting Design	بخش ۲ طبقه- 2story	همکف-ground story	537	100	300	./24
		بام -Roof	330	50	115	./20
	بخش ۳ طبقه 3story	زیرزمین- underground story	640	-	750	./48
		همکف-ground story	537	100	300	./24
		بام -Roof	330	50	115	./2
بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی After Applying Retrofitting Design	بخش ۲ طبقه 2story	همکف-ground story	570	100	300	./24
		بام -Roof	350	50	115	./20
	بخش ۳ طبقه 3story	زیرزمین- underground story	687	100	300	./24
		همکف-ground story	570	100	300	./24
		بام -Roof	350	50	115	./20

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

زنده برای قسمت‌های مختلف مدل تهیه‌شده برای وضعیت موجود ساختمان و مدل تهیه‌شده برای شرایط بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی، آورده شده‌است.

٤-٥. رویکردهای مقاوم‌سازی

جهت توزیع بهتر نیروهای جانبی بین دیوارهای باربر، لازم است که دیافراگم طبقات صلبیت کافی داشته باشد. ازاین‌رو در مدل تهیه‌شده، سقف طبقات به‌صورت صلب فرض شده‌است، که این فرض، در عمل نیز باید به‌عنوان بخش مهم طرح بهسازی لرزه‌ای موردتوجه قرار گیرد. برای این منظور می‌توان از دال بتنی به همراه تیرهای فولادی (سقف کامپوزیت) یا مهار ضربدری با استفاده از اجزای فولادی، بهره‌گرفت. جهت افزایش انسجام سازه و اتصال مناسب سقف به دیوارها، از کلاف بتنی به ابعاد ۳۰×۳۰ سانتی‌متر با فولاد گذاری تعیین‌شده در استاندارد ۲۸۰۰[27] در بالای دیوارهای بنایی در مدل، استفاده‌شده است (شکل ۷).

همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد در مطالعهٔ حاضر، از نوارهای مستطیلی شکل GFRP، برای طرح تقویت دیوارهای بنایی موجود استفاده‌شده است. به دلیل اینکه طول دیوارها در راستای x بیشتر از راستای y (x و y مطابق شکل ۹) است و این طول زیاد، منجر به افزایش آسیب‌پذیری خارج از صفحه دیوار می‌شود، به‌منظور افزایش مقاومت خارج از صفحهٔ این دیوارها، مصالح GFRP برای دیوارهای راستای x به‌صورت افقی و قائم در نظر گرفته‌شده‌اند، درحالی‌که برای دیوارهای راستای y تنها به‌صورت افقی، قرار داده‌شده‌اند. هرچند که استفاده از میلگردهای GFRP، موجب تقویت خود دیوار می‌شود، درصورتی‌که ساختمان، به تعداد کافی دیوار بنایی نداشته باشد، به کارگیری این روش، به تنهایی در بهبود عملکرد لرزه‌ای کلی سازه چندان مؤثر نخواهد بود. ساختمان موردمطالعه، هرچند که در راستای طولی دارای دیوارهای بنایی قابل‌توجه است، در راستای عرضی دیوار چندانی ندارد. ازاین‌رو در طرح بهسازی حاضر، علاوه بر تقویت دیوارهای بنایی با روشNSM-FRP، از دیوارهای بنایی مسلح نیز، به‌صورت محدود، بهره گرفته‌شده است. اجزای مسلح کننده دیوارهای بنایی جدید، میلگردهای GFRP هستند که هم در راستای قائم و هم در راستای افقی و در هر دو طرف دیوار قرار دارند.

نوارهای GFRP در سیستم NSM، در داخل شیارهای افقی قرار خواهند گرفت. حداقل ابعاد این شیار ۱/۵ برابر ضخامت نوار در ۱/۵ برابر عرض نوار است. با توجه به اینکه در دیوارهای بنایی موجود، این نوارها باید در داخل رج‌های افقی ملاط قرار گیرند، و اینکه ضخامت این رج‌ها به‌طورمعمول ۱۲ mm است؛ پس ضخامت انتخابی برای این نوارها باید کمتر از ۸ mm باشد که مقدار ۷ mm انتخاب‌شده است. عرض نوار نیز ۴۰ mm فرض شده است. بنابراین حداقل ابعاد لازم برای شیار ۱۱ mm ضخامت در ۶۰ mm عرض است(شکل ۸).

فاصلهٔ نوارهای GFRP که به‌منظور تسلیح برش درون صفحه دیوار به کار می‌روند، باید طوری انتخاب شود که علاوه بر اینکه از ۴۰۰ mm تجاوز نکند[20]، بلکه این نوارها داخل رج‌های افقی دیوار و نه داخل آجر، قرار گیرند. بر این اساس، فاصلهٔ ۲۸ cm برای این نوارها در نظر گرفته‌شده است. حداقل مقدار برای فاصلهٔ آزاد بین دو شیار، دو برابر عمق یا همان عرض شیار است[20] که انتخاب فاصله ۲۸ cm از این لحاظ نیز متناسب‌است. در مواردی که این نوارها در راستای قائم دیوار نیز به‌کاررفته‌اند فاصله آن‌ها ۵۰ cm فرض شده است. البته حداکثر مقدار آیین‌نامه‌ای برای این فاصله سه برابر ضخامت دیوار است [20].

قطر میلگردهای GFRP انتخاب‌شده برای تسلیح دیوارهای بنایی جدید، در هر دو راستای قائم و افقی برابر ۱۸ mm و فاصله آن‌ها در هر دو راستا ۳۰ cm انتخاب‌شده است.

