



Vulnerability Assessment of Sadaqiyani House after Structural Interventions

Gholamreza Davari*

Masters, Faculty of Architecture and Urban Planning, Islamic Arts University of Tabriz, Tabriz, Iran.

Niousha Ghanini

Master Student, Faculty of Architecture and Urban Planning, Islamic Arts University of Tabriz, Tabriz, Iran.

Farhad Akhoundi

Associate Professor, Faculty of Architecture and Urban Planning, Islamic Arts University of Tabriz, Tabriz, Iran.

Abstract

According to the latest census of Iran, between 43 and 45 percent of buildings are classified as masonry buildings, of which about one percent are historical-cultural buildings. Protecting these buildings against earthquakes is necessary and obligatory for future generations. To achieve this, analyzing and investigating the building is crucial to provide necessary and appropriate solutions to improve its performance level. The present study investigates the Sadaqiyani house located in the Faculty of Architecture and Urban Planning of the Islamic Arts University of Tabriz. First, by using non-destructive tests, including an in-situ test (double flat jack), the average compressive strength and the modulus of elasticity were obtained at 2.47 MPa and 3735 MPa respectively. Then utilizing 3Muri Software and the equivalent frame method, this building was modeled in three dimensions and subjected to incremental modal pushover analysis. This research aims to evaluate the current state of the mentioned building despite structural interventions. The results of the pushover analysis show that the safety index is greater than one in the Y direction in all three performance levels (NC, SD, DL). However, the safety index in the X direction falls below one. In addition, the maximum shear strength in the Y direction is roughly 1.5 times of X direction. These findings suggest satisfactory performance in the Y direction while the X-direction exhibits vulnerability, necessitating strengthening measures.

Keywords: Seismic Evaluations, Pushover Analysis, Structural Interventions, Safety Index, 3muri Software.

* Corresponding Author, Email: g.davari@tabriziau.ac.ir

ارزیابی آسیب‌پذیری خانه صدقیانی با وجود مداخلات سازه‌ای صورت‌گرفته

غلامرضا داوری*

کارشناسی ارشد، گروه معماری، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه هنر اسلامی تبریز، تبریز، ایران.

نیوشا غینی

دانشجوی کارشناسی ارشد، گروه معماری، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه هنر اسلامی تبریز، تبریز، ایران.

فرهاد آخوندی

دانشیار، گروه معماری، دانشکده معماری و شهرسازی، دانشگاه هنر اسلامی تبریز، ایران.

چکیده

طبق آخرین سرشماری کشور ایران، بین ۴۳ الی ۴۵٪ ساختمان‌ها، در دسته ساختمان‌های بنایی قرار گرفته‌اند که از این مقدار حدود ۱٪ آن‌ها ساختمان‌های تاریخی-فرهنگی هستند. حفاظت از این ساختمان‌ها در برابر زلزله، برای آیندگان امری لازم و واجب است. برای این امر، لازم است ابتدا ساختمان مورد تحلیل و بررسی قرارگیرد تا بتوان راهکارهای لازم و مناسب را برای بهبود سطح عملکرد ارائه کرد. مورد مطالعه در این پژوهش، ساختمان صدقیانی واقع در دانشکده معماری و شهرسازی دانشگاه هنر اسلامی تبریز است. در ابتدا از نتایج آزمایش‌های غیرمخرب انجام‌شده توسط محققین دانشگاه هنر تبریز، استفاده شد، این مقادیر برابر با مقاومت فشاری میانگین $2/47$ مگا پاسکال، مدول الاستیسیته 3735 مگاپاسکال بودند. سپس با کمک نرم‌افزار 3Muri و با روش قاب معادل، این ساختمان به‌صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شد و مورد تحلیل پوش‌آور بارافزون قرار گرفت. هدف از این پژوهش، ارزیابی لرزه‌ای وضع موجود این ساختمان با وجود مداخلات سازه‌ای صورت‌گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل پوش‌آور نشان می‌دهد، شاخص ایمنی در جهت Y و در هر سه سطح عملکرد، بزرگ‌تر از ۱ و در جهت X، در هر سه سطح عملکرد، کوچک‌تر از ۱ شده است. همچنین، حداکثر مقاومت برشی راستای Y حدوداً $1/5$ برابر حداکثر مقاومت برشی راستای X است. این نتایج گواه این است که باوجود مداخلات سازه‌ای صورت‌گرفته، ساختمان در راستای Y دارای وضعیت خوب ولی در راستای X دارای ضعف و مستلزم ارائه راهکار استحکام‌بخشی است.

کلیدواژه‌ها: ارزیابی لرزه‌ای، تحلیل پوش‌آور، مداخلات سازه‌ای، شاخص ایمنی، نرم‌افزار 3Muri

* نویسنده مسئول مکاتبات با پست الکترونیک: g.davari@tabriziau.ac.ir

۱- مقدمه

مطالعه بر روی آثار برجای مانده از معماری سنتی شهر تبریز، بیانگر این واقعیت است که برخلاف پنداره‌های واهی پیرامون عدم مقاومت بناها و سازه‌های سنتی در برابر زلزله، شیوه ساخت‌وساز ابنیه در تبریز در جهت مقاوم‌سازی ابنیه در برابر زلزله صورت گرفته است. علاوه بر نمونه‌های برجای مانده از ابنیه، اسناد و متون تاریخی نیز گواه این مدعا است. وجود کتاب زمین‌لرزه‌های تبریز شاید دلیل واضحی بر این حقیقت است. وقوع زلزله‌های متعدد در تبریز و سعی در مقابله با آن سبک ویژه‌ای از معماری را به وجود آورده که شامل حذف عناصر آسیب‌رسان، استقرار بنا در عمق زمین، ریشه‌دار شدن بنا در خاک (سبک کردن بخش‌های فوقانی به منظور پایین آوردن مرکز ثقل)، کلاف‌کشی افقی و قائم با چوب به منظور تأمین انسجام بنا، به حداقل رساندن تزیینات و مستندسازی زمین‌لرزه روی بنا به صورت نوشتاری و تعمیراتی مکتوب است. پس از هر زمین‌لرزه که با کشتار و تخریب فراوان همراه است، افکار عمومی تا مدتی به آن پرداخته و این اتفاق توسط ناظران، سفرنامه‌نویسان، شعرا، وقایع‌نویسان و غیره زنده نگاشته می‌شود. بدین طریق، تجربیات به همان نسل و نسل‌های بعد منتقل شده و سبب می‌شود تا طراحان و معماران راهکارها و تمهیداتی را برای حفظ بیشتر جان و مال مردم از طریق مقاوم‌سازی ابنیه در برابر زمین‌لرزه اتخاذ کنند (ذکاء، ۱۳۶۸). براساس نقشه پهنه‌بندی زمین‌لرزه، شهر تبریز در منطقه‌ای با خطر نسبی بسیار زیاد واقع شده است. بارزترین پدیده لرزه‌ساختی منطقه آذربایجان گسل جوان شمال تبریز است. این منطقه در طول تاریخ شاهد زمین‌لرزه‌های بی‌شماری بوده که چندین بار موجب ویرانی کامل شهر شده است ولی شهر هر بار سریعاً جایگاه خود را در مقیاس بین‌المللی و مملکتی، بازیافته است. حدود ۲۳۰ سال از آخرین زلزله‌ای که موجب ویرانی شهر شده است، می‌گذرد. با گذشت زمان طولانی، بعضی نسبت به خطرهای ناشی از زمین‌لرزه دچار فراموشی می‌شوند اما نباید وقوع زلزله را در آینده دورازانتظار دانست. با توجه به اطلاعات آماری زلزله‌خیزی گذشته، دوره بازگشت زلزله‌های شدید و مخرب از ۲۶۰ تا ۳۷۹ سال است؛ لذا می‌بایست جهت پیشگیری لازم از خطرات احتمالی، کلیه ضوابط مقاوم‌سازی ساختمان‌های مقاوم در برابر زلزله رعایت شود (ذکاء، ۱۳۶۸). با توجه به مطالب ذکر شده و همچنین نزدیک بودن به زمان زلزله‌ای با شدت زیاد براساس احتمالات، لزوم مقاوم‌سازی بناهای تاریخی حس می‌شود. تا دو دهه قبل و همچنین در اکثریت موارد کنونی همچنان مقاوم‌سازی در ایران به صورت تجربی اجرا می‌شود. وجود نرم‌افزارهای تخصصی در زمینه تحلیل سازه‌های بنایی این امکان را فراهم کرده است تا به صورت دقیق سازه بنا مورد بررسی و با توجه به شدت خرابی احتمالی، طرح مقاوم‌سازی اجرا شود. خانه صدقیانی از ساختمان‌های واقع در دانشکده معماری و شهرسازی دانشگاه هنر اسلامی تبریز است که علاوه بر کاربری آن، قدمت ساخت این خانه لزوم بررسی و ارائه طرح مقاوم‌سازی با کمک نرم‌افزار 3Muri را دو چندان نموده است.

