



Original Paper

Application of Near Surface Mounted (NSM) Technique¹

Seismic Retrofitting of Heritage Buildings: Case Study of No.1 Educational Heritage Building of Tabriz Art University

Farhad Akhoundi^{1*}, Reza Mohammadpour², Yaser Shahbazi³

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

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



CrossMark

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^۳

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 پذیرش: ۱۳۹۹/۰۳/۱۴

تاریخ دریافت: ۱۳۹۸/۱۱/۳۰

چکیده

حفاظت از ساختمان‌های بنایی که ارزش تاریخی و فرهنگی دارند، در مقابل بلای طبیعی زلزله، برای نسل‌های آینده از هر جهت لازم است. بهره‌گیری از روش‌های برگشت‌پذیر و نوین در مقاوم‌سازی این ساختمان‌ها در سال‌های اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته‌اند، به نحوی که این روش‌ها ضمن بهبود عملکرد ساختمان در هنگام زلزله، کمترین دخل و تصرف را در معماری و سازه آن ایجاد کنند. در مطالعه 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 عرصه مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی تاریخی بوده‌اند و تا حدود زیادی ویژگی‌های ذکر شده را دارند، تغییر رفتار لرزه‌ای ساختمان، در زمان قبل و بعد از مقاوم‌سازی مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور، ساختمان مورد مطالعه (ساختمان آموزشی شماره یک دانشگاه هنر اسلامی تبریز) به صورت سه‌بعدی 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 تعریف شده در راهنمایی ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی کشور ایتالیا استفاده شده است. شاخص انتخاب شده، تابعی از مقاومت برشی ساختمان، لرزه‌خیزی منطقه، نوع خاک و سطح عملکرد مورد نظر است. محاسبه شاخص ایمنی برای سطوح عملکردی مورد نظر و بر اساس نتایج حاصل از تحلیل بار افزون، توسط نرم‌افزار 3Muri صورت گرفته است. 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 قابل توجه مقاومت لرزه‌ای آن می‌شود. به طوری که میزان شاخص ایمنی در بعضی موارد، به خصوص در راستای عرضی (ضعیف‌تر) ساختمان ۱/۷ تا ۶ برابر می‌شود. نتایج حاصل، در مطالعه حاضر، صرفاً بر اساس مدل‌سازی عددی بوده و تنها از یک شاخص برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای ساختمان استفاده شده است؛ بنابراین انجام کارهای تئوری و آزمایشگاهی 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.

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 ارائه شده 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 ارائه شده 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 ارائه شده است [2-8]. به‌منظور تعیین نحوهٔ خرابی و ارزیابی طرح مقاوم‌سازی لرزه‌ای ارائه شده 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 اشاره شده 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، به‌طوری که مکانیسم‌های خرابی روی داده در تیرهای بنایی (spandrel) انرژی بیشتری را نسبت به سایر مکانیسم‌ها تلف می‌کنند؛ درنتیجه، طرح‌های مقاوم‌سازی که اجازهٔ خرابی کنترل شده را به این اجزا دهند، موجب افزایش شکل‌پذیری ساختمان و بهبود عملکرد لرزه‌ای آن خواهند شد [1].

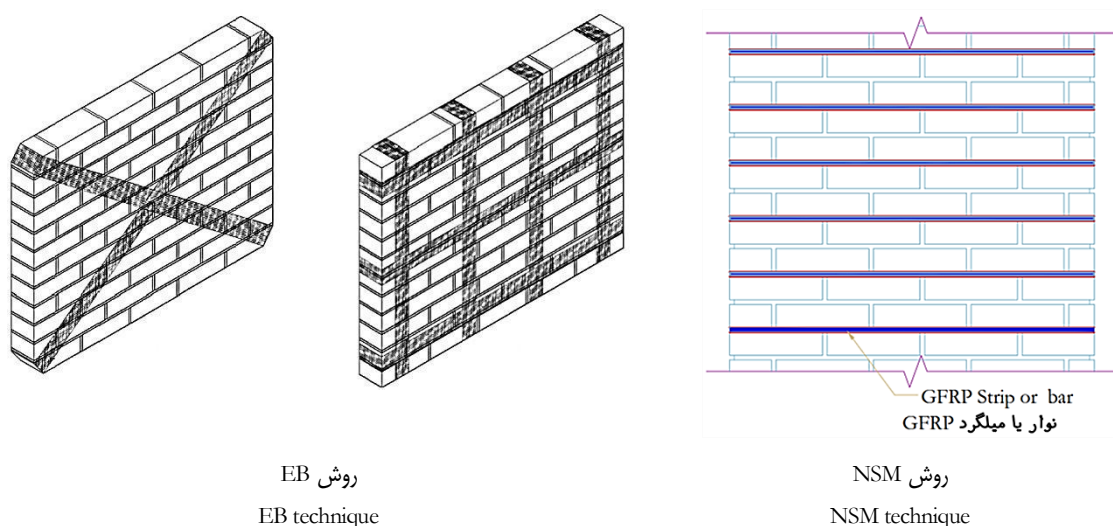
روش‌های مختلفی برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی مورد مطالعه قرار گرفته‌اند که می‌توان به مواردی همچون، اضافه کردن اجزای فولادی، تقویت دیوارها با استفاده از الیاف FRP، استفاده از اجزای تقویتی

۲. پیشینه پژوهش

دستگاه‌های مبتنی بر FRP نسبت به سایر روش‌های مرسوم مقاوم‌سازی، وزن سبک‌تر، نصب آسان‌تر، هزینه کمتر و تغییر کمتر در ظاهر سازه دارند و سختی و مقاومت بالایی را به اعضای سازه‌ای می‌بخشند [20]، از این رو استفاده از آن‌ها در سازه‌های بنایی که دارای ارزش تاریخی هستند، مورد توجه قرار گرفته است. مصالح FRP یا به صورت خارجی به سطح دیوار بنایی چسبانده می‌شوند (روش EB: Externally Bonding) و یا به صورت میلگردها یا میله‌های مستطیلی در داخل شیارهایی که در نزدیکی سطح دیوار ایجاد شده‌اند، با استفاده از گروت مخصوص، نصب می‌شوند (روش NSM: Near Surface Mounting). روش NSM نسبت به روش EB روش جدیدی است که مزیت‌های زیادی نیز دارد، از جمله این مزیت‌ها 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.

از جمله کارهایی که محققان در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌های بنایی با مصالح FRP انجام داده‌اند به عنوان مثال می‌توان به کار Triantafillou در سال ۱۹۹۸ اشاره کرد 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، ارائه داد [22]. Marcari و همکارانش با آزمایش تعدادی دیوار بنایی ساخته شده 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

بتنی و روش‌های نوینی همچون استفاده از میراگرها و جداسازهای لرزه‌ای، اشاره کرد [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 از جمله روش‌هایی است که در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی مورد توجه قرار گرفته است، چراکه در این روش به جای افزایش اجزای مقاوم جانبی و ایجاد تغییرات زیاد در سیستم سازه‌ای و همچنین معماری آن که مورد پسند بناهای تاریخی نیست، با کاهش قابل ملاحظه نیروی زلزله از طریق افزایش قابل توجه زمان تناوب سازه [18]، ایمنی لرزه‌ای آن را تأمین می‌کنند. نمونه موفق، استفاده از جداسازهای لرزه‌ای در ساختمان سالن اجتماعات شهر سانفرانسیسکو است. به منظور 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 هسته سربی، استفاده شده 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 به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای سازه‌های بنایی در طول چند دهه اخیر مورد توجه محققان بوده است. بر اساس مطالعات اولیه صورت گرفته بر ساختمان آموزشی شماره ۱ دانشگاه هنر اسلامی تبریز که در سال‌های اخیر جزء آثار تاریخی ملی در میراث فرهنگی کشور ثبت شده 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 داده شده است. از این رو در مطالعه 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 ارزیابی شود.



