

تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی با استفاده از طیف ظرفیت در روش تحلیل حدی جنبشی

سیدروح‌الله پاشانجاتی (کارشناس ارشد)
پژوهشکده‌ی ساختمان و مسکن
پیمان همامی (استادیار)
دانشکده‌ی فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

در میان روش‌های متعددی که برای تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی ارائه شده، روش «تحلیل حدی جنبشی» از جمله روش‌های مناسب برای این تحلیل و نیز تهیه‌ی طرح بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی - به‌ویژه ساختمان‌های تاریخی - است. در این نوشتار ضمن معرفی روش تحلیل حدی با استفاده از طیف ظرفیت (غیرخطی)، آسیب‌پذیری لرزه‌ی نمونه‌ی از ساختمان‌های بنایی و قدیمی کشور تحلیل شده است. با استفاده از این روش، آسیب‌پذیری ساختمان در رخداد زلزله با 10° درصد احتمال وقوع در 50° سال در مقابل بیست و یک سازوکار خرابی ناشی از رفتار درون‌صفحه و برون‌صفحه‌ی دیوارها و واژگونی جان‌پناه‌ها براساس آیین‌نامه‌ی ایتالیایی O.P.C.M ۳۴۳۱ ارزیابی شده است. سپس نتایج حاصله با دو ضابطه‌ی طراحی موجود در آیین‌نامه‌ی زلزله‌ی کشور، شامل ضابطه‌ی کمیته سطح مقطع دیوار نسبی و ضابطه‌ی کنترل واژگونی دیوار مقایسه شده است.

واژگان کلیدی: آسیب‌پذیری لرزه‌ی، بنایی، تحلیل حدی جنبشی، طیف ظرفیت.

pashanejati@gmail.com
homami@tmu.ac.ir

۱. مقدمه

کشور ما از نقاط لرزه‌خیز جهان به‌شمار می‌رود، به‌نحوی که این پدیده تاکنون جان هزاران نفر از هموطنانمان را گرفته و سبب ویرانی بناهای مسکونی و تاریخی شده است. زلزله‌های 1357 طیس، 1369 منجیل و 1382 بم از جمله‌ی این حوادث است که صدمات جبران‌ناپذیری بر پیکره‌ی انسانی و میراث فرهنگی کشور وارد کرده است.

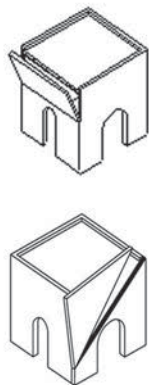
تجربیات حاصل از این وقایع نشان داده است که بهترین روش کاهش خطرپذیری لرزه‌ی، ایمن‌سازی و بهسازی لرزه‌ی بناهای پیرامونی است. برای این منظور با استفاده از آیین‌نامه‌های موجود مطالعات تحلیلی صورت گرفته و طرح بهسازی بنا ارائه می‌شود.

در حال حاضر می‌توان گستره‌ی از روش‌ها و مدل‌های بسیار ساده تا مدل‌های بسیار پیچیده را به‌منظور بررسی آسیب‌پذیری سازه‌های بنایی به‌کار بست. بدیهی است مدل‌های دقیق می‌توانند اطلاعات کامل‌تری را تأمین کنند اما استفاده از آن‌ها مستلزم بهره‌مندی از ابزارهای تحلیلی خاص و نیز زمان کافی برای تهیه‌ی مدل‌های کامل است. همچنین برای استفاده از چنین روش‌هایی ضروری است با مطالعات گسترده، اطلاعات جامعی درمورد مشخصات مصالح، شرایط مرزی و سایر جزئیات تهیه شود که به‌دلایل مختلف تأمین این اطلاعات با دقت کافی و در همه‌ی موارد میسر نیست.

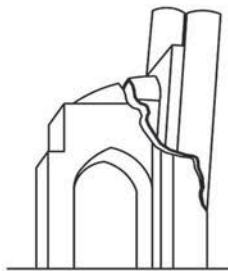
یکی از ملزومات انجام مطالعات و طرح بهسازی، به‌کارگیری روش تحلیل مناسب است. تاکنون روش‌های متعددی برای طراحی یا بررسی تحلیلی سازه‌های بنایی ارائه شده است. روش تحلیل ارتجاعی که ساده‌ترین روش بررسی این‌گونه سازه‌هاست، در قرون نوزدهم و بیستم میلادی به‌طور گسترده‌ی به‌کار گرفته شد و روش‌های طراحی خطی نیز بر مبنای آن گسترش یافتند. با پیشرفت مباحث نظری درباره‌ی رفتار غیرارتجاعی مصالح و امکانات رایانه‌ی، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی مورد توجه قرار گرفت. با این که نظریه‌ی غیرارتجاعی که تحلیل حدی نیز از آن