۲- پیشینه پژوهش

تاکنون پژوهش‌های زیادی در رابطه با آسیب‌پذیری لرزه‌ای بناهای تاریخی در ایران و سراسر دنیا انجام گرفته است. امروزه با توجه به سادگی و سرعت آنالیز پوش‌آور نسبت به روش‌های دیگر آنالیز غیرخطی، در پژوهش‌های بسیاری از این روش برای تحلیل استفاده شده است. اولشن کورینی و همکاران در سال ۲۰۱۳، یک نمونه بنایی در مقیاس کامل تکنیک‌های عددی مختلف را برای تحلیل سازه‌های بنایی بررسی کرده‌اند. برای این کار، یک ساختمان دوطبقه کامل را در نرم‌افزار 3Muri و SAP2000 مدل‌سازی کرده و سپس، نمودار تحلیل پوش‌آور و نیروهای عمودی، افقی و برشی را در هر دو نرم‌افزار مقایسه کرده‌اند. با فرض اینکه نرم‌افزار 3Muri صرفاً برای مدل‌سازی ساختمان‌های بنایی آزمایش و کالیبره شده است، نتایج حاصل از نرم‌افزار SAP2000 رضایت‌بخش بود (Bilgin & Korini, 2012). آنتونیو فرمیسانو و همکاران، یک ساختمان بنایی سنگی واقع در ناپل ایتالیا را با نرم‌افزار 3Muri مورد ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قرار دادند. در این ساختمان برای استحکام‌بخشی و پایداری، مداخلات سازه‌ای صورت گرفته بود که در این پژوهش، ساختمان یک‌بار بدون مداخلات سازه‌ای و یک‌بار با مداخلات سازه‌ای مدل شده و مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته است. در انتها عنوان شد این مداخلات در حالت کلی باعث بهبود ساختمان شده است (Formisano et al., 2021).

غلامرضا داوری

ارزیابی آسیب‌پذیری خانه صدقیانی با وجود مداخلات سازه‌ای صورت گرفته

زهیر عبدالحمید و همکاران، یک ساختمان ساده بنایی را با نرم‌افزار 3Muri و تحلیل غیرخطی، صرفاً برای مقایسه تحلیل خطی و غیرخطی و ضرورت انجام تحلیل غیرخطی انجام داده‌اند. در نتایج این تحلیل، برخی از دیوارها دچار شکست برشی و برخی دیگر دچار آسیب خمشی شده‌اند. سپس عنوان کردند این ساختمان قبلاً با نرم‌افزار Stati Cad تحلیل خطی شده است و در آنجا فقط شکست‌های برشی آشکار شده‌اند. از این رو، ضرورت انجام تحلیل غیرخطی به خوبی درک می‌شود (Zahir et al., 2019).

۳- توصیف و بررسی

۳-۱- بنای مورد مطالعه

خانه صدقیانی، قدیمی‌ترین خانه واقع در ضلع شرقی مجموعه دانشکده معماری و شهرسازی دانشگاه هنر اسلامی تبریز بوده که به صورت متصل و دارای معماری بسیار زیبا و حوض خانه و حیاط مرکزی و نماهای شاخص با مساحت تقریبی ۶۰۰۰ مترمربع و زیربنای حدود ۲۰۰۰ مترمربع، در سال ۱۳۸۱ به شماره ۷۴۹۸ به ثبت ملی رسیده است. عمارت شمالی مجموعه صدقیانی بنایی ایوان‌دار و رفیع با تالار و ارسی‌های زیبا بوده و حوضی مرمرین، یکپارچه و نفیس در زیرزمین آن به صورت سالم باقی مانده است. این خانه در دوره قاجار با کاربری اولیه خانه ساخته شده است اما امروزه همان‌طور که قبلاً اشاره شده است، کاربری آموزشی دارد (کی نژاد و شیرازی، ۱۳۹۰). مصالح به کار رفته در این ساختمان شامل آجر، خشت، سنگ، چوب، ساروج، آهک، گچ و غیره است. در تحقیقات انجام شده و در گزارش مرمتی این بنا، نقشه و جزئیاتی از پی و فوندانسیون ساختمان وجود ندارد ولی گفته‌ها حاکی از این است که این بنا دارای پی به ارتفاع ۷ متر بوده که البته در مدل‌سازی، ۲ متر لحاظ شده است.

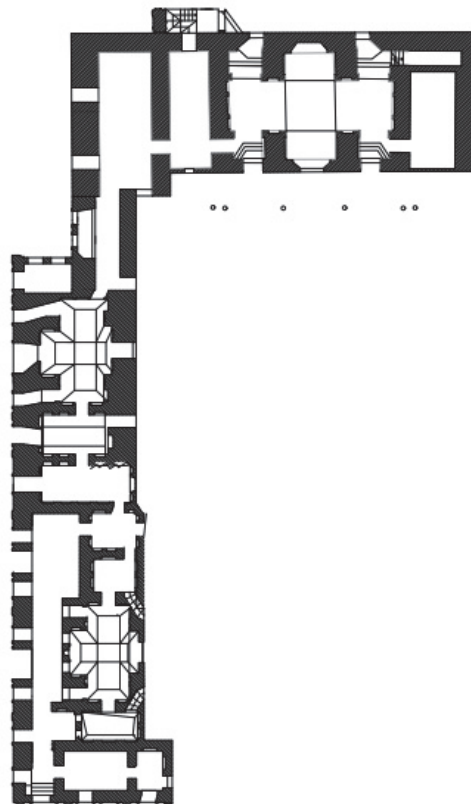
ساختمان مذکور، در دو بخش به هم پیوسته، ۲ طبقه (سازه‌ای) در سمت غربی و ۳ طبقه (سازه‌ای) در سمت شمالی دارد که در هر دو بخش شامل زیرزمین است. ابعاد ساختمان در زیرزمین طبقه اول ۴۱/۸ متر در ۹ متر است. نسبت طول به عرض ساختمان حدود ۵ برابر است که این مقدار، از مقدار مجاز آیین‌نامه‌ها خیلی بیشتر است (مقدار مجاز برابر با ۳ است) (Code 376 of Iran [376], 2014). بار ثقلی و جانبی ساختمان توسط دیوارهای و ستون‌های غیر مسلح به پی منتقل می‌شود که ضخامت دیوارهای زیرزمین در بعضی قسمت‌ها به ۲ متر هم می‌رسد. سقف طبقات نیز در طبقه زیرزمین از نوع طاق گهواره‌ای، طاق اسلیمی و کاربندی اختری است. سقف طبقه اول ضلع غربی از نوع تیر چوبی و سقف تالار ضلع شمالی از نوع خرپا است. همچنین، یک قسمت در ضلع غربی نیز دارای سقف خرپا بوده که در مدل‌سازی لحاظ شده است.

۳-۱-۱- تغییرات در خانه صدقیانی

بر اساس مرجع (نژاد ابراهیمی و همکاران، ۱۴۰۱)، این خانه در دوره‌های مختلف زمانی، چند مرحله تغییرات بنیادین بر خود دیده است که در اینجا به مهم‌ترین تغییرات اشاره می‌شود. دوره اول: از دوره اول اطلاعات زیادی در دست نیست و صرفاً می‌توان مطرح کرد در قسمت شمال بنا یک حوض خانه و یک طنابی وجود داشته است که در اثر ایجاد خیابان حیاط شمالی از دست رفته است و طنابی به تالار تغییر پیدا کرده است. دوره دوم: بعد از ایجاد ترانسه دریافتند که این خانه خود از سه خانه مستقل ولی در عین حال مرتبط با یکدیگر تشکیل شده است. حیاط جنوبی کنونی دارای دیواری بوده که قسمت شمالی را جدا می‌کرده، یک خانه در سمت شرق و یک خانه در سمت غرب وجود داشته که در دوره‌های بعد، قسمتی از خانه و دیوار حیاط سمت شرق به حیاط جنوبی و کنونی الحاق شده است. دوره سوم: دوره سوم از ساخت و ساز خانه صدقیانی را می‌توان دوره تجمیع پلاک‌های خانه شمالی و جنوبی و تبدیل شدن آن‌ها به یک خانه دانست. در این مقطع زمانی با تخریب بخش‌هایی از خانه جنوبی و دیوار بین آن‌ها، حیاط بزرگی برای خانه صدقیانی ایجاد می‌شود. در این زمان با توجه به اینکه حیاط خانه جنوبی و شمالی در یک امتداد نبودند و حیاط خانه شمال نسبت به حیاط خانه جنوبی عقب‌نشستگی داشت، با احداث ایوانی در مقابل حیاط خانه شمالی، امتداد این حیاط‌ها در یک امتداد قرار گرفته‌اند. دوره