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

توریستی استان آذربایجان شرقی به شمار می‌رود. این مجموعه، مساحتی بیش از ۳۶ هزار مترمربع دارد و شامل هشت ساختمان است. مجموعه چرم‌سازی بعد از انتقال کارخانه، به خارج از شهر در سال ۱۳۶۶ (به دلیل توسعه 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 از یک‌طرف و آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن از طرف دیگر و همچنین کاربری آموزشی مجموعه، به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های آن موردتوجه قرار گرفته است؛ که از این جمله می‌توان از ساختمان شماره ۲ نام برد که عملیات به‌سازی آن به اتمام رسیده است.

ساختمان شماره ۱ مجموعه چرم‌سازی خسروی، شمالی‌ترین ساختمان این مجموعه است که زیربنای کل 3880 m^2 را دارد و در سال‌های ۱۳۱۰ تا ۱۳۱۹ ساخته و تکمیل شده است. این بنا، همچنین ارزش تاریخی دارد و جزء آثار ثبت‌شده 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

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 مطالعه خود، جهت بهبود رفتار لرزه‌ای ساختمان تاریخی موزه دانشگاه تهران، از مصالح FRP، برای افزایش مقاومت داخل صفحه و خارج صفحه دیوارهای بنایی استفاده کردند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی ساختمان، نشان داد 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 مطالعه حاضر، ماهیت تاریخی دارد، در ادامه، بعد از بررسی وضعیت آسیب‌پذیری ساختمان مورد مطالعه 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 مورد مطالعه

مجموعه چرم‌سازی خسروی نمونه زیبایی از معماری سنتی شهر تبریز و یکی از جاذبه‌های تاریخی و

دو بخش ۲ طبقه و ۳ طبقه از نوع طاق ضربی هستند و سقف طبقه اول (بام) از نوع تیر چوبی و تخته به همراه شیروانی با شیب دوطرفه محسوب می‌شود که بر روی خرپای چوبی سقف نصب شده است. 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 از جمله 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، قابل مشاهده است. همچنین شکل ۴، پلان طبقات مختلف ساختمان را در شرایط موجود نشان می‌دهد.

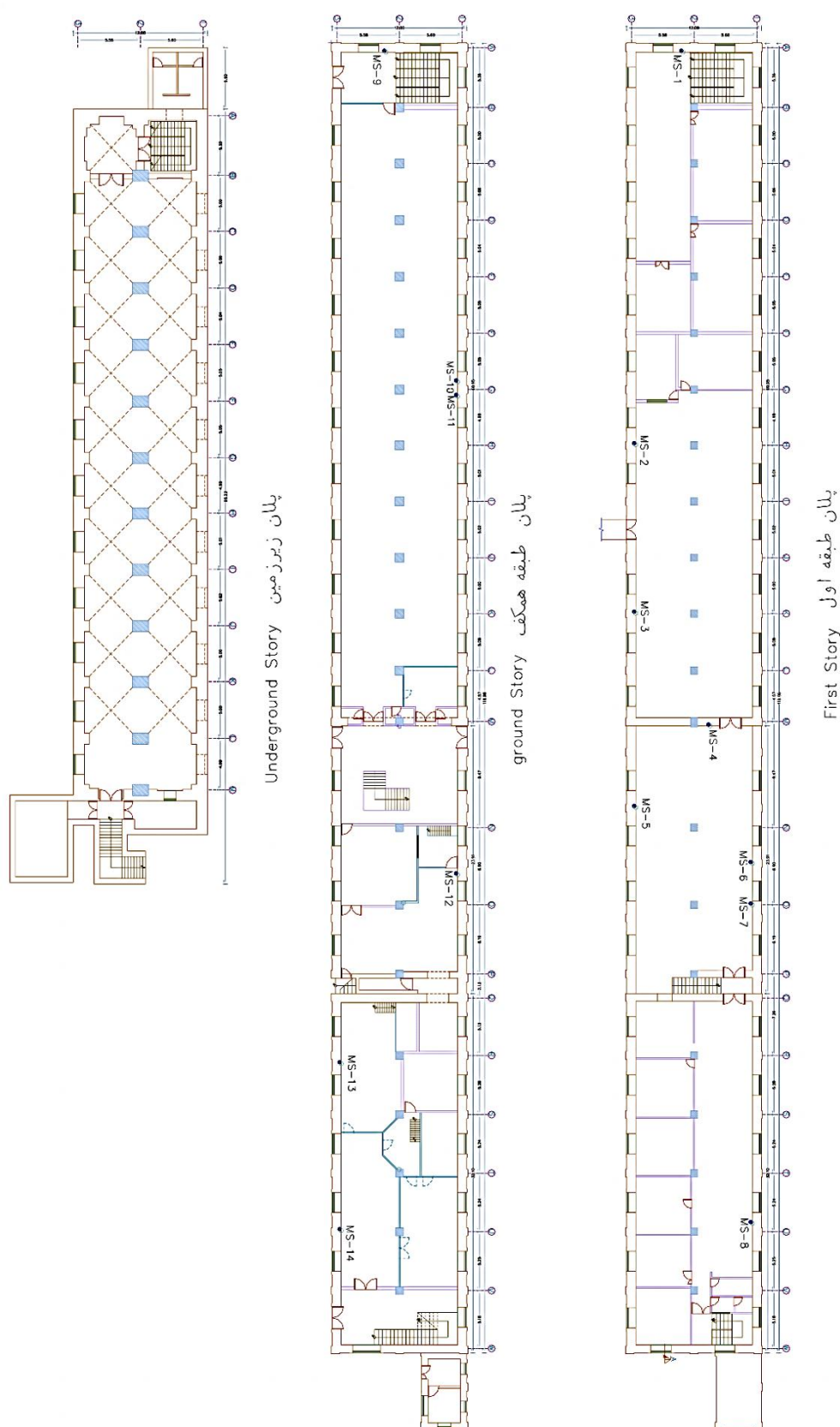
طبقه، شامل زیرزمین نیز است. ابعاد ساختمان در قسمت زیرزمین $12 \times 6.1/8$ m و در طبقه اول و دوم 12×11.7 m است و نسبت طول به عرض ساختمان، بیشتر از مقدار مجاز استاندارد ۲۸۰۰ [27] (مقدار مجاز=۳) به نظر می‌رسد. سیستم باربر ثقلی و جانبی ساختمان، از دیوارهای بنایی غیرمسلح تشکیل می‌شود که این دیوارها از آجر رسی و ملاط ماسه-آهک ساخته شده‌اند. 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 وجود ندارد. سقف طبقات نیز در طبقه زیرزمین از نوع چهارطاقی، در طبقه همکف در هر



شکل ۲: ساختمان شماره ۱ آموزشی مجموعه 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 مجموعه چرم‌سازی- نمای شمالی و غربی
Fig. 3: No.1 Educational heritage building of Charmsazi Complex-West and North façade