پلان طرح مقاوم‌سازی موردنظر در شکل ۹ نمایش داده‌شده است. در این شکل، منظور از FRP-MW، دیوار بنایی تقویت‌شده با نوارهای مستطیل شکل GFRP هستند. همچنین عبارت FRP-NMW، نشانگر دیوار بنایی جدید مسلح شده با میلگردهای GFRP است. علاوه بر این شکل، جدول ۴ مشخصات دیوارهای تقویت‌شده FRP-MW و جدول ۵ مشخصات دیوارهای تقویت‌کنندهٔ جدید FRP-NMW را به‌طور خلاصه نشان می‌دهند.

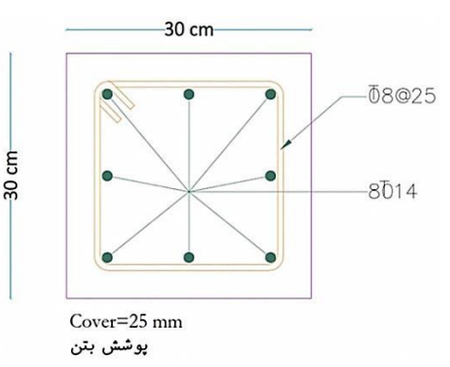
[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

جدول ۴: جزئیات دیوارهای تقویت‌شده با نوارهای GFRP
Table 4: Detail of masonry walls retrofitted with GFRP strips

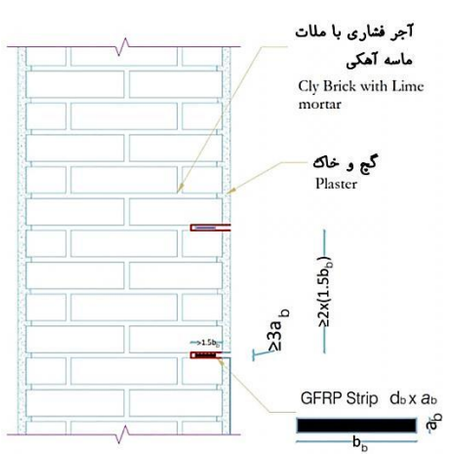
فاصله نوارهای قائم GFRP Vertical GFRP Strips Distance	فاصله نوارهای افقی GFRP Horizontal GFRP Strips Distance	ابعاد نوارهای قائم GFRP Vertical GFRP Strips Dimension	ابعاد نوارهای افقی GFRP Horizontal GFRP Strips Dimension	ضخامت دیوار Wall Thickness	راستا Direction	نام دیوار (مطابق با شکل ۹) Wall Name (according to Fig; 9)	i
cm	cm	mm	mm	cm			
–	28	–	40×7	100	Y	FRP-MW-Y-i	i=1,2
–		–		45			i=3
–		–		50			i=4
–		–		70			i=5, 6, 11, 12, 15, 16
–		–		40			i=7, 13
–		–		35			i=8
–		–		57			i=9
–		–		80			i=10
–		–		65			i=14
50	28	40×7	40×7	80	X	FRP-MW-X-i	i=1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8

جدول ۵: جزئیات دیوارهای بنایی جدید مسلح شده با میلگردهای GFRP
Table 5: Detail of New masonry walls reinforced with GFRP bars

فاصله میلگردهای قائم GFRP Vertical GFRP Bars Distance	فاصله میلگردهای افقی GFRP Horizontal GFRP Bars Distance	قطر میلگردهای قائم GFRP Vertical GFRP Bars Diameter	قطر میلگردهای افقی GFRP Horizontal GFRP Bars Diameter	ضخامت دیوار Wall Thickness	راستا Direction	نام دیوار (مطابق با شکل ۹) Wall Name(according to Fig; 9)	i
cm	cm	mm	mm	cm			
30	30	18	18	60	Y	FRP-NMW -i	i=1, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11
				50			i=2, 3
30	30	18	18	50	X	FRP-NMW-i	i=12