چهارم: تغییرات دوره چهارم هم‌زمان با تغییرات گسترده شهری در تبریز بوده است. با تصویب قانون توسعه معابر، خیابان ارتش کنونی احداث شد که در زمان مسیرگشایی خود برخی از آثار موجود بر سر راهش را تخریب و دگرگون کرد. در این دوره بخش‌هایی از بنا در ضلع شرقی مجموعه، تخریب و به خیابان الحاق شد و جدارهای رو به خیابان با الگوی جدید در این بخش به مجموعه اضافه شد. **دوره پنجم:** هم‌زمان با پهلوی دوم، تغییرات زیادی در فضاهای داخلی و خارجی خانه به وجود آمد که کلیات آن‌ها شامل حذف بخشی از خانه در جبهه شمال شرقی بناست که بر اثر تقسیم بین ورثه تفکیک شده است. ایوان شمالی مربوط به دوره قاجار و ارسی‌های آن حذف و به طنبی افزوده شده و همچنین، پله‌های شرقی و غربی نیز دچار تغییرات زیادی شده است. بخشی از باغ بزرگ تخریب و ساختمانی L شکل ساخته شد که بعداً در اثر احداث خیابان ارک به همراه بخشی از حوض خانه و اندرونی شمالی خانه تخریب شد (نژاد ابراهیمی و همکاران، ۱۴۰۱). این تغییرات و همچنین، متروکه شدن بنا در گذر زمان، نیاز به مرمت و بازسازی را القاء می‌کرد که بی‌شک تدبیر درخصوص مرمت و بازسازی آن منجر به تداوم حیات و به تعادل پویا رسیدن این مجموعه شده است که قبلاً به صورت متروکه رها شده بود. برای رسیدن به این مهم، پس از مطالعات و بررسی‌های آسیب‌شناسی، نیاز بود تا مداخلاتی برای حفظ شرایط موجود در آن زمان و همچنین، بسترسازی برای پیشبرد روند مرمت و بازسازی آغاز شود (نژاد ابراهیمی و همکاران، ۱۴۰۱). پلان وضع موجود در شکل (۱) و نمای جنوبی تالار در شکل (۲) ارائه شده است.



شکل ۱. پلان وضع موجود خانه صدقیانی
(کی نژاد و شیرازی، ۱۳۹۰)





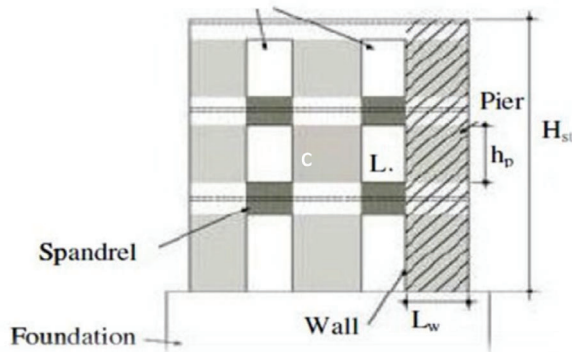
شکل ۲. نمای جنوبی تالار و حیاط اصلی خانه صدقیانی
(کی نژاد و شیرازی، ۱۳۹۰)

۳-۲- مفاهیم پژوهش

۱-۲-۳- قاب معادل: انتخاب مدل مورد نظر برای مدل‌سازی ساختمان‌های بنایی به عوامل متعددی همچون روش تحلیل سازه، میزان دقت مورد نیاز، دقت و حافظه رایانه، میزان ساده‌سازی مورد قبول در تحلیل و عوامل دیگر بستگی دارد. بر همین اساس، روش‌های متعددی برای مدل‌سازی ارائه شده است. مدل‌سازی به روش المان محدود، مدل‌سازی به روش المان مجزا و مدل‌سازی به روش قاب معادل، روش‌های تحلیل ساختمان‌های بنایی محسوب می‌شوند (رحمانی و همکاران، ۱۳۸۷). یکی از روش‌های مدل‌سازی دیوارهای بنایی، مدل‌سازی به روش قاب معادل است که در ابتدا برای سازه‌های بتنی ابداع شده است و می‌تواند راهکار مناسبی برای این مسئله باشد. این روش با توجه به فرضیات مورد استفاده در آن برای دیوارهای دارای بازشو مناسب است. در این روش فرض می‌شود از خرابی خارج از صفحه دیوار به وسیله بست‌های مناسب جلوگیری شده است. در این روش، خرابی داخل صفحه دیوارهای دارای بازشو، با استفاده از تعدادی پایه و تیر پیوند معادل بررسی می‌شود. شکل (۳)، نمونه‌ای از یک دیوار بنایی را که می‌تواند با استفاده از این روش مدل‌سازی شود، نشان می‌دهد (Cennamo et al., 2017). در این روش، مفاهیم و اصطلاحات استفاده‌شده در مدل به شرح زیر معرفی می‌شود:

المان دیوار: عبارت است از قسمتی از دیوار به طول l_w و هر ارتفاع H . پایه: عبارت است از المان دیوار به طول l_p و ارتفاع h_p که برابر است با ارتفاع بازشو مجاور که می‌تواند در و پنجره باشد (قسمتی که با رنگ روشن سایه خورده). تیر پیوند: عبارت است از قسمت‌هایی از ساختمان که بین دو بازشو در راستای قائم قرار دارند که دیوارهای موجود در یک صفحه را به هم متصل می‌کنند (قسمت‌هایی که به رنگ تیره سایه خورده است).

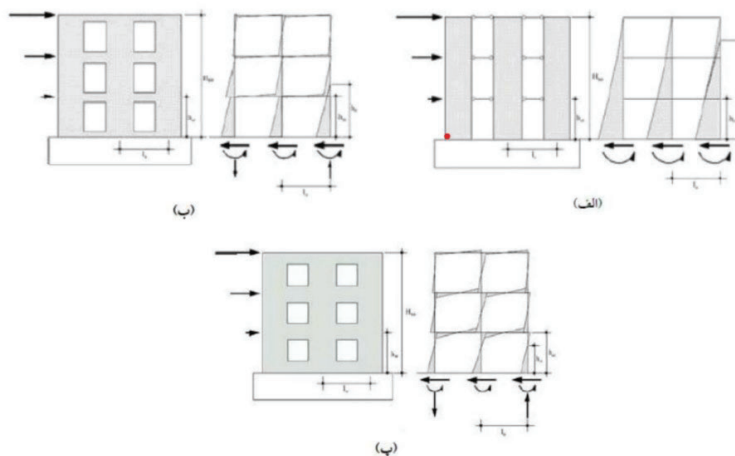
Opening



شکل ۳. دیوار بنایی با بازشوهای مختلف به صورت قاب معادل

(Claudia et al., 2016)

L طول تیر پیوند، H_{st} ارتفاع طبقه و h_p ارتفاع پایه است. در مدل‌سازی قاب کافی است پایه‌ها را به‌عنوان ستون و تیرهای پیوند به‌عنوان تیر در نظر گرفته شوند. با ارائه مشخصات مربوط به مصالح بنایی تحلیل قاب معادل به‌جای دیوار امکان‌پذیر خواهد شد (تهرانی زاده و همکاران، ۱۳۸۷). با توجه به این واقعیت که دیوارها توسط کف‌ها و تیرهای پیوند به هم متصل شده‌اند، یک اثر کوپله ایجاد می‌شود. منوط به ابعاد و اندازه‌های تیرهای پیوند، این اثر کوپله بزرگ‌تر یا کوچک‌تر می‌شود. در غیاب تیرهای پیوند جایی که دیوارها توسط کف‌ها به هم متصل می‌شوند، اثر کوپله قابل صرف نظر کردن است و دیوارها را می‌توان به‌صورت دیوارهای طره در نظر گرفت. برای تیرهای پیوند عمیق اثر کوپله قابل توجه است و باید در نظر گرفته شود. به‌طور معمول در ساختمان‌های مصالح بنایی، تیرهای پیوند عمیق هستند؛ لذا برای مدل‌سازی آن‌ها می‌توان از روش توضیح داده‌شده استفاده نمود (Salonikios et al., 2003). در یک روش کلی، هر صفحه دیوار را می‌توان به‌صورت سیستمی از دیوارهای کوپله در نظر گرفت. شکل (۴)، توزیع خمش را برای سه حالت دیوارهای کوپله تحت اثر نیروهای واقعی نشان می‌دهند. قسمت الف شرایطی را نشان می‌دهد که دیوارها تنها توسط کف‌ها به هم متصل هستند؛ بنابراین، اثر کوپله ناچیز بوده و کل سیستم را می‌توان به‌صورت اندرکنش دیوارهای طره در نظر گرفت. (شکل ۴، پ)، شرایطی را نشان می‌دهد که تیرهای پیوند بسیار عمیق، اثر کوپله شدیدی ایجاد می‌کنند. (شکل ۴، ب)، حالت میانه و متوسط را نشان می‌دهد که مقدار کمی اثر کوپله ایجاد می‌کند (Salonikios et al., 2003).



شکل ۴. توزیع خمش در حالت‌های مختلف (Salonikios et al., 2003)

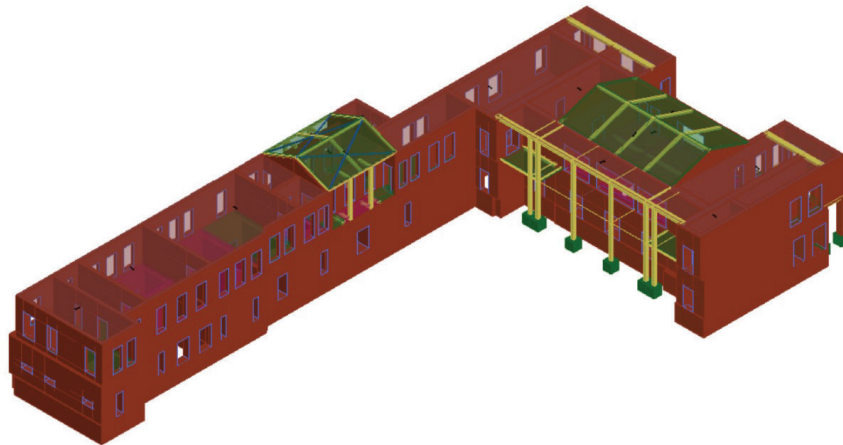
با توجه به مطالب گفته شده برای تحلیل ساختمان‌های با مصالح بنایی، روش قاب معادل، روش مناسب و سریعی است. این روش با توجه به پارامترهای مورد نیاز طراح و روش‌های کارکرد، خود دارای چند زیرمجموعه است که به آن‌ها اشاره می‌شود ولی پرداختن به آن‌ها در حیطه این پژوهش نیست.