شکل ۴: پلان طبقات ساختمان شماره ۱ آموزشی مجموعه چرم‌سازی

Fig. 4: No.1 Educational heritage building of Charmsazi Complex-Story planes

۴. مطالعه عددی

۴-۱. 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 به صورت درشت مقیاس (Macro) و ریزمقیاس (Micro) است که مدل ریزمقیاس می‌تواند به صورت 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 هر کدام به طور مجزا مدل‌سازی می‌شوند درحالی‌که در مدل ریزمقیاس ساده‌شده، تنها واحدهای بنایی و اتصال بین آن‌ها مدل می‌شوند. در روش درشت مقیاس، واحدهای بنایی و ملاط اتصال‌دهنده آن‌ها، به صورت یک ماده همگن با مشخصات واحد، معادل‌سازی می‌شوند [۲۸]. 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. از این رو، در مطالعه حاضر مدل‌سازی ساختمان آموزشی شماره ۱، از روش درشت مقیاس استفاده شده 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 [۲۹-۳۰]. اولین تلاش‌ها برای مدل‌سازی سازه‌های بنایی به صورت درشت مقیاس، بر پایه روش مکانیسم طبقه بوده است [۳۱]. در این روش تنها اعضای قائم مدل می‌شدند و از وضعیت تنش‌ها در اعضای افقی چشم‌پوشی می‌شد؛ در نتیجه، 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 به عنوان اعضای باربر جانبی در مدل‌سازی لحاظ کند. روش قاب معادل که در ابتدا برای سازه‌های بتنی ابداع شده بود، می‌تواند راهکار مناسبی برای این مسئله باشد. برای اولین بار در سال ۱۹۹۸ Della Fontana و Magenes این روش را به منظور آنالیز

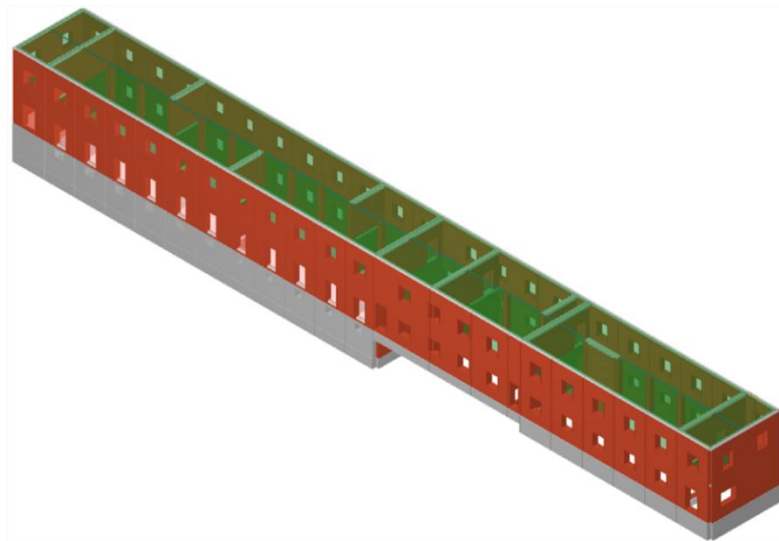
بار افزون دیوارهای بنایی چندطبقه به کار بردند [۳۲]. در روش قاب معادل، دیوارهای چندطبقه بنایی، همانند قابی که از اجزای قائم (پایه = Pier) و اجزای افقی (تیر = Spandrel) به همراه اجزای متقاطع اتصال تشکیل شده است، مدل‌سازی می‌شوند. در این روش، رفتار غیرخطی اجزای قاب با اضافه کردن مفاصل الاستو-پلاستیک در نقاط از پیش تعیین شده در این اجزا لحاظ می‌شود. در مطالعه حاضر، به منظور مدل‌سازی و تحلیل غیرخطی استاتیکی ساختمان از نرم‌افزار 3Muri [۳۳] استفاده شده است. 3Muri یک نرم‌افزار برای مدل‌سازی سه‌بعدی سازه‌های بنایی و به صورت 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 پیچیده مدل‌سازی اجزای محدود (مثلاً عدم همگرایی و زمان بر بودن تحلیل) را ندارد. در شکل ۵ تصویری از مدل ۳ بعدی ساختمان که در نرم‌افزار مذکور تهیه شده، نمایش داده شده است.

۴-۲. مشخصات مصالح

۴-۲-۱. مشخصات مصالح بنایی

مشخصات مصالح بنایی (ترکیب آجر و ملاط) موجود که در مدل‌سازی ساختمان قبل از اعمال طرح مقاوم‌سازی به کار گرفته شده، 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 ارائه شده در این جدول، از طریق آزمایش‌های مقاومت فشاری نمونه‌های آجر و مقاومت برشی ملاط که بر اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه ۳۶۰) [۱۰] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود (نشریه ۳۷۶) [۳۴] انجام شده‌اند و با استفاده از ضوابط کد EN.1996.1.1 [۳۵]، حاصل شده‌اند.

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



شکل ۵: مدل سه بُعدی ساختمان - تهیه شده در نرم افزار 3Muri

Fig. 5: 3D Model of building in 3Muri software

جدول ۱: مشخصات مصالح بنایی به کاررفته در مدل سازی

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/mm ²)	E_m (N/mm ²)	G_m (N/mm ²)	f_{v0} (N/mm ²)	f_{vlim} (N/mm ²)	Y_m (KN/m ³)	
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 ۲۰×۱۰×۵ است)

Fig. 6: Schematic of main masonry material used in building (brick dimension: 20×10×5 cm)

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

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

$$f_k = k f_b^{0.7} f_{mortar}^{0.3} \quad (1)$$

که در آن ضریب k بستگی به نوع واحد بنایی و ملاط به کار رفته دارد و مطابق جدول ۳.۳ کد EN.1996.1.1 برای دیوار بنایی با آجر رسی و ملاط با ضخامت 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 تعیین شده 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 مورد مطالعه) با کیفیت متوسط برابر با ۵ مگاپاسگال است. با جایگذاری این مقادیر در رابطه (۱) مقداری که برای f_k محاسبه می‌شود برابر ۳/۹۵ مگاپاسگال است.

البته آیین‌نامه EN.1996.1.1، رابطه (۱) را برای دیوارهای بنایی با یک واحد بنایی در عرض دیوار، ارائه کرده است و در صورتی که 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 مشخصه مصالح بنایی، مقدار ۳/۱۶ مگاپاسگال حاصل می‌شود.

از جدول ۲-۵ ب 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 با کیفیت متوسط، مقدار مقاومت فشاری مصالح بنایی برابر با ۳/۰۴ مگاپاسگال برآورد می‌شود، که تفاوت قابل توجهی با مقدار حاصل شده از رابطه (۱) ندارد. در مطالعه حاضر، نظر به اینکه رابطه (۱) با دقت بیشتری از مشخصات مصالح برای پارامتر f_k بهره می‌برد، مقدار ۳/۱۶ مگاپاسگال به عنوان مقاومت فشاری مشخصه مصالح بنایی در نظر گرفته شده است.