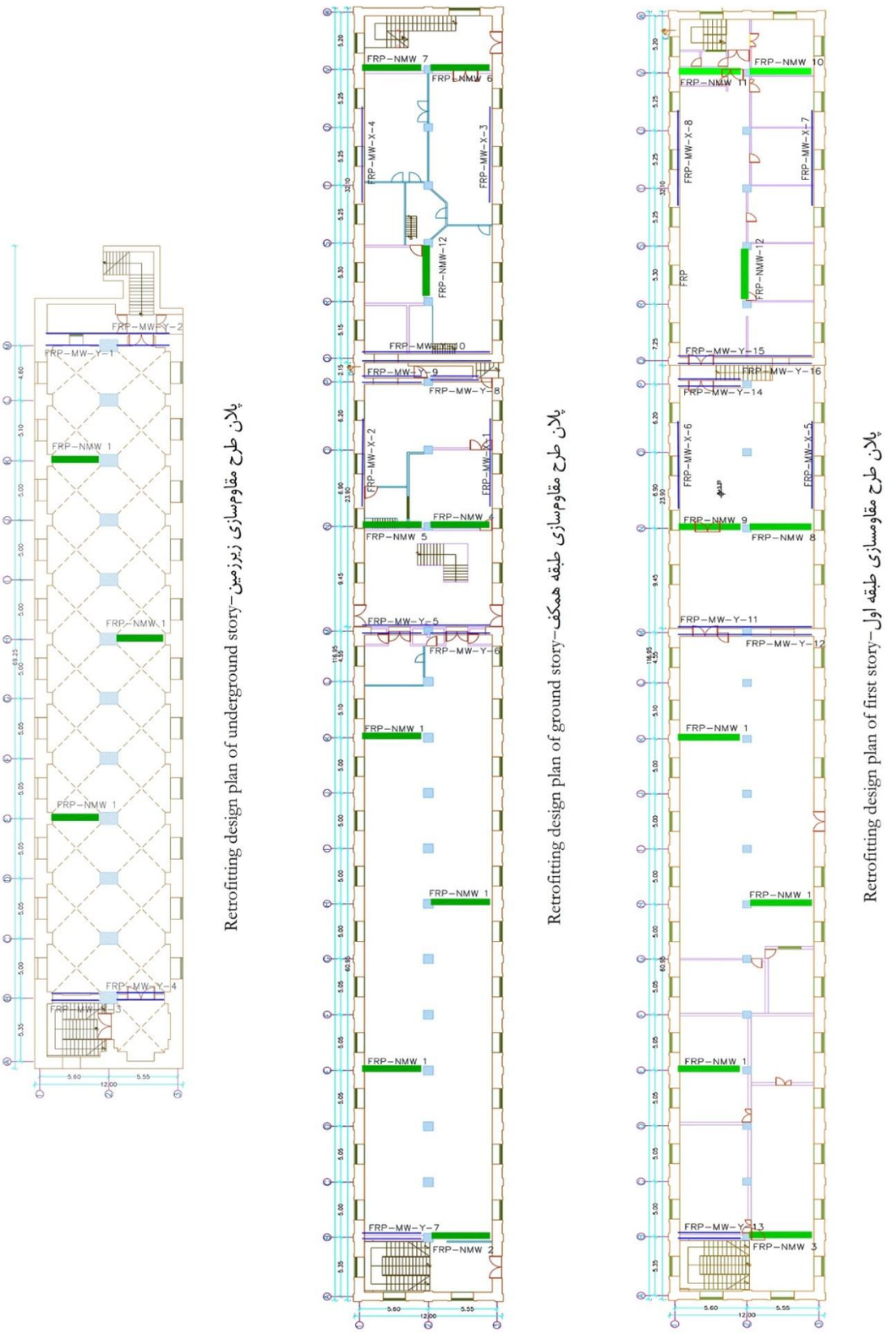


شکل ۷: کلاف بتنی افقی مورداستفاده در بالای دیوارهای بنایی
Fig. 7: Concrete tie beam at the top of the masonry walls



شکل ۸: نحوهٔ قرارگیری نوارهای GFRP در دیوارهای بنایی
Fig. 8: Configuration of GFRP strips in masonry walls

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



شکل ۹: پلان طرح مقاوم‌سازی طبقات

Fig. 9: Retrofitting design plan

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

۵. نتایج تحلیل و بحث

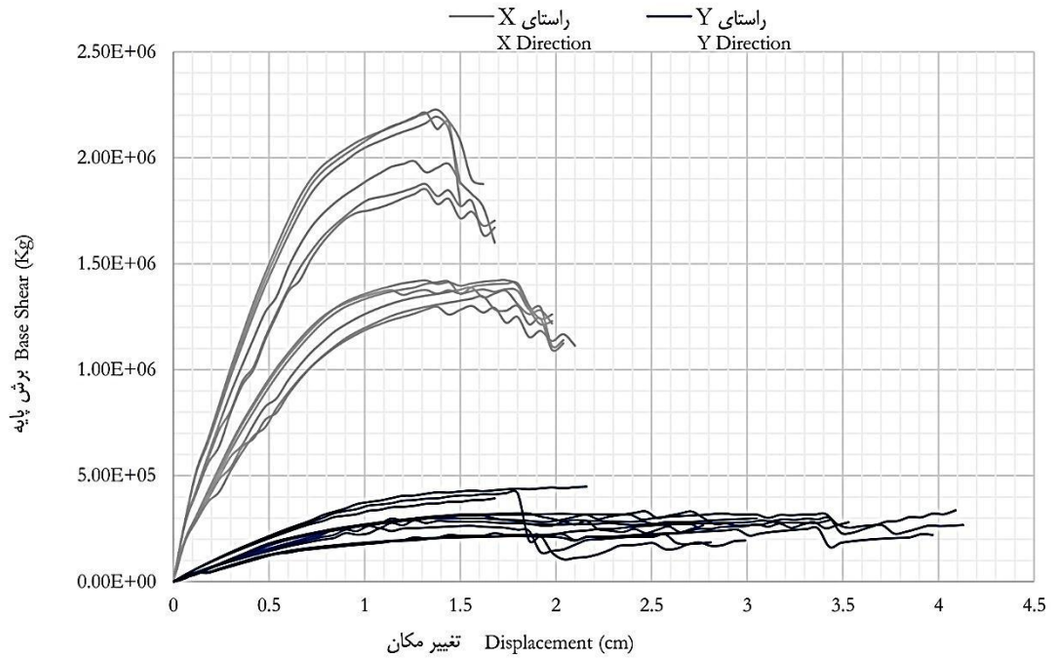
۵-۱. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل مدل در شرایط موجود ساختمان برای شاخص ایمنی