۱- قاب معادل به روش G.MAGENES (2000)، ۲- قاب معادل به روش استفاده از نمودار $M-\theta$ (به این روش، روش G.Penelis نیز گفته می‌شود) (Penelis, 2006)، ۳- قاب معادل به روش Bachmann، ۴- قاب معادل برای دیوارهای آجری غیر مهندس (Costley & Abrams, 1996) و ۵- روش قاب معادل اصلاح شده. نرم افزار 3muri نرم افزاری است که براساس قاب معادل به روش Bachmann مدل‌سازی و تحلیل می‌کند. در شکل (۵)، مدل‌سازی بنای مذکور به صورت سه بعدی در نرم افزار 3muri نشان داده شده است.

۲-۲-۳- الگوی تحلیل بر اساس تحلیل بار افزون

تحلیل بار افزون، همانند تحلیل به روش طیف پاسخ، شیوه‌ای شناخته شده در مهندسی زلزله است. همان گونه که روش طیف پاسخ، گزینه استاتیکی خوب و جایگزین مناسبی برای تحلیل دینامیکی کشسان سازه‌ها در برابر زلزله به شمار می‌آید، تحلیل بار افزون را نیز می‌توان گزینه استاتیکی غیرخطی معادل و جایگزینی درخور، برای تحلیل دینامیکی ناکشسان سازه‌ها در برابر زمین لرزه دانست. تحلیل بار افزون با به دست دادن یک نمودار بار-جابه‌جایی، رفتار سازه را از آغاز تا گسیختگی نهایی به نمایش درمی‌آورد. بار اعمال شده در تحلیل بار افزون، بار استاتیکی معادل در یک مد سازه (معمولاً مد غالب) است که برای سادگی، برابر برش پایه کل سازه انگاشته می‌شود (Datta, 2013).

همچنین، جابه‌جایی را نیز در تحلیل بار افزون، می‌توان جابه‌جایی هر طبقه دلخواه در نظر گرفت؛ البته بیشتر همان جابه‌جایی طبقه بالا را در نظر می‌گیرند. تحلیل بار افزون را می‌توان به دو شیوه نیرو-پایه یا جابه‌جایی-پایه پیاده‌سازی کرد. در شیوه نیرو-پایه، نیروی جانبی کل طی برافزایش‌هایی به سازه وارد می‌شود. در هر برافزایش نیرو، چنانچه سازه از حالت کشسانی به حالت مومسانی برسد، ماتریس سختی سازه تغییر می‌کند. در شیوه جابه‌جایی-پایه، جابه‌جایی طبقه بالای سازه گام به گام افزایش می‌یابد، طوری که نیروی افقی مورد نیاز سازه را متناسب با مد غالب جابه‌جایی افقی، در راستای بار جانبی، به جلو براند. در این شیوه نیز همچون تحلیل بار افزون نیرو-پایه، ممکن است ماتریس سختی سازه در یک برافزایش جابه‌جایی تغییر کند. به طور کلی، تحلیل بار افزون به شیوه جابه‌جایی-پایه بر شیوه نیرو-پایه برتری دارد چراکه می‌توان تحلیل را تا هر تراز دلخواهی از جابه‌جایی پیش برد. در قسمت قبل، اساس کارکرد نرم افزار 3Muri شرح داده شد اما لازم است این مورد نیز در نظر گرفته شود که این نرم افزار، تحلیل خود را براساس تحلیل بار افزون جابه‌جایی-پایه، انجام می‌دهد و همچنین این نرم افزار از مودهای خارج از صفحه صرف نظر می‌کند (Datta, 2013).



شکل ۵. مدل‌سازی خانه صدقیانی به صورت سه بعدی در نرم افزار 3muri (نگارندگان)

۳-۲-۳- شاخص ایمنی لرزه‌ای

همان‌طور که در روش قاب معادل مطرح شد، این روش براساس چند الگوریتم و متد، فرایند تحلیل ساختمان‌های بنایی را انجام می‌دهد. یکی از آن چند روش، قاب معادل به روش Bachmann بود که در اینجا به آن اشاره می‌شود. در این روش، نیاز لرزه‌ای غیرخطی ساختمان، محاسبه و با ظرفیت برشی ساختمان مقایسه می‌شود (معتمدی و آقابیگی، ۱۳۸۶). نیاز لرزه‌ای ساختمان از معادل‌سازی ساختمان چندطبقه با یک سازه یک درجه آزادی به دست آمده و توسط تحلیل دینامیکی طیفی حداکثر تغییر مکان در تراز فوقانی سازه محاسبه می‌شود. در این روش فرض بر این است که سقف‌ها کاملاً صلب بوده و نیروی افقی وارد به سقف به نسبت سختی دیوارها بین آن‌ها پخش می‌شود. جهت به دست آوردن منحنی ظرفیت ساختمان، نمودار تغییرات برش پایه اعمال بر ساختمان در مقابل تغییر مکان جانبی تراز فوقانی ساختمان رسم می‌شود. ظرفیت برشی کل سازه نیز از روی هم‌گذاری کلیه منحنی‌های ظرفیت هر یک از دیوارهای باربر (پایه‌ها) به دست می‌آید. به این منحنی، منحنی پوش آور (منحنی ظرفیت) نیز گفته می‌شود (Datta, 2013).

پس از تعریف نیاز لرزه‌ای و همچنین ظرفیت لرزه‌ای (منحنی ظرفیت) می‌توان مطرح کرد شاخص ایمنی لرزه ای برابر با نسبت ظرفیت لرزه‌ای به نیاز لرزه‌ای است. این روش نسبت حداکثر شتابی که ظرفیت سازه (حداکثر شتابی که سازه می‌تواند تحمل کند تا به حالت حدی خاص برسد)، به مقدار نیاز لرزه‌ای که برابر است با حداکثر میزان شتابی که در حالت حدی خاص ایجاد میشود، بررسی می‌کند.

$$I_s = \frac{a_{slu}}{\gamma_I * S * a_g} \quad \text{رابطه (۱)}$$

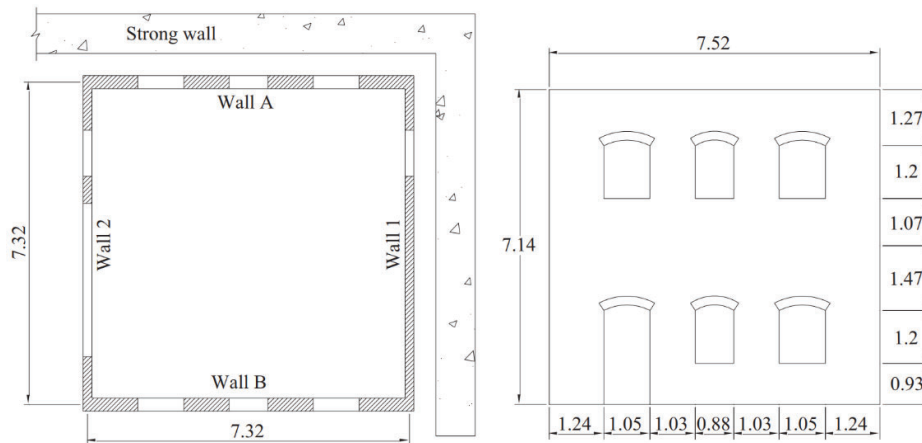
a_{slu} : شتابی از زمین است که ساختمان را به حالت حدی مورد نظر می‌رساند (شتاب ظرفیت در حالت حدی خاص)،
: ضریب اهمیت ساختمان؛ S: ضریبی است که اثرات لایه‌های مختلف خاک ساختمانی و سایر اثرات مورفولوژیکی آن را لحاظ می‌کند؛ a_g : حداکثر شتاب مبنای زمین در محل ساختمانی متناسب با سطح عملکرد (حالت حدی) مورد نظر (شتاب نیاز لرزه‌ای) را اعمال می‌کند. شاخص ایمنی لرزه‌ای با مقدار بیشتر از یک، نشان می‌دهد که ساختمان توانایی تحمل زلزله تعیین شده برای این منطقه در حالت حدی مورد نظر را دارد. در نقطه مقابل، اگر کمتر از یک باشد، نشانگر آسیب‌پذیری ساختمان در برابر زلزله متناظر با حالات حدی مورد نظر است (Guidelines for Cultural Heritage [GCH], 2007). به منظور تعیین شاخص ایمنی از نرم افزار 3Muri استفاده شده است که با استفاده از تحلیل بار افزون و براساس پارامترهای a_g ، γ_I و S، مقدار شاخص ایمنی را براساس رابطه (۱) و به صورت کامل محاسبه می‌کند. در اینجا لازم است به حالت حدی نیز اشاره شود. حالت حدی عبارت است میزان خرابی و عملکردی که در ساختمان در شتاب‌های مختلف ایجاد می‌شود. در واقع، این حالت حدی براساس دو پارامتر، سطح عملکرد (سطح انتظار) و سطح خطر تعریف می‌شود. از آنجاکه آیین‌نامه اختصاصی برای ساختمان‌های بنایی در ایران وجود ندارد، لذا در این پژوهش از آیین‌نامه Eurocode 6 و Eurocode 8 استفاده شده است. طبق آیین‌نامه Eurocode 8، برای ساختمان‌های بنایی، سه حالت حدی شامل خرابی محدود (Limited damage)، خرابی قابل توجه (Significant damage) و آستانه فروریزش (Near Collapse) تعریف شده است و هرکدام به ترتیب با نماد NC, SD, DL نمایش داده می‌شود. براساس این آیین‌نامه مقدار شتاب برای حالت SD برابر با شتاب مبنای منطقه، برای حالت DL چهار درصد شتاب مبنای منطقه و برای حالت NC برابر یک‌ونیم برابر شتاب مبنای منطقه در نظر گرفته می‌شود. (Eurocode 8, 2005)
ساختمان صدقیانی در شهر تبریز (در دسته شهرهای با پهنه لرزه‌خیزی خیلی زیاد) قرار دارد و در این حالت شتاب مبنای طراحی $0.35g$ در نظر گرفته می‌شود. از طرف دیگر، این ساختمان دارای کاربری دانشکده است که نشان از درجه اهمیت بالا دارد. Eurocode 6 براساس مطالب ذکر شده و مرجع Eurocode 6 & 8 در جدول (۱) ارائه شده است.