مدول الاستیسیته مصالح بنایی طبق ضوابط آیین‌نامه‌ای [34، 10] به طور معمول ۵۵۰ برابر مقاومت فشاری و مدول برشی برابر با ۰/۴ مدول الاستیسیته، در نظر گرفته می‌شود که در مطالعه حاضر نیز از این فرض، استفاده شده است. مقاومت برشی مصالح بنایی در حالت تنش صفر (f_{v0})، از طریق آزمایش برش ملاط، برابر با ۰/۲۵ مگاپاسگال تعیین شده است. برای تعیین مقاومت برشی مشخصه مصالح بنایی (f_{vk})، کد EN.1996.1.1، رابطه زیر را ارائه داده است:

$$f_{vk} = f_{v0} + 0.4 \sigma_d \quad (2)$$

در رابطه (۲)، σ_d تنش فشاری عمود بر صفحه برش در عضو سازه‌ای در تراز مورد نظر است که تحت ترکیب بار بار ثقیل، 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 نرم افزار 3Muri صورت می‌گیرد، اما مقدار آن نباید بیشتر از کمترین دو مقدار ۰.۰۶۵ f_b و $f_{v,lt}$ باشد. به عبارت دیگر:

$$f_{vk} \leq \{f_{v,lim} = \min(0.065 f_b, f_{v,lt})\} \quad (3)$$

در رابطه فوق، f_b مقاومت فشاری آجر در راستای عمود بر صفحه برش و $f_{v,lt}$ حداکثر مقدار قابل قبول برای f_{vk} است. در نشریه ۳۶۰ و ۳۷۶ و همچنین آیین‌نامه EN.1996.1.1 مقداری برای $f_{v,lt}$ مشخص نشده است؛ اما حداکثر مقدار f_{v0} به ۰/۷ مگاپاسگال محدود شده است [۳۴ و ۱۰] که با جایگذاری آن در رابطه (۲) مقدار $f_{v,lt}$ حاصل خواهد شد. با توجه به اینکه مقدار f_{v0} برابر با ۰/۲۵ به دست آمده است، در محاسبه $f_{v,lim}$ ، $f_{v,lt}$ تعیین کننده نخواهد بود و مقدار $f_{v,lim}$ از رابطه ۰.۰۶۵ f_b ، برابر با ۰/۵۵ مگاپاسگال به دست می‌آید.

جدول ۲: مشخصات مصالح GFRP به کاررفته 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
ϵ (%)	f_{td} (N/mm ²)	E (N/mm ²)
1.76	967	55000

۴-۳. تعیین شاخص آسیب‌پذیری

قبل از ارائه طرح مقاوم‌سازی برای هر ساختمان، باید معیارهایی برای مشخص کردن میزان آسیب‌پذیری آن به صورت کیفی و کمی، در سطح عملکرد موردنظر، تعیین شود. چنین معیارهایی برای ساختمان‌های مرسوم که بر اساس ضوابط آیین‌نامه‌ای طراحی و ساخته شده‌اند، در دستورالعمل‌های بهسازی لرزه‌ای همانند نشریه ۳۶۰ [10] و FEMA-356 [11] بر اساس نوع ساختمان (بتنی، فولادی، بتنی و...) به طور مفصل تشریح شده‌است. لیکن استفاده از ضوابط و معیارهای این آیین‌نامه‌ها برای ساختمان‌های غیر تاریخی است [10]. در ایران تا زمان نگارش این مقاله، آیین‌نامه و یا دستورالعملی در این زمینه، تدوین نشده است. بنابراین باید از آیین‌نامه‌ها و یا دستورالعمل‌های معتبر بین‌المللی بهره‌گرفت. در مطالعه حاضر، ضوابط «راهنمای ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا [36] مورد توجه قرار گرفته است. بدیهی است در مواردی که این راهنما ضابطه مشخصی ندارد، ضوابط آیین‌نامه‌ها و یا دستورالعمل‌های معتبر داخلی یا بین‌المللی که برای ساختمان‌های غیر تاریخی مشابه ساختمان مورد مطالعه، قابل کاربرد هستند، ملاک عمل واقع شده‌اند. 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.

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

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

۴-۲-۲. 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، درحالی که حفاظت از فیبرها در برابر شرایط محیطی، انتقال تنش بین فیبرها و نگهداری آن‌ها در موقعیت خود، وظیفه ماتریس است. نوع الیاف FRP باید طوری انتخاب شود که با مصالح بتنی سازگاری داشته باشد. از میان الیاف کربن، شیشه و آرامید، الیاف شیشه، به دلیل مدول الاستیسیته پایین، در مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی کاربرد گسترده‌ای دارند. علاوه بر این، هزینه الیاف شیشه نسبت به کربن پایین‌تر است [20]. از این رو، در مطالعه حاضر، از مشخصات مکانیکی میلگردهای GFRP، در طرح تقویت دیوارهای بتنی جدید و از نوارهای مستطیل شکل GFRP، در دیوارهای بتنی موجود، استفاده شده است. در کنار مزایایی که برای الیاف شیشه ذکر شد، معایبی نیز وجود دارد که از آن جمله، می‌توان به حساسیت در مقابل سایش و مقاومت کم آن در مقابل خستگی اشاره کرد [20]. لازم به ذکر است که مقادیر ذکر شده برای مشخصات GFRP در جدول ۲، در ضریب کاهش عوامل محیطی (۰/۷۵)، مطابق با جدول ۳-۱ دستورالعمل مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با استفاده از FRP [20]، ضرب شده‌اند.

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 زلزله تعیین شده برای آن منطقه را در حالت حدی موردنظر، دارد. در نقطه مقابل، اگر I_s کمتر از یک باشد، نشانگر آسیب‌پذیری ساختمان در برابر زلزله متناظر باحالت حدی موردنظر، است [36]. به‌منظور تعیین شاخص ایمنی I_s از نرم‌افزار 3Muri استفاده شده است که با استفاده از تحلیل بار افزون و بر اساس پارامترهای γ_1 و a_g و مقدار شاخص ایمنی را بر اساس رابطه (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 $1/2$ باید استفاده شود. همچنین مقدار شتاب مرجع زمین، a_g بستگی به حالت حدی انتخابی، اهمیت و کاربری و لرزه‌خیزی ساختگاه ساختمان، دارد که برای ساختمان مورد مطالعه، این مقدار، در حالت حدی نهایی (SLU) بر اساس زلزله با احتمال فراگذشت 10% در 50 سال و برای حالت حدی خرابی (SLD) بر اساس زلزله با احتمال فراگذشت 50% در 50 سال تعیین می‌شود [35]. با توجه به اینکه ساختمان مورد مطالعه، در شهر تبریز با خطر لرزه‌ای بسیار زیاد واقع شده است، مقدار a_g برای زلزله با احتمال فراگذشت 10% در 50 سال بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران [27] $0.35g$ در نظر گرفته می‌شود. برای زلزله با احتمال وقوع 50% در 50 سال نیز مطابق با توصیه «راهنمای ارزیابی و کاهش خطر لرزه‌ای بناهای تاریخی میراث فرهنگی» کشور ایتالیا، می‌توان از 0.4 برابر مقدار تعیین شده برای زلزله با احتمال فراگذشت 10% در 50 سال، یعنی $0.14g$ ، 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

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 حدی موردنظر، در مقایسه با شتاب حداکثر زمین، باید به‌منظور تعیین شاخص ایمنی (I_s) به کار گرفته شود [۳۶]. برای ساختمان‌هایی که ارزش تاریخی دارند، ایمنی و حفاظت در مقابل خطر لرزه‌ای، با تعریف دو حالت حدی 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 ذکر شد، در صورتی که حفظ اثر هنری خاصی (مانند نقاشی‌های دیواری، گچ‌کاری‌ها و غیره) مدنظر باشد، توصیه می‌شود که حالت حدی مخصوص تعریف شود [36].