در جدول ۶، نتایج حاصل از تحلیل ساختمان در نرم‌افزار3Muri برای شاخص ایمنی آورده شده‌است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود این جدول شامل ۲۴ نوع تحلیل بار افزون است. توزیع بار جانبی به دو صورت متناسب با شکل مود اول و متناسب با جرم، لحاظ شده‌است. همچنین خروج از مرکزیت طبقات به‌صورت مثبت، منفی و صفر، راستای نیروی زلزله در دو جهت مثبت و منفی و در دو راستای اصلی x و y در نظر گرفته‌شده است. در این جدول (خروجی نرم‌افزار) حالات حدّی به‌صورت خرابی محدود–DL و خرابی قابل‌توجه–SD است که به ترتیب معادل حالات حدّی SLD و SLU هستند. همان‌طور که در این جدول مشخص است، شاخص ایمنی برای هر دو حالت حدّی SD و DL، در تمامی موارد، مقداری کمتر از یک دارد. نکتهٔ قابل‌توجه دیگر، این است مقدار شاخص ایمنی در حالت حدّی DL برای تمامی تحلیل‌های راستای x (راستای طولی ساختمان) دارای مقداری بیشتر از ۰/۵۸ است، درحالی‌که در راستای y (راستای عرضی ساختمان) دارای مقادیر ۰/۱۹ و یا کمتر است که نشان می‌دهد ساختمان در راستای y نسبت به راستای x، بسیار ضعیف‌تر است. نتیجهٔ مشابه را می‌توان برای حالت حدّی SD نیز از مقادیر ستون مربوط به آن، استنباط کرد. علاوه بر این، در شکل ۱۰ نمودار بار افزون، نمودار نیرو– تغییر مکان نقطهٔ کنترل (مرکز جرم بام)، برای تمامی تحلیل‌ها نشان داده‌شده است. در اینجا نیز ملاحظه می‌شود که ساختمان در راستای x نسبت به راستای y مقاومت برشی بیشتری دارد.

جدول ۶: شاخص ایمنی ساختمان در شرایط موجود– خروجی نرم‌افزار 3Muri
Table 6: Building safety index for present situation -3Muri output

ردیف	راستای نیروی زلزله	الگوی بار جانبی	خروج از مرکزیت	شاخص ایمنی در حالت حدّی SLU	شاخص ایمنی در حالت حدّی SLD
No.	Earthquake direction	pattern of lateral load	Eccentricity (±e) [cm]	(SLU) I_s SD	I_s DL (SLD)
1	+X	Masses	0	0.455	0.954
2	+X	First mode	0	0.372	0.641
3	-X	Masses	0	0.398	0.801
4	-X	First mode	0	0.331	0.602
5	+Y	Masses	0	0.108	0.178
6	+Y	First mode	0	0.112	0.154
7	-Y	Masses	0	0.161	0.167
8	-Y	First mode	0	0.102	0.107
9	+X	Masses	56	0.445	0.927
10	+X	Masses	-56	0.463	0.968
11	+X	First mode	56	0.365	0.632
12	+X	First mode	-56	0.385	0.614
13	-X	Masses	56	0.401	0.788
14	-X	Masses	-56	0.417	0.868
15	-X	First mode	56	0.327	0.582
16	-X	First mode	-56	0.351	0.626
17	+Y	Masses	581.3	0.135	0.19
18	+Y	Masses	-581.3	0.098	0.172
19	+Y	First mode	581.3	0.114	0.154
20	+Y	First mode	-581.3	0.244	0.116
21	-Y	Masses	581.3	0.165	0.159
22	-Y	Masses	-581.3	0.141	0.17
23	-Y	First mode	581.3	0.092	0.095
24	-Y	First mode	-581.3	0.211	0.113

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



شکل۱۰: نمودارهای بار افزون برای راستای x وy ساختمان در شرایط موجود- خروجی نرم‌افزار 3Muri
Fig. 10: Pushover curves for x and y direction of building in present situation-3Muri output

۵-۲. نتایج به‌دست‌آمده از تحلیل مدل بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی ساختمان برای شاخص ایمنی

جدول ۷، نتایج حاصل از تحلیل مدل در نرم‌افزار 3Muri را بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی، برای شاخص ایمنی نشان‌می‌دهد. در اینجا نیز ۲۴ تحلیل بار افزون بر روی سازه انجام‌شده است. همان‌طور که از این جدول مشخص است، شاخص ایمنی یا آسیب‌پذیری در تمامی تحلیل‌ها برای حالت خرابی محدود- DL (SLD) دارای مقدار بیشتر از یک است. این به این معنی است که در صورت وقوع زلزله‌ای با احتمال وقوع ۵۰٪ در ۵۰ سال، خرابی‌های روی‌داده در سازه در حدّ قابل‌قبول و ساختمان قابل‌استفاده خواهدبود. اما برای حالت حدّی SD (SLU) مقادیر حاصل برای شاخص ایمنی در تمامی تحلیل‌ها دارای مقداری کمتر از یک است؛ بااین‌حال، مقایسهٔ مقادیر شاخص ایمنی حالت SD جدول ۷ با جدول ۶ نشان می‌دهد که این شاخص، در بدترین حالت (تحلیل شماره ۱۰) ۵۸ ٪ و در بهترین حالت (تحلیل شماره ۲۳) ۷۳۱ ٪ افزایش‌یافته است. بنابراین طرح ارائه‌شده تأثیر قابل‌ملاحظه‌ای در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه داشته‌است.

شکل ۱۱ نمودار بار افزون را برای تحلیل‌های صورت گرفته در دو راستای x و y نمایش می‌دهد؛ ملاحظه می‌شود که اختلاف مقاومت برشی ساختمان در راستای y و x، به‌طور قابل‌ملاحظه‌ای کاهش‌یافته است، که این کاهش، به دلیل به کار بردن اجزای مقاوم جانبی بیشتری در راستای y نسبت به راستای x است.