نوع خاک	ضریب اهمیت	نرخ بازگشت در ۵۰ سال	شتاب متناظر با حالت حدی	محاسبه شتاب	حالت حدی	نماد
2	1.2	20%	$1.37=0.40*9.81*0.35$		خرابی محدود	DL
		10%	$3.43=9.81*0.35$		خرابی قابل توجه	SD
		2%	$5.15=1.5*9.81*0.35$		آستانه فروریزش	NC

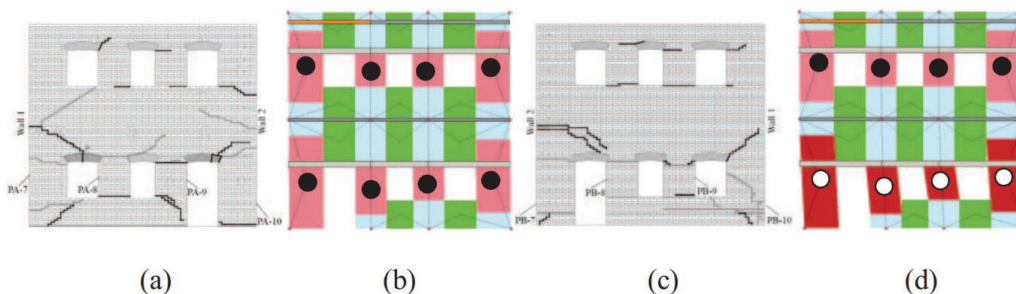
۴-۲-۳- مثالی از صحت سنجی

بخش جدایی ناپذیر هر تحلیل و شبیه سازی کامپیوتری، صحت سنجی (verification) است، غفلت از این موضوع، شبیه سازی را دچار مشکلات شدید می کند و به اعتقاد بسیاری از متخصصین این حوزه، عملاً شبیه سازی بدون صحت سنجی، بی ارزش و غیر قابل اعتماد است. صحت سنجی فرایندی است که تضمین می کند، بر اساس متغیرهای ورودی، نرم افزار نتایج درستی را تولید یا پیش بینی می کند. برای این امر از پژوهش ماگوس و پروفیسور لرنسو (Marques & Lourenco, 2011) بهره گرفته شده است. در این پژوهش از نتایج و مشخصات یک دیوار دو طبقه که به تست جورجیا تک (Georgia Tech) معروف است استفاده شد. این تست شامل یک ساختمان دو طبقه با مصالح بنایی غیر مسلح است. ضخامت دیوارهای راستای Y برابر ۲۰ سانتی متر، راستای X برابر ۳۰ سانتی متر، سقف طبقات از چوب، مقاومت فشاری آجرهای توپر ۱۰ مگاپاسکال، تو خالی ۴/۱ مگاپاسکال، مدول الاستیک ۸ گیگاپاسکال و مدول برشی ۴۰ درصد مدول الاستیک در نظر گرفته شده و در نرم افزار تری موری مدل سازی شده است. شرح کامل این آزمایش و همچنین مشخصات مکانیکی مصالح را می توان در مقاله (Yi & Moon, 2006) یافت.



شکل ۶. پلان و نمای ساختمان آزمایش شده (Marques & Lourenco, 2011)

با توجه به اینکه تحلیل مدّ نظر، تحلیل پوش آور بود و همچنین سقف انعطاف پذیر عدم صلبیت داشت، از این رو در نرم افزار 3Muri دیوارهای A&B به صورت جداگانه مدل سازی انجام گرفت. نتایج حاصل از این بررسی در شکل (V) ارائه شده است. که تطابق نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل سازی شده، گواه اعتبار و اعتماد به نتایج نرم افزار تری موری است (Marques & Lourenco, 2011).



شکل ۷. الگوهای ترک در نمونه آزمایشگاهی و نمونه مدل‌سازی: شکل a نمونه آزمایشگاهی دیوار A - شکل b نمونه مدل‌سازی دیوار A - شکل c نمونه آزمایشگاهی دیوار B - شکل c نمونه مدل‌سازی دیوار B - دایره‌های مشکی توپر نشانه آسیب خمشی و دایره‌های توخالی نشانه خرابی خمشی (Marques & Lourenco, 2011)

۳-۳- مشخصات مصالح

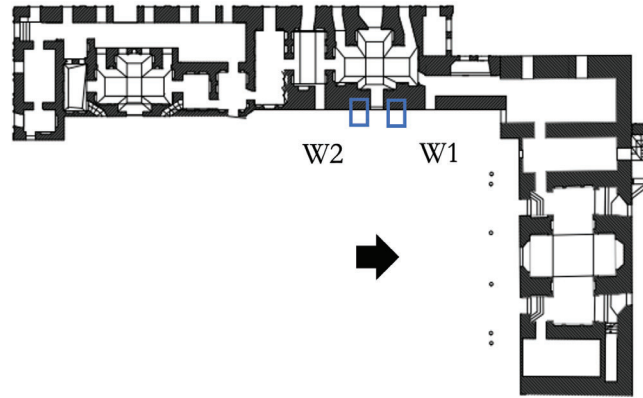
۳-۳-۱- آزمایش‌های انجام‌گرفته بر روی مصالح بنایی

مصالح موجود در ساختمان صدقیانی از نوع مصالح بنایی شامل آجر و ملات ماسه سیمان است. برای اطلاع از مشخصات مکانیکی این مصالح از آزمایش غیرمخرب درجا، نظیر آزمایش فلت‌جک استفاده شده است. این آزمایش براساس آیین‌نامه ASTM C1197-04 انجام شد (ASTM, 1991). در این روش، دو برش موازی به فاصله چهار تا شش واحد بنایی در داخل دیوار بنایی صورت می‌گیرد. فرض بر این است که این واحد جداشده بدون تنش است. سپس، جک‌ها (تولیدشده توسط شرکت بوویار ایتالیا) داخل برش‌ها قرار گرفته و فاصله اولیه نقاط اندازه‌گیری می‌شوند. همچنین، از چهار عدد گیج با دقت یک‌هزارم میلی‌متر برای اندازه‌گیری مقدار جابه‌جایی بین دو جک استفاده می‌شود. فاصله گیج‌ها از دو انتهای فلت برابر با یک‌هشتم طول فلت‌ها است. با ایجاد فشار توسط پمپ هیدرولیکی و وارد شدن بار ناشی از فشار ایجادشده در جک‌های مسطح به نمونه، یک حالت تنش محوری فشاری ایجاد می‌شود. با افزایش فشار در جک‌های مسطح، تغییر فاصله‌ها در گیج‌ها نشان داده می‌شود (شکل ۹). با افزایش فشار تدریجی می‌توان رابطه تنش- کرنش را به دست آورد و براساس منحنی تنش-کرنش حاصل می‌توان مدول الاستیسیته را محاسبه کرد (ASTM, 1991). دو تست در زیرزمین خانه صدقیانی و در محل‌هایی که در این بنا در پلان مشخص شده، انجام شد (شکل ۸). نتایج حاصل از این دو تست در شکل (۱۰) و جدول (۲) به نمایش گذاشته شده است (Aminifar et al., 2022).