در حالت حدی نهایی (SLU) تحت زلزله مرجع، انتظار می‌رود که ایمنی جانی کاربران حفظ شود و ساختمان حتی در شرایط خرابی 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 حدی خرابی (SLD)، ساختمان تحت زلزله مرجعی که نسبت به زلزله مرجع حالت حدی 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 مطالعه حاضر از آن استفاده شده است، شاخص ایمنی بر اساس رابطه زیر محاسبه می‌شود:

$$I_s = \frac{a_{LS}}{\gamma_1 S a_g} \quad (4)$$

در رابطه فوق، a_{LS} شتابی از زمین است که ساختمان را به حالت حدی موردنظر می‌رساند. که در این صورت، برای حالت حدی نهایی (SLU) به‌صورت a_{SLU} و برای حالت حدی 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

اساس مطالعات ژئوتکنیکی صورت گرفته III بوده و نظر به اینکه ساختمان در شهر تبریز با خطر نسبی بسیار زیاد واقع شده، مقدار B_0 در استاندارد ۲۸۰۰، برابر با ۱/۱ تعیین شده است؛ درحالی که بر اساس آیین نامه EN 1998-1 برای مؤلفه افقی زلزله، مقدار S برابر با ۱/۱۵ است. نظر به اینکه در مطالعه حاضر، نرم افزار 3Muri از آیین نامه های اروپایی استفاده می کند، در نتیجه مقدار ۱/۱۵ برای این پارامتر لحاظ شده است.

۴-۴. جرم مؤثر لرزه ای و بار گذاری

در مدل تهیه شده برای وضعیت موجود ساختمان، وزن مرده سقف ها با توجه به برداشت های انجام شده، محاسبه شده است. در شرایط فعلی، بخش عمده ای از طبقات، کاربری خاصی ندارند، ولی با توجه به اینکه انتظار می رود ساختمان در آینده کاربری آموزشی داشته باشد، بار زنده ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، برای طبقات لحاظ شده است. همچنین درصد مشارکت بار زنده (Y_2) برای قسمت های مختلف ساختمان بر اساس آیین نامه EN-1990 [38] انتخاب شده است. بار تیغه بندی به میزان ۱۰۰

کیلوگرم بر مترمربع، برای سطوحی که دارای بار زنده کمتر از ۴۰۰ کیلوگرم بر مترمربع هستند، در نظر گرفته شده که در نرم افزار، به بار زنده اضافه خواهد شد. برای مدلی که در آن، طرح مقاوم سازی اعمال شده است، وزن مرده سقف ها با توجه به برداشت های انجام گرفته و جزئیات تقویتی و صلب کننده سقف، محاسبه شده است. بار زنده سقف ها (به غیر از سقف طبقه زیرزمین) و بار تیغه بندی همانند مقادیر مربوط به شرایط قبل از مقاوم سازی در نظر گرفته شده اند. تغییر کاربری طبقه همکف در قسمت ۳ طبقه (طبقه روی زیرزمین) به عنوان بخشی از طرح مقاوم سازی بوده و به همین دلیل بار زنده این طبقه از ۷۵۰ به ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، به اضافه ۱۰۰ کیلوگرم بر مترمربع بار تیغه بندی تغییر یافته است. همچنین درصد مشارکت بار زنده برای قسمت های مختلف ساختمان نیز همانند شرایط قبل از اعمال طرح مقاوم سازی لحاظ شده، با این تفاوت که درصد مشارکت بار زنده برای سقف طبقه زیرزمین با توجه به تغییر کاربری آن از ۰/۴۸ به ۰/۲۴ کاهش یافته است. در جدول ۳ بار مرده، بار زنده، بار تیغه بندی و درصد مشارکت

جدول ۳: بار مرده، بار تیغه بندی، بار زنده و درصد مشارکت بار زنده در مدل های قبل و بعد از اعمال طرح مقاوم سازی

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
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

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

۴-۵. رویکردهای مقاوم‌سازی

جهت توزیع بهتر نیروهای جانبی بین دیوارهای باربر، لازم است که دیافراگم طبقات صلبیت کافی داشته باشد. از این رو در مدل تهیه‌شده، سقف طبقات به صورت صلب فرض شده‌است، که این فرض، در عمل نیز باید به عنوان بخش مهم طرح بهسازی لرزه‌ای مورد توجه قرار گیرد. برای این منظور می‌توان از دال بتنی به همراه تیرهای فولادی (سقف کامپوزیت) یا مهار ضربدری با استفاده از اجزای فولادی، بهره گرفت. جهت افزایش انسجام سازه و اتصال مناسب سقف به دیوارها، از کلاف بتنی به ابعاد 30×30 سانتی‌متر با فولاد گذاری تعیین شده در استاندارد ۲۸۰۰ [27] در بالای دیوارهای بنایی در مدل، استفاده شده است (شکل ۷).

همان‌طور که قبلاً نیز بیان شد در مطالعه حاضر، از دیوارهای مستطیلی شکل GFRP، برای طرح تقویت دیوارهای بنایی موجود استفاده شده 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، به منظور افزایش مقاومت خارج از صفحه این دیوارها، مصالح GFRP برای دیوارهای راستای x به صورت افقی و قائم در نظر گرفته شده‌اند، در حالی که برای دیوارهای راستای y تنها به صورت افقی، قرار داده شده‌اند. هرچند که استفاده از میلگردهای GFRP، موجب تقویت خود دیوار می‌شود، در صورتی که 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 مورد مطالعه، هرچند که در راستای طولی دارای دیوارهای بنایی قابل توجه است، در راستای عرضی دیوار چندان ندارد. از این رو در طرح بهسازی حاضر، علاوه بر تقویت دیوارهای بنایی با روش NSM-FRP، از دیوارهای بنایی مسلح نیز، به صورت محدود، بهره گرفته شده 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 $1/5$ برابر ضخامت نوار در $1/5$ برابر عرض نوار است. با توجه به اینکه در دیوارهای بنایی موجود، این نوارها باید در داخل رج‌های افقی ملات قرار گیرند، و اینکه ضخامت این رج‌ها به طور معمول 12 mm است؛ پس ضخامت انتخابی برای این نوارها باید کمتر از 8 mm باشد که مقدار 7 mm انتخاب شده است. عرض نوار نیز 40 mm فرض شده است. بنابراین حداقل ابعاد لازم برای شیار 11 mm ضخامت در 60 mm عرض است (شکل ۸).

فاصله نوارهای GFRP که به منظور تسلیح برش درون صفحه دیوار به کار می‌روند، باید طوری انتخاب شود که علاوه بر اینکه از 400 mm تجاوز نکند [20]، بلکه این نوارها داخل رج‌های افقی دیوار و نه داخل آجر، قرار گیرند. بر این اساس، فاصله 28 cm برای این نوارها در نظر گرفته شده است. حداقل مقدار برای فاصله آزاد بین دو شیار، دو برابر عمق یا همان عرض شیار است [20] که انتخاب فاصله 28 cm از این لحاظ نیز متناسب است. در مواردی که این نوارها در راستای قائم دیوار نیز به کار گرفته‌اند فاصله آن‌ها 50 cm فرض شده است. البته حداکثر مقدار آیین‌نامه‌ای برای این فاصله سه برابر ضخامت دیوار است [20].

قطر میلگردهای GFRP انتخاب شده برای تسلیح دیوارهای بنایی جدید، در هر دو راستای قائم و افقی برابر 18 mm و فاصله آن‌ها در هر دو راستا 30 cm انتخاب شده است.

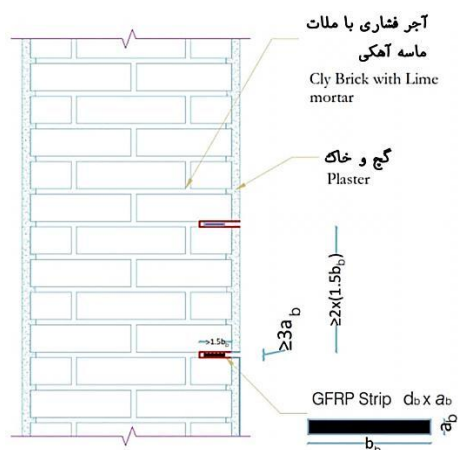
پلان طرح مقاوم‌سازی مورد نظر در شکل ۹ نمایش داده شده است. در این شکل، منظور از FRP-MW، دیوار بنایی تقویت شده با نوارهای مستطیل شکل GFRP هستند. همچنین عبارت FRP-NMW، نشانگر دیوار بنایی جدید مسلح شده با میلگردهای GFRP است. علاوه بر این شکل، جدول ۴ مشخصات دیوارهای تقویت شده FRP-MW و جدول ۵ مشخصات دیوارهای تقویت کننده جدید FRP-NMW را به طور خلاصه نشان می‌دهند.