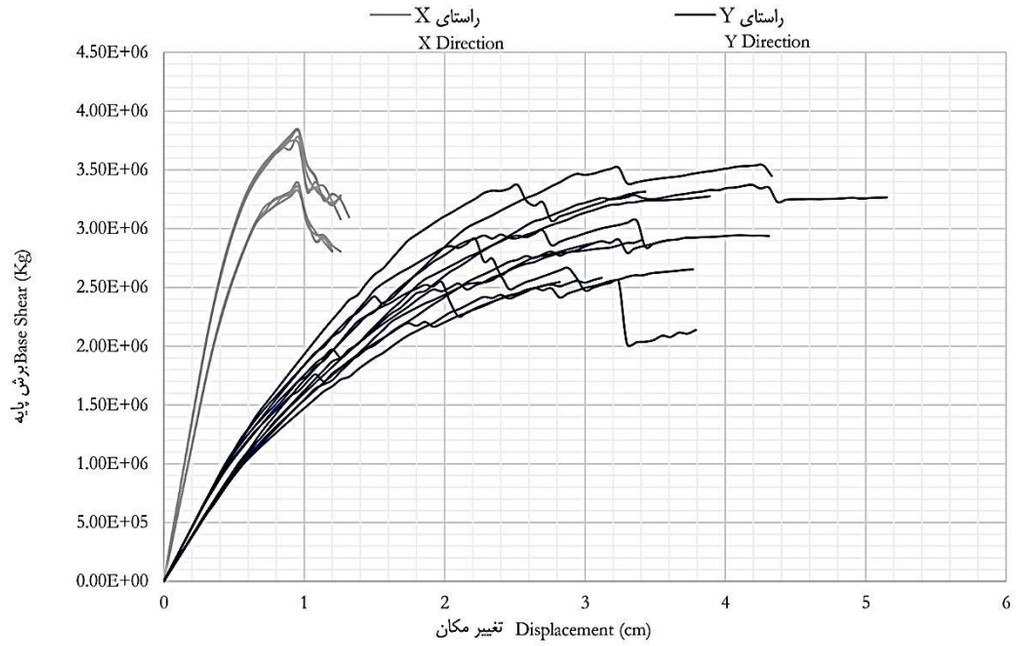
۵-۳. مقایسه رفتار لرزه‌ای ساختمان، در زمان قبل و بعد از مقاوم‌سازی، بر مبنای شاخص ایمنی و مقاومت بُرشی ساختمان

شکل ۱۲، به‌صورت نموداری، میزان تغییر شاخص ایمنی (I_s) را برای هردو حالت حدی SLU (SD) و SLD (DL) برای هر دو نوع توزیع متناسب با جرم و متناسب با شکل مود اول، نمایش می‌دهد. در این شکل مشخص است که بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی بر روی سازه، برای حالت DL در تمامی ۲۴ تحلیل بار افزون، شاخص ایمنی بیشتر از یک شده است؛ درحالی‌که در وضعیت موجود ساختمان، برای حالت حدّی مذکور، مقادیری کمتر از یک دارد. به‌ویژه در راستای y ملاحظه می‌شود که مقدار شاخص از مقادیر کمتر از ۰/۲۵ به مقادیر بیشتر از یک افزایش‌یافته

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

جدول ۷: شاخص ایمنی ساختمان، بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی – خروجی نرم‌افزار 3Muri
Table 7: Building safety index after the application of retrofitting design-3Muri output

ردیف	راستای نیروی زلزله	الگوی بار جانبی	خروج از مرکزیت	شاخص ایمنی در حالت حدّی SLU	شاخص ایمنی در حالت حدّی SLD
No.	Earthquake direction	pattern of lateral load	Eccentricity (±e) [cm]	(SLU) I_s SD	I_s DL (SLD)
1	+X	Masses	0	0.732	1.52
2	+X	First mode	0	0.609	1.296
3	-X	Masses	0	0.734	1.546
4	-X	First mode	0	0.609	1.311
5	+Y	Masses	0	0.617	1.158
6	+Y	First mode	0	0.621	1.232
7	-Y	Masses	0	0.584	1.171
8	-Y	First mode	0	0.649	1.187
9	+X	Masses	56	0.731	1.522
10	+X	Masses	-56	0.733	1.523
11	+X	First mode	56	0.609	1.298
12	+X	First mode	-56	0.61	1.3
13	-X	Masses	56	0.742	1.528
14	-X	Masses	-56	0.733	1.536
15	-X	First mode	56	0.608	1.308
16	-X	First mode	-56	0.618	1.302
17	+Y	Masses	581.3	0.716	1.316
18	+Y	Masses	-581.3	0.556	1.013
19	+Y	First mode	581.3	0.72	1.444
20	+Y	First mode	-581.3	0.626	1.01
21	-Y	Masses	581.3	0.715	1.259
22	-Y	Masses	-581.3	0.53	1.029
23	-Y	First mode	581.3	0.765	1.338
24	-Y	First mode	-581.3	0.572	1.051



شکل ۱۱: نمودارهای بار افزون برای راستای x و y ساختمان بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی– خروجی نرم افزار 3Muri
Fig. 11: Pushover curves for x and y direction of building after the application of retrofitting design -3Muri output