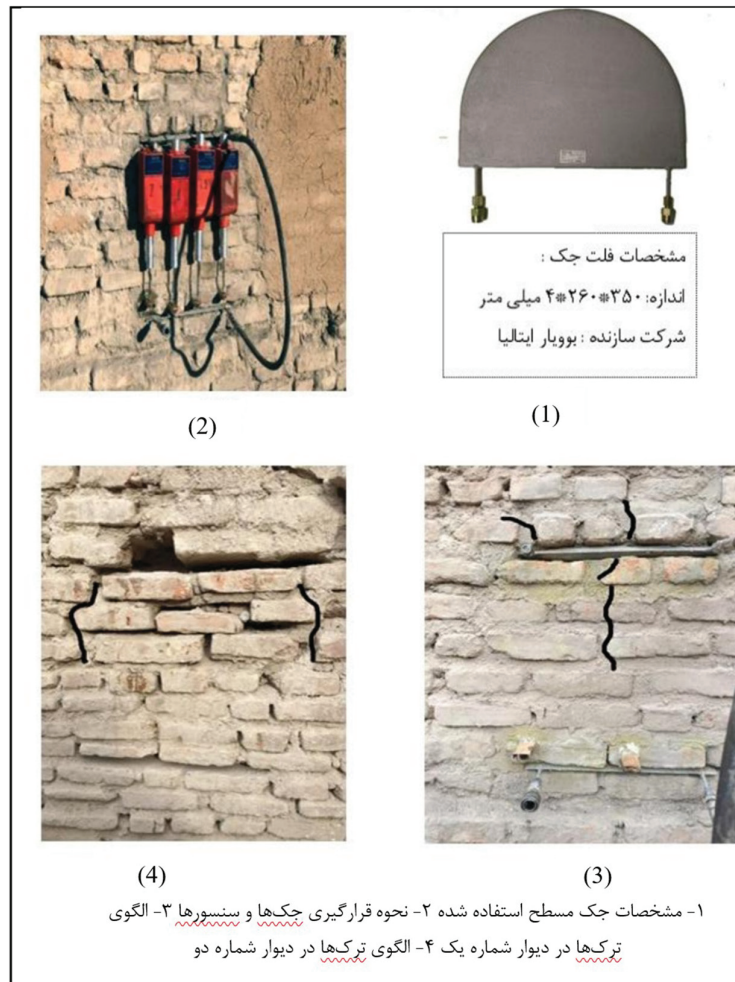
جدول ۲. نتایج حاصل از آزمایش فلت‌جک در خانه تاریخی صدقیانی

مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)	
4141.01	2.50	تست اول
3333.14	2.45	تست دوم

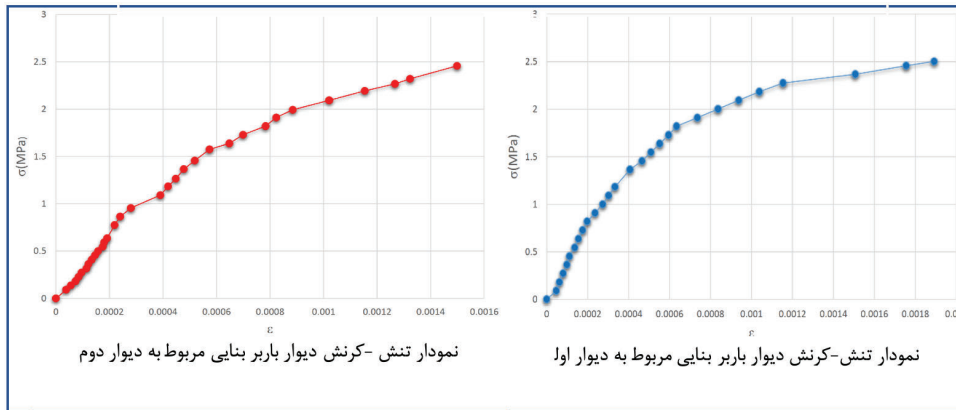
(Aminifar et al., 2022)



شکل ۸. محل های انجام آزمایش فلت جک
(Aminifar et al., 2022)



شکل ۹: روند انجام تست فلت جک [۲۴] الف) مشخصات جک مسطح استفاده شده، ب) نحوه قرارگیری جکها و سنسورها، پ) الگوی ترکها در دیوار شماره یک، ت) الگوی ترکها در دیوار شماره دو (Aminifar et al., 2022)



شکل ۱۰. نتایج حاصل از تست فلت جک در خانه تاریخی صدقیانی (Aminifar et al., 2022)

۲-۳-۳- مشخصات مصالح موجود

براساس آزمایش‌های فلت-جک، دو پارامتر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری حاصل شد اما باید برخی از پارامترهای دیگر که برای ورود به نرم‌افزار لازم هستند، محاسبه شوند. خوشبختانه، روابط ریاضی زیادی وجود دارد که می‌توان این پارامترها را با استفاده از مقاومت فشاری و مدول الاستیسیته مشخص کرد. براساس آیین‌نامه EN1996، اگر چندین تست صورت پذیرد، مقاومت فشاری (f_m) و مدول ارتجاعی (E) از میانگین مقادیر به دست آمده از تست حاصل می‌شوند. پارامترهای دیگری نیز وجود دارد که به تعریف آن‌ها اشاره می‌شود (Eurocode 6, 2005).

مقاومت فشاری مشخصه مصالح بنایی (f_k): برابر است با مقدار مقاومت که طراح به‌صورت مشخص برای تمام دیوارهای بنایی در نظر می‌گیرد. ولی برای سازه‌های موجود به‌خصوص ساختمان‌های بنایی امکان دارد دیوارها با یکدیگر اختلاف مقاومت داشته باشند؛ حتی ممکن است در طول یک دیوار هم اختلاف مقاومت وجود داشته باشد. به همین علت، چندین روش برای محاسبه مقاومت فشاری مشخصه وجود دارد. رابطه (۲) یکی از رایج‌ترین روابط برای محاسبه مقاومت فشاری مشخصه است:

$$f_k = K * f_b^{0.7} * f_m^{0.3} \quad \text{رابطه (۲)}$$

در این رابطه، f_b برابر مقاومت فشاری آجر و f_m مقاومت فشاری ملات و K ضریب اصلاح وابسته به نوع ملات، ضخامت ملات، نوع آجر و غیره است (Eurocode 6, 2005). براساس این آیین‌نامه، این رابطه زمانی کاربرد دارد که تست در آزمایشگاه صورت گرفته و مقاومت فشاری آجر و ملات به‌صورت جداگانه به دست آمده باشد. چنانچه آزمایش به‌صورت درجا و یا در آزمایشگاه بوده و مقاومت فشاری حاصله ناشی از منشور بنایی (ترکیب چند رج آجر با ملات) باشد، آنگاه باید حداقل ۳ تست انجام گیرد و مقاومت فشاری مشخصه (f_k) برابر کمترین مقدار ناشی از این تست‌ها است (Eurocode 6, 2005). یک حالت دیگر وجود دارد که تست انجام شده است ولی از جزئیات تست‌ها و همچنین، مقاومت فشاری آجر یا ملات، اطلاعاتی در دست نیست و تنها مقدار مقاومت فشاری میانگین در دسترس است. در این صورت، بدترین حالت ممکن رخ می‌دهد. براساس این آیین‌نامه، مقدار مقاومت فشاری مشخصه f_k برابر با مقاومت فشاری میانگین تقسیم بر ضریب آگاهی سطح ۱ (LC1) که برابر با ۱/۳۵ است، لحاظ می‌شود. در این پژوهش، به علت اینکه تعداد تست‌ها کمتر از ۳ و آزمایش درجا و منشور بنایی بوده است، لذا مقدار مقاومت فشاری میانگین بر ۱/۳۵ تقسیم می‌شود (Eurocode 8, 2005).

مدول برشی مصالح بنایی (G): اگر در یک جسم محوری، نیرو در جهت عمود بر محور وارد شود، در آن جسم برش اتفاق می‌افتد که با نسبت تنش برشی به کرنش برشی برابر است. بعدها شخص پواسون، بین کرنش برشی (کرنش عرضی) و کرنش محوری رابطه‌ای پیدا کرد که با کمک آن توانست بین مدول برشی و مدول الاستیسیته رابطه‌ای ایجاد

کند که در رابطه (۳) نمایش داده شده است. براساس این رابطه و Eurocode 6، میزان مدول برشی برابر ۰.۴٪ مدول الاستیسیته و مقاومت برشی (G) بین ۰.۴/۵٪ الی ۰.۶/۵٪ مقاومت فشاری به دست خواهد آمد (Eurocode 6, 2005).
 رابطه (۳): $G = \frac{E}{2(1+\nu)} \Rightarrow \nu = 0.25 \Rightarrow G = \frac{E}{2.5}$

بعد از انجام آزمایش و کمک گرفتن از آیین نامه ها مشخصات مکانیکی مربوط به این ساختمان در جدول ۳ ارائه شده است.