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

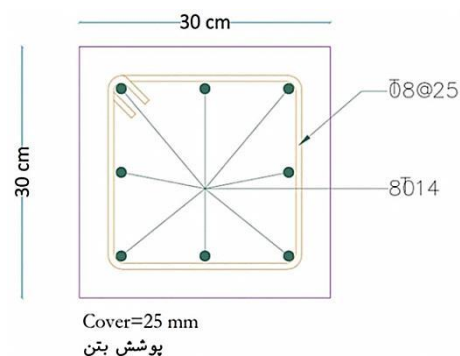
فاصله نوارهای GFRP قائم Vertical GFRP Strips Distance	فاصله نوارهای افقی Horizontal GFRP Strips Distance	ابعاد نوارهای قائم GFRP Vertical GFRP Strips Dimension	ابعاد نوارهای افقی Horizontal GFRP Strips Dimension	ضخامت دیوار Wall Thickness	راستا Direction	نام دیوار (مطابق با شکل ۹) Wall Name (according 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 بتنی جدید مسلح شده با میلگردهای GFRP
Table 5: Detail of New masonry walls reinforced with GFRP bars

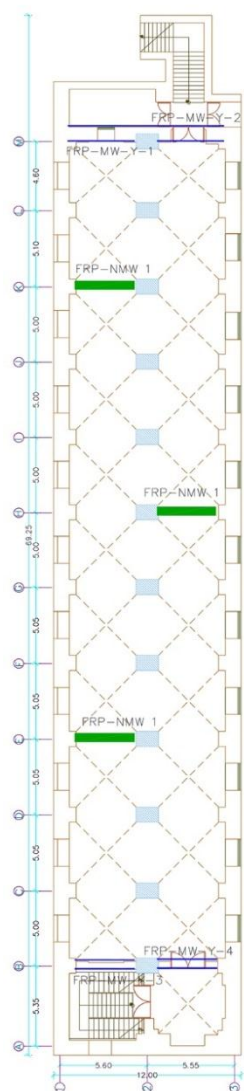
فاصله میلگردهای قائم Vertical GFRP Bars Distance	فاصله میلگردهای افقی Horizontal GFRP Bars Distance	قطر میلگردهای قائم Vertical GFRP Bars Diameter	قطر میلگردهای افقی Horizontal GFRP Bars Diameter	ضخامت دیوار Wall Thickness	راستا Direction	نام دیوار (مطابق با شکل ۹) Wall Name (according to Fig; 9)	i
cm	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



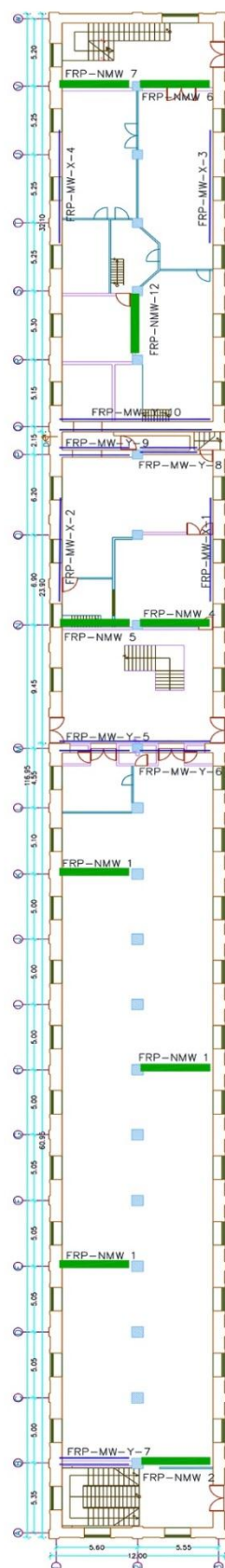
شکل ۸: نحوه قرارگیری نوارهای GFRP در دیوارهای بتنی
Fig. 8: Configuration of GFRP strips in masonry walls



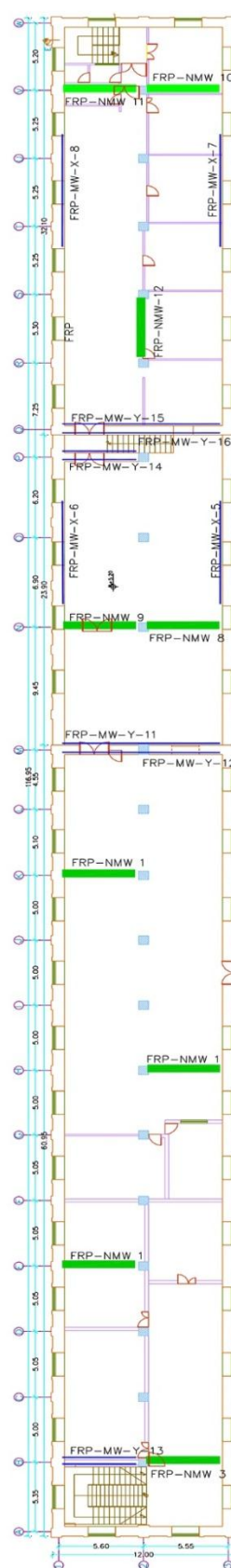
شکل ۷: کلاف بتنی افقی مورد استفاده در بالای دیوارهای بتنی
Fig. 7: Concrete tie beam at the top of the masonry walls