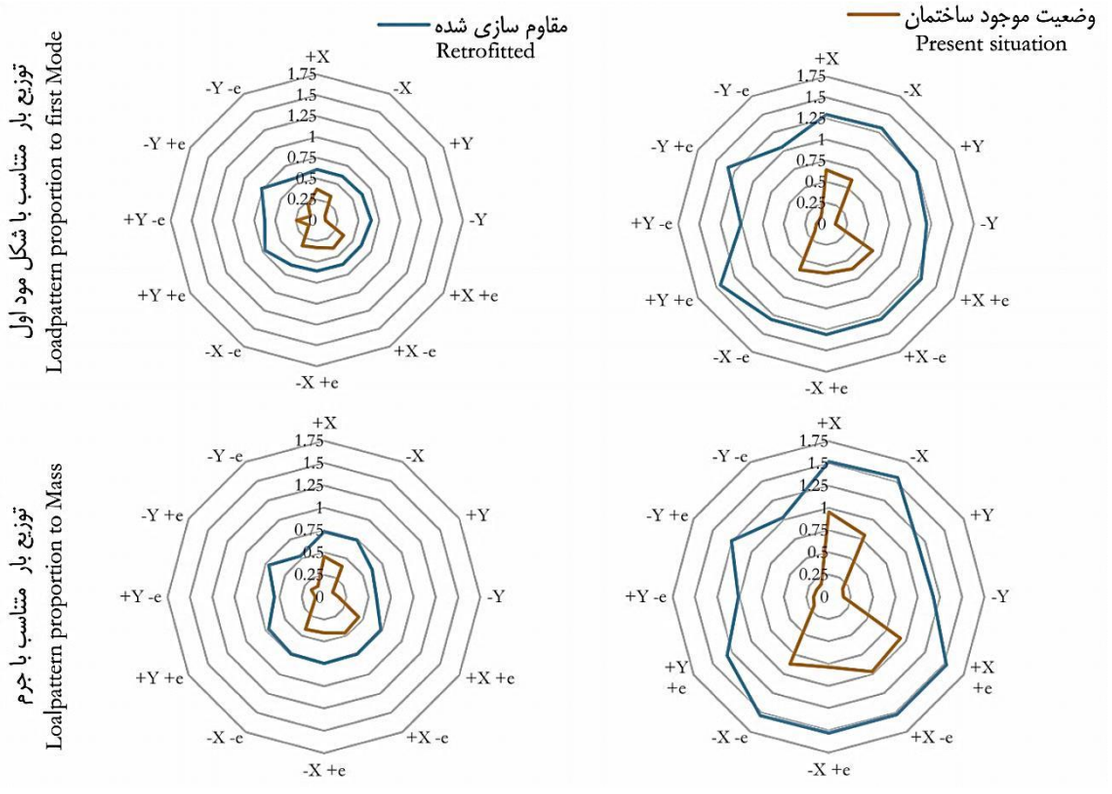
[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2020-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

است. روند مشابهی برای حالت حدّی SD نیز قابل‌مشاهده است، با این تفاوت که شدت تغییرات شاخص ایمنی در این حالت کمتر بوده و در هیچ‌کدام از تحلیل‌ها، بااینکه افزایشی تا چند برابری داشته، از یک، بیشتر نشده است. نکتهٔ دیگر که از این نمودارها می‌توان نتیجه گرفت این است که توزیع شاخص ایمنی در راستاهای مختلف، بعد از مقاوم‌سازی یکنواخت شده‌است. به‌طوری‌که در وضعیت موجود ساختمان، مقدار شاخص در هر چهار نمودار در راستای x تا چند برابر راستای y بوده است، درحالی‌که بعد از اعمال طرح، این شاخص در راستای مختلف، مقادیر نزدیک به هم دارد.

علاوه بر شکل ۱۲، در شکل ۱۳ نمودار پوش‌آور در راستای x و y، برای دو حالت قبل و بعد از مقاوم‌سازی مقایسه شده‌است. با توجه به این شکل، ملاحظه می‌شود که در راستای y مقاومت برشی ساختمان به‌طور فراوانی افزایش‌یافته، به‌گونه‌ای‌که در اثر مقاوم‌سازی، مقاومت برشی آن از حدود ۳۰۰ تن به ۳۰۰۰ تن افزایش یافته یا به عبارتی ۱۰ برابر شده‌است. درحالی‌که در راستای x از حدود ۱۵۰۰ تن به ۳۰۰۰ تن رسیده و ۲ برابر شده‌است. بنابراین، ملاحظه می‌شود که بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی، مقاومت برشی ساختمان در دو راستا، تقریباً برابر شده‌است.