جدول ۳. مشخصات مکانیکی مصالح موجود

آیین نامه های مرجع	G مدول برشی N/mm ²	f _k مقاومت فشاری مشخصه N/mm ²	E _m مدول ارتجاعی میانگین N/mm ²	f _m مقاومت فشاری میانگین N/mm ²	(W) وزن مخصوص KN/m ³	
EN 1996:2005 EN 1998:2005 Code 376 Iran	1498	1.82	3735	2.475	16	مصالح بنایی
EN 338:2002	440	14	7000	20	3.5	چوب

(Eurocode 6, 2005)

۳-۳-۳- مشخصات مصالح جدید

همان طور که در قسمت های قبل اشاره شد، ساختمان صدقیانی در دوره های تاریخی مختلف دچار صدمات شده است که برخی از این صدمات، جزئی و برخی دیگر، اساسی و بزرگ بوده است. در این راستا، به برخی از کارهای مرمتی انجام گرفته بر روی ساختمان اشاره شد. در اینجا به بررسی مشخصات مکانیکی مصالح جدید پرداخته می شود.

مصالح بنایی: در برخی از قسمت های خانه صدقیانی با توجه میزان صدمه و خرابی ها از مصالح جدید بنایی استفاده شده است. از جمله قسمت هایی که از مصالح جدید در بخش سازه ای بنا استفاده شده است، می توان به زیرزمین تالار و زیرزمین قسمت غرب بنا اشاره کرد. براساس مرجع (آخوندی و همکاران، ۱۳۹۹)، مقاومت فشاری مشخصه f_k برای مصالح جدید برابر با ۴/۳۱ مگاپاسکال و مدول ارتجاعی برابر با ۲۳۷۰ مگاپاسکال است. لازم به ذکر است با توجه به زمان انجام آزمایش فلت جک که مربوط به بعد از انجام کارهای مرمتی و استحکام بخشی است، مشخصات مکانیکی لحاظ شده در نرم افزار، همان مشخصات مکانیکی در جدول (۳) است.

مصالح چوب: چوب از جمله مصالحی است که گذر زمان و شرایط محیطی به شدت بر آن تأثیر گذاشته و باعث خوردگی و یا کاهش مقاومت آن می شود. در این ساختمان، چوب های قدیمی در قسمت سقف و ستون ها خارج شده و در برخی از قسمت ها چوب های جدید، برخی قسمت ها بتن یا فولاد جایگزین شده است.

مصالح بتن: در برخی از قسمت های این ساختمان از بتن مسلح استفاده شده است؛ از جمله می توان به قسمت سقف تالار، کلاف های قائم اطراف تالار، کلاف های قائم و سقف برخی از قسمت ضلع غرب و غیره اشاره داشت. پارامترهای مربوط به مصالح جدید استفاده شده در ساختمان صدقیانی در جدول (۴) ارائه شده است.



جدول ۴. مشخصات مکانیکی مصالح جدید استفاده شده در خانه صدقیانی

آیین نامه‌های مرجع	G مدول برشی N/mm ²	f _k مقاومت فشاری مشخصه N/mm ²	E _m مدول ارتجاعی میانگین N/mm ²	f _m مقاومت فشاری میانگین N/mm ²	(W) وزن مخصوص KN/m ³	
EN 1996:2005 EN 1998:2005 Code 376 Iran	948	4.31	2370	6.157	18	مصالح بنایی
EN 338:2002	500	16	8000	23	3.7	چوب
EN 1992:2005 Code 9 Iran	12083	17	29000	25	25	بتن

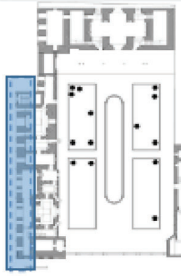
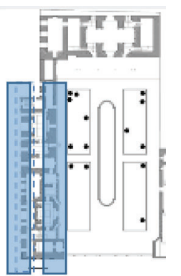
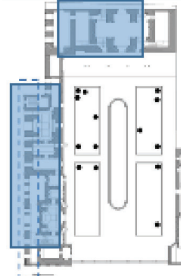



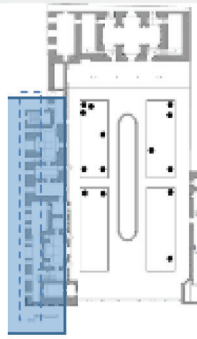
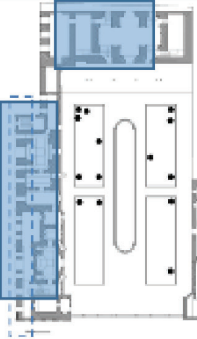

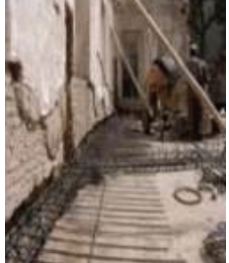


(نگارندگان)

۴-۳- مداخلات سازه‌ای در خانه صدقیانی

خانه صدقیانی به دلیل فرسودگی شدید در پیکره بنا، نیازمند عملیات رفع خطر و پیشگیری از بروز خطرات جبران‌ناپذیر بوده است که این امر باید با در نظر گرفتن کاربری جدیدی که قرار بود در مرحله احیاء به آن داده شود، مورد بحث و بررسی قرار گیرد. از جمله اقدامات مرمتی سازه‌ای می‌توان به موارد جدول (۵) اشاره کرد (نژاد ابراهیمی و همکاران، ۱۴۰۱).



جدول ۵. مداخلات سازه‌ای انجام گرفته بر روی ساختمان صدقیانی (نژاد ابراهیمی و همکاران، ۱۴۰۱)

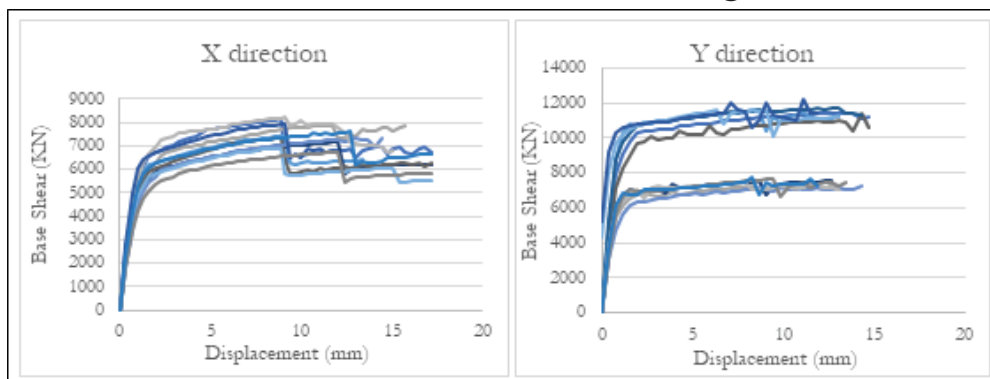
اقدامات	تقویت پی	دیوارها	سقف خرابایی
نوع مداخله	تقویت و استحکام بخشی پی دیوارهای داخلی طبقه زیرزمین با استفاده از ملات ماسه سیمان و لاشه سنگ	نوسازی و استحکام بخشی دیوارهای داخلی زیرزمین تقسیم فضایی طبقه اول با کاربری های آموزشی	جبهه غربی: طراحی سقف خرابا در پاسخ گویی به نیازهای جدید فضایی جبهه شمالی: اجرای سقف خرابای فولادی به جای سقف تیر چوبی مسطح
موقعیت در پلان			
تصویر مرتبط			
	کلاف بتنی روی دیوار	کلاف قائم	ستون
نوع مداخله	حذف کلاف های چوبی از روی دیوارهای زیرزمین و ایجاد کلاف بتنی	ایجاد کلاف های قائم در هر دو جبهه شمالی و غربی	حذف ستون های چوبی مشهود در نمای جبهه شمالی و جبهه غربی و ایجاد ستون های فلزی و بتنی
موقعیت در پلان			
تصویر مرتبط			

غلامرضا داوری

ارزیابی آسیب پذیری خانه صدقیانی با وجود مداخلات سازه‌ای صورت گرفته

۵-۳- بررسی نتایج

در ابتدا باید تشریح شود که منظور از نتایج وضع موجود، نتایجی است که با وجود تمام مداخلات صورت گرفته بر روی بنا، انجام شده است. این تحلیل به صورت استاتیکی غیرخطی (پوش آور) و با روش بار افزون و نرم افزار 3Muri صورت گرفته و نتایج حاصل از تحلیل در جدول (۶) و نمودارهای پوش آور در شکل (۱۱) آورده شده است. همان طور که در جدول (۶) مشخص شده است، شاخص ایمنی در جهت Y و در هر سه سطح عملکرد، بزرگتر از ۱ و در جهت X، در هر سه سطح عملکرد، کوچکتر از ۱ شده است به طوری که در حالت حدی NC,SD بیشترین مقدار شاخص ایمنی در راستای X برابر ۰/۹۹ و برای حالت حدی DL برابر ۰/۸۴ است. علاوه بر نتایج جدول (۶)، نمودار پوش آور، ظرفیت مقاومت برشی ساختمان در راستاهای مختلف را نمایش داده است که در آنجا نیز حداکثر مقاومت برشی در راستای X برابر ۸۲۳۱ KN و در راستای Y برابر ۱۲۱۸۳ KN است. این بدان معناست که ساختمان در راستای X ضعف دارد و یکی از اصلی ترین علل این موضوع، نسبت طول به عرضی است که در قسمت اول همین پژوهش به آن اشاره شده است.