پلان طرح مقاومسازی زیرزمین - Retrofitting design plan of underground story



پلان طرح مقاومسازی طبقه همکف - Retrofitting design plan of ground story



پلان طرح مقاومسازی طبقه اول - Retrofitting design plan of first story

شکل ۹: پلان طرح مقاومسازی طبقات
Fig. 9: Retrofitting design plan

۵. نتایج تحلیل و بحث

۵-۱. نتایج به دست آمده از تحلیل مدل در

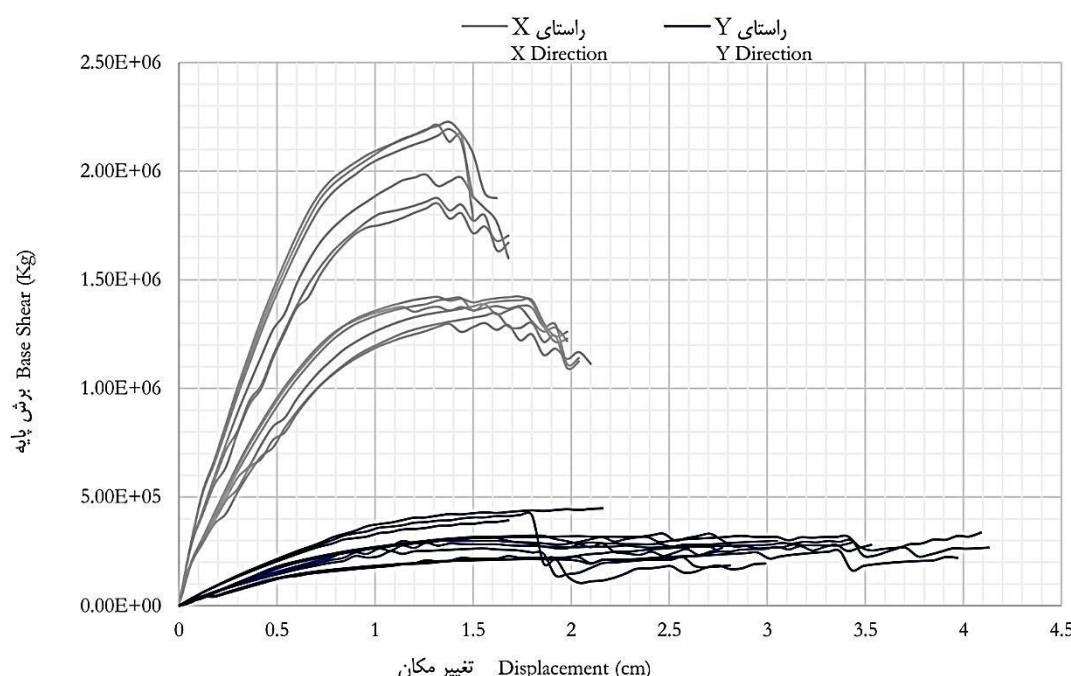
شرایط موجود ساختمان برای شاخص ایمنی

در جدول ۶ نتایج حاصل از تحلیل ساختمان در نرم افزار 3Muri برای شاخص ایمنی آورده شده است. همان طور که ملاحظه می شود 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 شده است. همچنین خروج از مرکزیت طبقات به صورت مثبت، منفی و صفر، راستای نیروی زلزله در دو جهت مثبت و منفی و در دو راستای اصلی x و y در نظر گرفته شده است. در این جدول (خروجی نرم افزار) حالات حدی به صورت خرابی محدود-DL و خرابی قابل توجه-SLD است که به ترتیب معادل حالات حدی SLD و SLU هستند. همان طور که در این جدول مشخص

است، شاخص ایمنی برای هر دو حالت حدی SD و DL، در تمامی موارد، مقداری کمتر از یک دارد. نکته قابل توجه دیگر، این است مقدار شاخص ایمنی در حالت حدی DL برای تمامی تحلیل های راستای x (راستای طولی ساختمان) دارای مقداری بیشتر از $0/58$ است، در حالی که در راستای y (راستای عرضی ساختمان) دارای مقادیر $0/19$ و یا کمتر است که نشان می دهد ساختمان در راستای y نسبت به راستای x بسیار ضعیف تر است. نتیجه مشابه را می توان برای حالت حدی SD نیز از مقادیر ستون مربوط به آن، استنباط کرد. علاوه بر این، در شکل ۱۰ نمودار بار افزون، نمودار نیرو-تغییر مکان نقطه کنترل (مرکز جرم بام)، برای تمامی تحلیل ها نشان داده شده است. در اینجا نیز ملاحظه می شود که ساختمان در راستای x نسبت به راستای y مقاومت برشی بیشتری دارد.

جدول ۶: شاخص ایمنی ساختمان در شرایط موجود- خروجی نرم افزار 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 حدی SLU	شاخص ایمنی در حالت حدی SLD
No.	Earthquake direction	pattern of lateral load	Eccentricity ($\pm e$) [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



شکل ۱۰: نمودارهای بار افزون برای راستای x و y ساختمان در شرایط موجود- خروجی نرم افزار 3Muri
Fig. 10: Pushover curves for x and y direction of building in present situation-3Muri output

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 قابل ملاحظه‌ای کاهش یافته است، که این کاهش، به دلیل به کار بردن اجزای مقاوم جانبی بیشتری در راستای y نسبت به راستای x است.

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

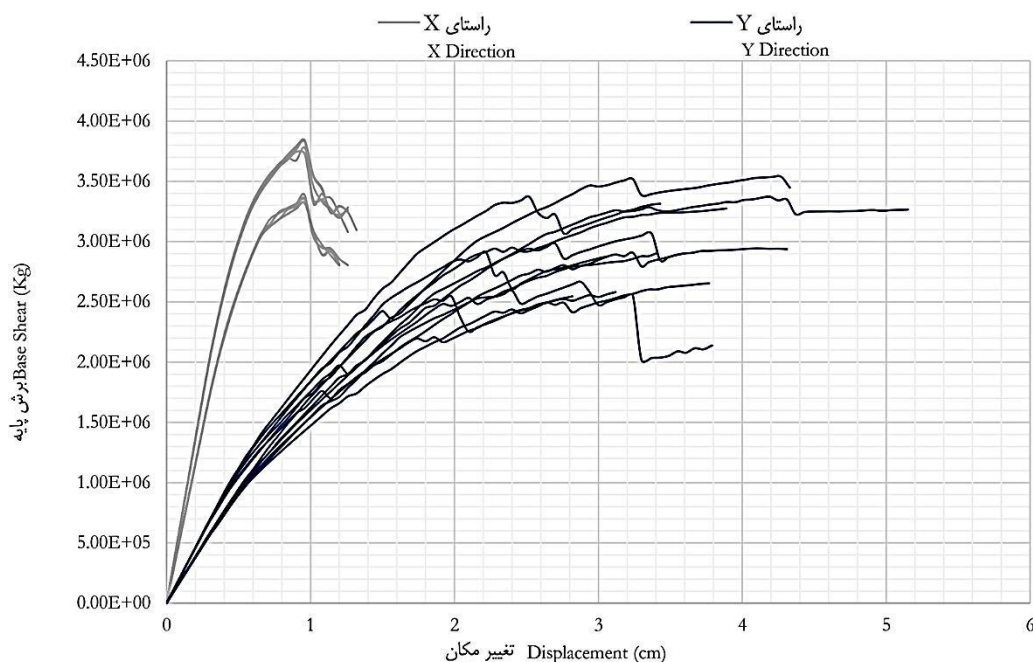
شکل ۱۲، به صورت نموداری، میزان تغییر شاخص ایمنی (I_s) را برای هر دو حالت حدی SD (SLU) و DL (SLD) برای هر دو نوع توزیع متناسب با جرم و متناسب با شکل مود اول، نمایش می‌دهد. در این شکل مشخص است که بعد از اعمال طرح مقاوم‌سازی بر روی سازه، برای حالت DL تمامی ۲۴ تحلیل بار افزون، شاخص ایمنی بیشتر از یک شده است؛ درحالی که در وضعیت موجود ساختمان، برای حالت حدی 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 افزایش یافته

۲-۵. نتایج به دست آمده 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 نشان می‌دهد. در اینجا نیز ۲۴ تحلیل بار افزون بر روی سازه انجام شده 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 روی داده در سازه در حد قابل قبول و ساختمان قابل استفاده خواهد بود. اما برای حالت حدی SD (SLU) مقادیر حاصل برای شاخص ایمنی در تمامی تحلیل‌ها دارای مقداری کمتر از یک است؛ با این حال، مقایسه 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٪ افزایش یافته است. بنابراین طرح ارائه شده تأثیر قابل ملاحظه‌ای در بهبود رفتار لرزه‌ای سازه داشته است.