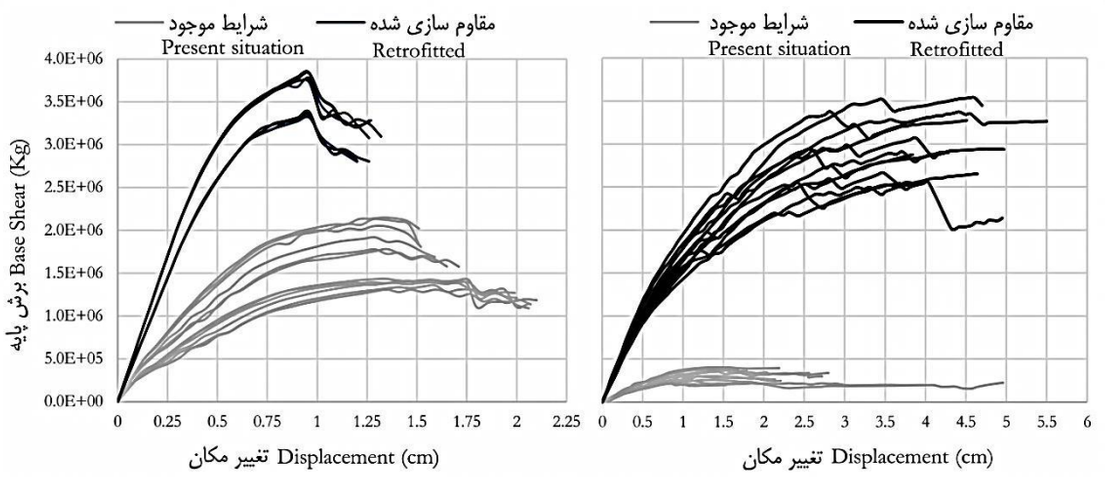
٦. نتیجه‌گیری

نتایج حاصل از تحلیل بار افزون مدل تهیه‌شده در نرم‌افزار 3Muri، نشان‌داد که ساختمان در شرایط موجود، شاخص ایمنی پایینی، در هر دو حالت حدی، دارد و در مقابل نیروی زلزله مقاومت کافی ندارد، هرچند که ساختمان در راستای طولی نسبت به راستای عرضی، دارای مقاومت جانبی قابل‌توجهی است. تقویت دیوارهای بنایی موجود با استفاده از مصالح FRP و همچنین اضافه کردن دیوارهای بنایی جدید مسلح در راستای y و سایر ملاحظات مقاوم‌سازی که تشریح شد، منجر به افزایش شاخص ایمنی در هر دو حالت حدّی (SLD و SLU) و در هر دو



شکل ۱۲: مقایسه شاخص ایمنی برای حالات حدّی و توزیع بار جانبی مختلف، در وضعیت موجود ساختمان و بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی
Fig. 12: Safety index compare for different limit states and load distribution patterns, in present situation and after the application of retrofitting technique

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]



شکل ۱۳: نمودار بار افزون در راستاهای x و y برای وضعیت موجود ساختمان و بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی

Fig. 13: Pushover curves in x and y direction of building for present situation and after the application of retrofitting design

راستای ساختمان شد؛ به‌طوری‌که برای حالت حدّی SLU به‌طور متوسط ۱/۷ تا ۵ برابر و برای حالت حدّی SLD به‌طور متوسط ۱/۷ تا ۶ برابر شد. نکتهٔ قابل‌توجه دیگر، توزیع شاخص ایمنی بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی در مدل است، که مقدار آن در بین تحلیل‌های صورت گرفته، به صورت یکنواخت‌تر توزیع شد؛ درحالی‌که در زمان قبل از مقاوم‌سازی، شاخص ایمنی در راستای طولی (x) نسبت به راستای عرضی (y) بسیار بیشتر بود.

باید به این نکته توجه‌کرد که در مطالعهٔ حاضر، از مدل ساده‌شده در نرم‌افزار 3Muri استفاده شد، درصورتی‌که از نرم‌افزارهای اجزای محدود با دقت بالاتری همانند DIANA و یا آباکوس استفاده می‌شد، رفتار دیوارهای تقویت‌شده به روش NSM با مصالح FRP و رفتار کلی ساختمان در برابر بار زلزله، با جزئیات بیشتری قابل ارزیابی بود؛ موضوعی که می‌تواند به‌عنوان کار مطالعاتی در این زمینه، موردتوجه محققان واقع شود.

References

[1] Emami S.M.A. Archaeometry, a discipline for linking archaeology to natural sciences (Aims and Scopes). Journal of Research on Archaeometry. 2016; 1: 75-82. [Original in Persian with English Abstract]
[امامی سید محمدامین. باستان‌سنجی پلی میان علوم طبیعی و مهندسی با باستان‌شناسی (اهداف و دورنما). دو فصلنامه علمی-مروری پژوهه باستان‌سنجی. ۱۳۹۴؛۱(۲): ۷۵-۸۲]

[2] Lourenco PB. Computational strategies for masonry structures (Ph.D. thesis). Delft University Press, Delft, The Netherlands; 1996.

[3] Callerio A, Papa E. An elastic-plastic model with damage for cyclic analysis of masonry panels. Computer Methods in Structural Masonry. 1998 Aug 20;4:19-26.

[4] Zhuge Y, Thambiratnam D, Corderoy J. Nonlinear dynamic analysis of unreinforced masonry. Journal of structural engineering. 1998 Mar;124(3):270-7.

[5] Syrmakezis CA, Asteris PG. Masonry failure criterion under biaxial stress state. Journal of Materials in Civil Engineering. 2001 Feb;13(1):58-64.

[6] Berto L, Saetta A, Scotta R, Vitaliani R. Shear behaviour of masonry panel: parametric FE analyses. International journal of solids and structures. 2004 Aug 1;41(16-17):4383-405.

[7] D'Ayala D, Speranza E. Definition of collapse mechanisms and seismic vulnerability of historic masonry buildings. Earthquake Spectra. 2003 Aug;19(3):479-509.

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

practice. John Wiley & Sons; 1999 Mar 25.

[19] Ismail N. *Selected strengthening techniques for the seismic retrofit of unreinforced masonry buildings* (Doctoral dissertation, University of Auckland).

[20] Instruction for seismic rehabilitation of structures with Fiber Reinforced Polymer (FRP). Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center; 2014. [in Persian].
[دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها با استفاده از مصالح FRP. تهران: مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی، تهران؛ ۱۳۹۲.]

[21] Petersen RB, Masia MJ, Seracino R. Bond behavior of near-surface mounted FRP strips bonded to modern clay brick masonry prisms: Influence of strip orientation and compression perpendicular to the strip. Journal of Composites for Construction. 2009 Jun;13(3):169-78.