شکل ۱۱. نمودار پوش آور ساختمان صدقیانی (نگارندگان)



جدول ۶. نتایج حاصل از تحلیل پوش آور در ساختمان صدقیانی با نرم افزار 3Muri (نگارندگان)

ردیف	راستای زلزله	الگوی بار زلزله	خروج از مرکزیت	شاخص ایمنی	شاخص ایمنی	شاخص ایمنی	حداکثر
			(cm)	حالت حدی NC	حالت حدی SD	حالت حدی DL	مقاومت برشی KN
1	+X	uniform	0	0.865	0.995	0.735	8123
2	+X	Static forces	0	0.786	0.931	0.720	7883
3	-X	uniform	0	0.705	0.839	0.654	7433
4	-X	Static forces	0	0.895	0.997	0.626	7168
5	+Y	uniform	0	2.619	2.946	2.05	11048
6	+Y	Static forces	0	1.478	1.662	1.183	7381
7	-Y	uniform	0	2.448	2.745	2.097	11641
8	-Y	Static forces	0	1.54	1.733	1.242	7529
9	+X	uniform	329.66	0.806	0.952	0.662	7331
10	+X	uniform	-329.66	0.942	0.965	0.837	8231
11	+X	Static forces	329.66	0.648	0.771	0.664	7296
12	+X	Static forces	-329.66	0.947	0.998	0.735	8217
13	-X	uniform	329.66	0.811	0.954	0.601	6906
14	-X	uniform	-329.66	0.735	0.879	0.723	7935
15	-X	Static forces	329.66	0.855	0.999	0.585	6731
16	-X	Static forces	-329.66	0.991	0.992	0.668	7616
17	+Y	uniform	179.37	2.024	2.277	1.871	11391
18	+Y	uniform	-179.37	2.632	2.961	2.118	11670
19	+Y	Static forces	179.37	1.292	1.505	1.123	7216
20	+Y	Static forces	-179.37	1.486	1.672	1.215	7470
21	-Y	uniform	179.37	2.461	2.769	2.088	11656
22	-Y	uniform	-179.37	2.19	2.464	2.074	12183
23	-Y	Static forces	179.37	1.573	1.77	1.247	7683
24	-Y	Static forces	-179.37	1.321	1.505	1.209	7780



۴- نتیجه گیری

ساختمان صدقیانی با کاربری جدید دانشکده معماری و شهرسازی در دوره‌های مختلف دچار تغییرات و مداخلات شده است. هدف اصلی این پژوهش، ارزیابی لرزه‌ای این ساختمان در حالت وضع موجود با تمام مداخلات سازه‌ای انجام گرفته است. نتایج این تحلیل مشخص کرد ساختمان در هر سه حالت حدی، در راستای Y دارای شاخص ایمنی بیشتر از ۱ و در هر سه حالت حدی در راستای X دارای شاخص ایمنی کمتر از ۱ است. علاوه بر آن، حداکثر مقاومت برشی در راستای Y حدود ۱/۵ برابر حداکثر مقاومت برشی در راستای X است. این نتایج گواه این است که ساختمان در راستای X ضعف دارد و باید راهکاری برای این موضوع ارائه شود. به علت اینکه حالت قبل از مداخلات مورد ارزیابی و تحلیل قرار گرفته است، لذا نمی‌توان با صراحت اظهار داشت مداخلات انجام گرفته تا چه حد بر پایایی ساختمان تأثیر داشته‌اند. بررسی این مسئله خود می‌تواند موضوع پژوهش دیگری باشد.

غلامرضا داوری

ارزیابی آسیب‌پذیری خانه صدقیانی با وجود مداخلات سازه‌ای صورت گرفته

تقدیر و تشکر

وجود ندارد.

تعارض منافع

بین نویسندگان تعارضی در منافع وجود ندارد.

منابع مالی

وجود ندارد.

منابع

- آخوندی، فرهاد؛ محمدرضا، رضا و شهبازی، یاسر (۱۳۹۹). استفاده از مصالح FRP به روش NSM در مقاوم‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتایی تاریخی. دوفصلنامه پژوهش باستان‌سنجی، دوره ۶، شماره ۱، ص ۶۳-۸۵.
- تهرانی‌زاده، محسن؛ دیلمی، اردشیر و امداد، محمدرضا (۱۳۸۷). تعیین روابط تحلیلی ظرفیت باربری جانبی دیوارها در ساختمانهای با مصالح بتایی غیر مسلح. چهارمین کنگره ملی مهندسی عمران، تهران.
- خواجوی، رضا (۱۳۹۱). اصول و روش‌های تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها. انتشارات دانشگاه امام رضا.
- ذکاء، یحیی (۱۳۶۸). زلزله‌های تبریز. انتشارات کتاب سرا.
- رحمانی، مونا؛ کیوانی، لیلا و غفارزاده، حسین (۱۳۸۷). روش‌های مدل‌سازی سازه‌های بتایی. سومین کنفرانس ملی و اولین کنفرانس بین‌المللی مقاوم‌سازی، تبریز.
- کی‌نژاد، محمدعلی و شیرازی، محمدرضا (۱۳۹۰). خانه‌های تاریخی تبریز. موسسه تالیف ترجمه و نشر آثار هنری متن.
- معتمدی، مه‌رتاش و آقابیکی، حسین (۱۳۸۶). استفاده از روش قاب معادل در ارزیابی ساختمانهای مصالح بتایی آسیب‌دیده در زلزله‌های اخیر ایران. پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران.
- نژاد ابراهیمی، احد؛ فرخی، شهین و شب‌آهنگ، مهسا (۱۴۰۱). شاخص‌های تاثیرگذار اصالت بخش در بازآفرینی خانه صدقیانی تبریز. ماهنامه باغ نظر، دوره ۱۹، شماره ۱۰۸، ص ۹۱-۱۰۸.
- Aminifar, E., Akhondi, F., & Lourenço, P. B. (2022). Verification of Mechanical Properties of Historical Brick Masonry Walls with Masonry Quality Index Method in Iran. *International Journal of Architectural Heritage*, 1-11.
- ASTM, C. (1991). Standard test method for in situ measurement of masonry deformability properties using the flatjack method. In: ASTM Philadelphia.
- Bilgin, H., & Korini, O. (2012). A new modeling approach in the pushover analysis of masonry structures. *International Students' Conference Civil Engineering*,
- Cennamo, C., Angelillo, M., & Cusano, C. (2017). Structural failures due to anthropogenic sinkholes in the urban area of Naples and the effect of a FRP retrofitting. *Composites Part B: Engineering*, 108, 190-199.
- Costley, A. C., & Abrams, D. P. (1996). *Dynamic response of unreinforced masonry buildings with flexible diaphragms*. National Center for Earthquake Engineering Research Buffalo, New York.
- *Documenting restoration activities of the Faculty of Architecture and Urban planning of Islamic Arts University of Tabriz*.
- Formisano, A., Chieffo, N., & Vaiano, G. (2021). Seismic Vulnerability assessment and strengthening interventions of structural units of a typical clustered masonry building in the campania region of Italy. *GeoHazards*, 2(2), 101-119.
- *Guidelines for evaluation and mitigation of seismic risk to cultural heritage*. (2007). Gangemi



- *Guidelines for seismic improvement of buildings using FRP materials*. (2013). Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center
- *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings* (4th Edition) (2014). Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center
- Krawinkler, H., & Seneviratna, G. (1998). Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering Structures*, 20(4-6), 452-464.
- Magenes, G. (2000). A method for pushover analysis in seismic assessment of masonry buildings. Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering,
- Nateghi Elahi, F. Z. F., Mansoor, & Alemi, F. (2006). *Laboratory and analytical study of a quantitative assessment of the seismic vulnerability of common non-engineering brick walls in Iran*. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology
- Penelis, G. G. (2006). An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry (URM) structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 10(03), 359-379.
- Salonikios, T., Karakostas, C., Lekidis, V., & Anthoine, A. (2003). Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames. *Engineering Structures*, 25(12), 1515-1523.
- European Committee for Standardization, C.E.N. (2005a). *Eurocode 6: Design of masonry structures-Part 1-1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures*.
- European Committee for Standardization, C.E.N. (2005b). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- Zahir, A., Rizzo, S., Çelebi, E., & Stempniewski, L. (2019). *Seismic Pushover Analysis of Existing Masonry Structures. Kocaeli, Turkey*.
- Marques, Rui.Lourenco,paulo,B.(2011). *Possibilities and comparison of structural component models for the seismic assessment of modern unreinforced masonry buildings*.
- Yi, T., Moon, FL., Leon, RT., & Kahn, LF.(2006). *Lateral Load Tests on a Two-Story Unreinforced Masonry Building*. *Journal of Structural Engineering*. 132(5):643-652, 2006



COPYRIGHTS

Copyright © 2024. This open-access journal 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.



نحوه ارجاع به این مقاله
 داوری، غلامرضا؛ غنینی، نیوشا و آخوندی، فرهاد (۱۴۰۲). ارزیابی آسیب‌پذیری خانه صدقیانی با وجود مداخلات سازه‌ای صورت‌گرفته. فصلنامه علمی اثر، دوره ۴۴، شماره ۴ (۱۰۳): ۶۴۲-۶۶۱.

DOI: 10.22034/44.3.642

URL: <https://athar.richt.ir/article-2-1803-fa.html>