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 حدی SLU	شاخص ایمنی در حالت حدی 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 نرم‌افزار 3Muri
Fig. 11: Pushover curves for x and y direction of building after the application of retrofitting design-3Muri output

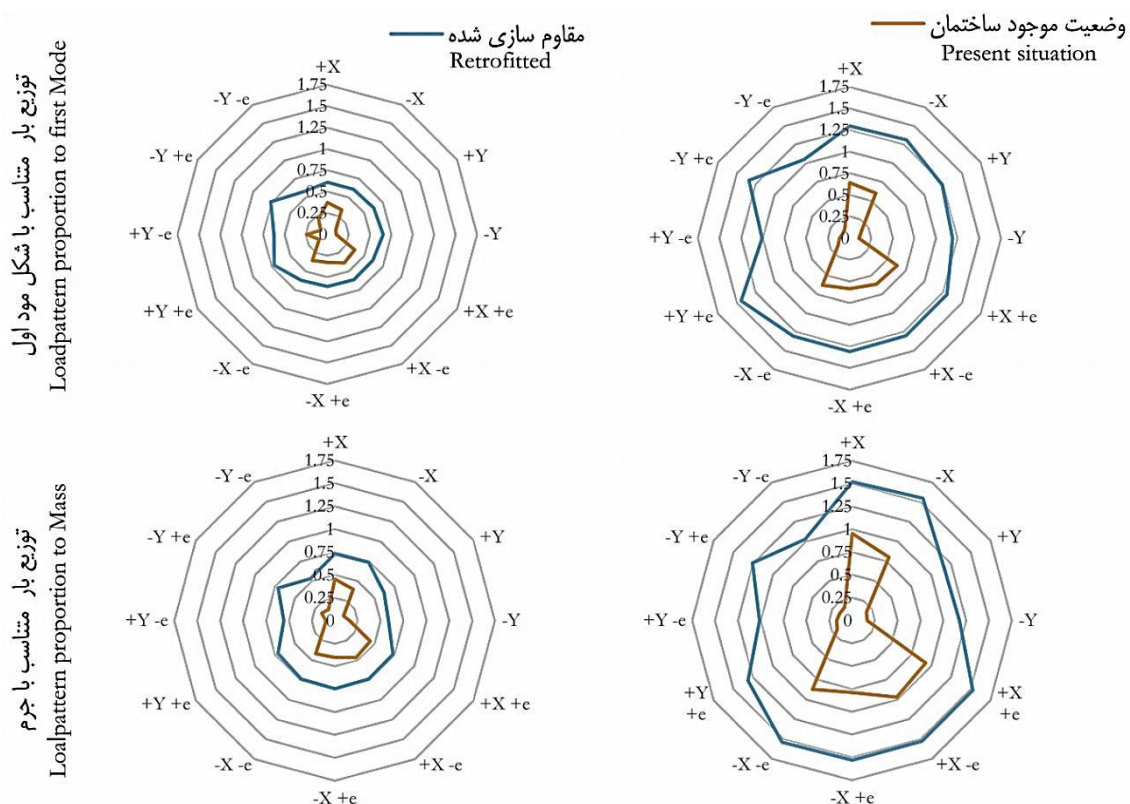
به عبارتی ۱۰ برابر شده است. درحالی که در راستای x از حدود ۱۵۰۰ تن به ۳۰۰۰ تن رسیده و ۲ برابر شده است. بنابراین، ملاحظه می‌شود که بعد از اعمال طرح مقاومت سازی، مقاومت برشی ساختمان در دو راستا، تقریباً برابر شده است.

۶. نتیجه‌گیری

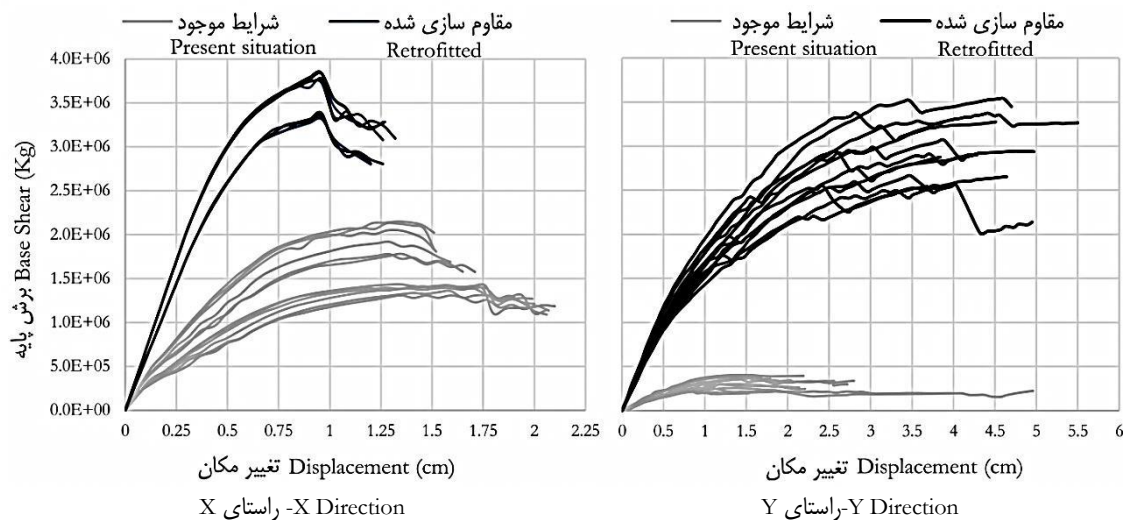
نتایج حاصل از تحلیل بار افزون مدل تهیه شده در نرم افزار Muri 3، نشان داد که ساختمان در شرایط موجود، شاخص ایمنی پایینی، در هر دو حالت حدی، دارد و در مقابل نیروی زلزله مقاومت کافی ندارد، هرچند که ساختمان در راستای طولی نسبت به راستای عرضی، دارای مقاومت جانبی قابل توجهی است. تقویت دیوارهای بنایی موجود با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

است. روند مشابهی برای حالت حدی SD نیز قابل مشاهده است، با این تفاوت که شدت تغییرات شاخص ایمنی در این حالت کمتر بوده و در هیچ کدام از تحلیل‌ها، با اینکه افزایشی تا چند برابری داشته، از یک، بیشتر نشده است. نکته دیگر که از این نمودارها می‌توان نتیجه گرفت این است که توزیع شاخص ایمنی در راستاهای مختلف، بعد از مقاومت سازی یکنواخت شده است. به طوری که در وضعیت موجود ساختمان، مقدار شاخص در هر چهار نمودار در راستای x تا چند برابر راستای y بوده است، درحالی که بعد از اعمال طرح، این شاخص در راستای مختلف، مقادیر نزدیک به هم دارد.

علاوه بر شکل ۱۲، در شکل ۱۳ نمودار پوش آور در راستای x و y برای دو حالت قبل و بعد از مقاومت سازی مقایسه شده است. با توجه به این شکل، ملاحظه می‌شود که در راستای y مقاومت برشی ساختمان به طور فراوانی افزایش یافته، به گونه‌ای که در اثر مقاومت سازی، مقاومت برشی آن از حدود ۳۰۰ تن به ۳۰۰۰ تن افزایش یافته یا



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



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

باید به این نکته توجه کرد که در مطالعه حاضر، از مدل ساده‌شده در نرم‌افزار 3Muri استفاده شد، در صورتی که 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.

راستای ساختمان شد؛ به‌طوری که برای حالت حدی SLU به‌طور متوسط $1/7$ تا 5 برابر و برای حالت حدی SLD به‌طور متوسط $1/7$ تا 6 برابر شد. نکته قابل توجه 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؛ درحالی که در زمان قبل از مقاوم‌سازی، شاخص ایمنی در راستای طولی (x) نسبت به راستای عرضی (y) بسیار بیشتر بود.

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. باستان‌سنگی پلی میان علوم طبیعی و مهندسی با باستان‌شناسی (اهداف و دورنما). دو فصلنامه علمی-مروری پژوهش باستان‌سنگی. ۱۳۹۴؛ (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] Syrmakizis 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, Saelta 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.

- [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 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

- Center. 2014. [in Persian]
[آیین نامه طراحی ساختمان ها 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 لرزه ای ساختمان های 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.