روش اجزاء محدود از جمله روش‌های دقیقی است که در دهه‌های اخیر به‌صورت گسترده‌تری در تحلیل ساختمان‌های تاریخی و بنایی استفاده شده است. در این روش معمولاً مدل‌سازی محیط پیوسته به‌صورت مجزا و با مصالحی همگن در نظر گرفته می‌شود. برخی از محققین از روش مدل‌سازی ساختمان‌های مصالح

تاریخ: دریافت ۱۹/۱۳۸۸، اصلاحیه ۲۴/۱۲/۱۳۸۸، پذیرش ۳۸/۱۳۸۹.



ب) خرابی خارج از صفحه و داخل صفحه دیوار.



الف) شکست مناره و واژگونی سردر؛

شکل ۱. نمونه‌یی از سازوکارهای خرابی ساختمان‌ها در زلزله‌ی بم.^[۸]

قوس آجری بوده است.^[۶] کارآیی روش تحلیل حدی باعث شده است که دستورالعمل ORDINANCE P.C.M ۳۴۳۱ در کشور ایتالیا بر مبنای این روش تهیه و مورد استفاده قرار گیرد.^[۷]

در این نوشتار به منظور نمایش کارآیی روش تحلیل حدی جنبشی غیرخطی در ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های بتنی، ضمن مرور مراحل انجام چنین تحلیلی، آسیب‌پذیری لرزه‌یی یک ساختمان نمونه بر اساس ORDINANCE P.C.M ۳۴۳۱ کشور ایتالیا بررسی، و نتایج حاصل از آن با دستورالعمل‌های متداول در کشور مقایسه شده است.

۲. تحلیل ساده‌شده‌ی جنبشی حدی

سازوکارهای خرابی در هر سازه به پیکربندی، شرایط مرزی، رفتار مصالح، کیفیت ساخت و نوع بارگذاری مربوط می‌شود. به عنوان مثال، برای خرابی یک قوس آجری تحت بار قائم یا افقی تشکیل چهار مفصل خمیری ضروری است و تغییر شکل سازه بعد از تشکیل مفصل خمیری با حرکت سه قطعه‌ی صلب نسبت به یکدیگر رخ می‌دهد؛ یافتن محل مفصل در قوس‌ها با روش خط رانش کار آسانی است؛ به عبارت دیگر تشخیص بلوک‌های صلب در سازه‌ی قوس به راحتی ممکن است اما برای سازه‌های پیچیده‌تر این کار چندان ساده نیست.^[۹] در این حالت‌ها با توجه به اطلاعات حاصل از زلزله‌های سابق، و با بررسی رفتار لرزه‌یی آن نوع سازه، بلوک‌های صلبی که به صورت یک پارچه رفتار می‌کنند شناسایی می‌شوند. با جدا شدن این بلوک‌ها و حرکت آن‌ها نسبت به یکدیگر انواع سازوکارهای خرابی به دست می‌آیند.

توضیحات ارائه شده نشان می‌دهد که گام مهم این روش، تهیه‌ی بانک اطلاعاتی سازوکارهای خرابی است. در همه‌ی این سازوکارها شتاب محرک متناظر با ناپایداری بر اساس مقایسه‌ی لنگرهای مقاوم و محرک در هنگام رخداد زلزله تعیین می‌شود. در روش خطی شتاب محرکی که سبب رخداد اولین حرکت بلوک صلب می‌شود به عنوان ناپایداری در نظر گرفته می‌شود، اما در روش غیرخطی ناپایداری پس از عبور امتداد نیروهای مرکز ثقل از مرکز دوران ایجاد می‌شود. بدیهی است در روش غیرخطی هرچه سازه به ناپایداری نزدیک‌تر می‌شود از لنگر مقاوم کاسته می‌شود و پایداری سازه در برابر شتاب کم‌تری حفظ خواهد شد. این تغییرات به صورت خطی در نظر گرفته می‌شود^[۷] و بیان‌گر ظرفیت سازه در برابر رخداد زلزله با شتاب‌های محرک متفاوت است (شکل ۲).