[22] Triantafillou TC. Strengthening of masonry structures using epoxy-bonded FRP laminates. Journal of composites for construction. 1998 May;2(2):96-104.

[23] Marcari G, Manfredi G, Prota A, Pecce M. In-plane shear performance of masonry panels strengthened with FRP. Composites Part B: Engineering. 2007 Oct 1;38(7-8):887-901.

[24] Petersen RB, Masia MJ, Seracino R. In-plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM CFRP strips. I: Experimental investigation. Journal of Composites for Construction. 2010 Dec;14(6):754-63.

[25] Petersen RB, Masia MJ, Seracino R. In-plane shear behavior of masonry panels strengthened with NSM CFRP strips. II: Finite-element model. Journal of Composites for Construction. 2010;14(6):764-74

[26] Rezaeifar O, Younesi A, Gholhaki M. Seismic Retrofit of a Historical Building in Tehran University Museum Using FRP Technology and Steel Jacketing. Journal of Rehabilitation in Civil Engineering. 2016 Feb 1;4(1):41-54.

[27] Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Standard No. 2800. 4th ed. Tehran: Road, Housing and Urban Development Research

[8] Augusti G, Ciampoli M, Giovenale P. Seismic vulnerability of monumental buildings. Structural Safety. 2001 Jan 1;23(3):253-74.

[9] Bakeer T, Jager W. Seismic retrofitting of adobe masonry buildings based on collapse analysis. Retrofitting of Heritage Structures: Design and Evaluation of Strengthening Techniques. 2013:111.

[10] Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. Tehran: Office of Deputy for Strategic Supervision. Department of Technical Affairs; 2014. [in Persian]
[دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود. تهران: معاونت نظارت راهبردی. امور نظام فنی؛ ۱۳۹۲.]

[11] American Society of Civil Engineers. Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356. Washington D.C: Federal Emergency Management Agency; 2000.

[12] Benedetti DU, Carydis P, Limongelli MP. Evaluation of the seismic response of masonry buildings based on energy functions. Earthquake engineering & structural dynamics. 2001 Jul;30(7):1061-81.

[13] Branco M, Guerreiro LM. Seismic rehabilitation of historical masonry buildings. Engineering structures. 2011 May 1;33(5):1626-34.

[14] Lourenço PB. Recommendations for restoration of ancient buildings and the survival of a masonry chimney. Construction and Building Materials. 2006 May 1;20(4):239-51.

[15] Lourenço PB, Roque JA. Simplified indexes for the seismic vulnerability of ancient masonry buildings. Construction and Building Materials. 2006 May 1;20(4):200-8.

[16] Bento R, Lopes M, Cardoso R. Seismic evaluation of old masonry buildings. Part II: Analysis of strengthening solutions for a case study. Engineering structures. 2005 Dec 1;27(14):2014-23.

[17] Karantoni FV, Fardis MN. Effectiveness of seismic strengthening techniques for masonry buildings. Journal of Structural Engineering. 1992 Jul;118(7):1884-902.

[18] Naeim F, Kelly JM. Design of seismic isolated structures: from theory to

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2023-03-05]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]

Center. 2014. [in Persian]
[آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ ایران. ویرایش چهارم. تهران: مرکز تحقیقات راه مسکن و شهرسازی، تهران؛ ۱۳۹۳.]
[28] Lourenço PB. Computations on historic masonry structures. Progress in Structural Engineering and Materials. 2002 Jul;4(3):301-19.
[29] Lignola GP, Prota A, Manfredi G. Nonlinear analyses of tuff masonry walls strengthened with cementitious matrix-grid composites. Journal of Composites for Construction. 2009 Aug;13(4):243-51.
[30] Lignola GP, Prota A, Manfredi G. Numerical investigation on the influence of FRP retrofit layout and geometry on the in-plane behavior of masonry walls. Journal of Composites for Construction. 2012 Dec 1;16(6):712-23.
[31] Tomaževič M. Dynamic modelling of masonry buildings: storey mechanism model as a simple alternative. Earthquake engineering & structural dynamics. 1987 Aug;15(6):731-49.
[32] Magens G. Della Fontana A. Simplified non-linear seismic analysis of masonry buildings. Paper presented at: Proceedings of the 5th International Masonry Conference; 1998 October 13-15; London: British Masonry Society; 1998. p. 190-195.
[33] S.T.A. DATA. 3MURI-Seismic calculation of masonry structures according to M.D 14/01/2008 New technical codes for constructions; 2009.
[34] Instruction for seismic rehabilitation of existing unreinforced masonry buildings. Tehran: Office of Deputy for Strategic Supervision. Department of Technical Affairs; 2007. [in Persian].
[دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود. تهران: معاونت نظارت راهبردی. امور نظام فنی؛ ۱۳۸۶.]
[35] EN C. 1-1: Eurocode 6: Design of masonry structures–Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures. European Committee for Standardization, Brussels. 2005.
[36] Moro L, activities M. Guidelines for Evaluation and Mitigation of Seismic Risk to Cultural Heritage: Gangemi; 2007.
[37] Code P. Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance-part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings. Brussels: European Committee for Standardization. 2005.
[38] EN C. Eurocode: Basis of structural design. United Kingdom: British Standards Institute. 2002.

[Downloaded from jra-tabriziau.ir on 2028-03-03]
[DOR: 20.1001.1.24764647.1399.6.1.7.1]
[DOI: 10.29252/jra.6.1.97]