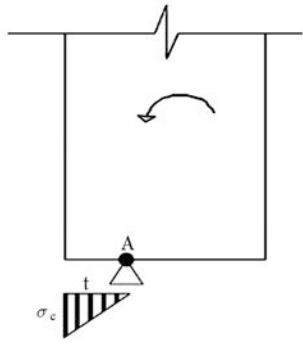
بنایی با المان‌های مجزا^[۱۰] و عده‌یی دیگر از روش مصالح همگن^[۲] استفاده کرده‌اند.

در مواردی که اتهامات متعددی در شناخت اندام‌های باربر ساختمان و اتصالات آن‌ها وجود دارد، یا هنگامی که مشخصات مکانیکی مصالح، رفتار دینامیکی و شرایط مرزی سازه با روش‌های متعارف قابل شناسایی نیست، استفاده از مدل‌های ساده‌شده می‌تواند به نحو بهتری نیاز مهندسی را برطرف سازد. به عبارت دیگر وقتی سازه چنان پیچیده است که شناخت کامل آن برای مدل‌سازی دقیق ممکن نیست -- یا دشوار است -- و نیز نرم‌افزارهای تحلیلی برای حل معادلات حاکم بر رفتار سازه با مشکلات عددی مواجه می‌شوند، مدل‌های ساده کارتر به نظر می‌آیند.

مطالعه‌ی رفتار واقعی سازه‌های بتنی در رخداد زلزله‌های شدید نشان می‌دهد که در بسیاری از موارد سازوکارهای خرابی موضعی باعث خرابی و تلفات جانی می‌شوند. این خرابی‌های موضعی مانع به هم پیوستگی سازه و رفتار یک پارچه‌ی اعضای آن‌ها می‌شوند و فرضیات تحلیل معمول مبتنی بر رفتار پیوسته را بر هم می‌زنند. شکل ۱ نمونه‌هایی از خرابی‌های موضعی را در زلزله‌ی بم نشان می‌دهد. غلبه بر مشکلات مدل‌سازی و تحلیل این‌گونه رفتارها، نیازمند استفاده از روشی متفاوت با نگرشی است که در برگزیده‌ی این ناپیوستگی‌ها باشد. بنابراین برای تحلیل ساختمان‌های بتنی -- به ویژه بناهای تاریخی پیچیده یا بناهای مجتمع و مجاور هم که مرز سازه‌یی مشخصی بین آن‌ها وجود ندارد -- می‌توان از روش‌هایی مانند تحلیل حدی بهره جست، زیرا تحلیل حدی با فرضیات ساده امکان محاسبه‌ی ظرفیت باربری سازه در حد نهایی را برای یک الگوی معین رفتاری مشخص می‌کند.

روش تحلیل حدی جنبشی که در دو حالت خطی و غیرخطی قابل انجام است، از زیرمجموعه‌های روش‌های حدی است که بررسی سازوکارهای خرابی موضعی را ممکن می‌سازد و به دلیل نزدیک بودن به رفتار واقعی سازه‌ها در رخداد زلزله و سهولت در مدل‌سازی، یکی از مناسب‌ترین و قدرتمندترین روش‌ها در تحلیل سازه‌های بتنی به حساب می‌آید. این روش با در نظر گرفتن بلوک‌های صلب دوبعدی و سه‌بعدی بزرگ یا کوچک -- روش ماکروبلوک و میکروبلوک -- انجام می‌پذیرد.

با استفاده از این روش تحلیلی مطالعات متعددی برای بررسی سازه‌های بتنی صورت گرفته است. در سال ۱۷۴۸ یک گنبد ترک‌خورده با تقسیم به چند پوسته‌ی متصل به هم مورد بررسی قرار گرفت.^[۴] اساس روش مورد استفاده در این مطالعه بر پایه‌ی روش به‌کارگرفته شده در قرن هفدهم است که به روش تحلیل حدی امروزی نزدیک بوده است. نظریه‌ی امروزی تحلیل حدی در سال ۱۹۳۶ تا ۱۹۵۰ پایه‌ریزی شده است.^[۵] مقایسه‌ی نتایج حاصل از روش تحلیل حدی و تحلیل غیرخطی مصالح و هندسی، نشان‌گر دقت بالایی تحلیل حدی در تخمین ظرفیت نهایی یک



شکل ۳. در نظر گرفتن مقاومت فشاری در محاسبه نقطه دوران دیوار. [۱۰]

ارتفاع سازه از روی فونداسیون و T_S سکانت زمان تناوب (رابطه ۳) است. [۷] سایر روابط محاسبه‌ی پارامترهای رابطه‌ی ۲ در فرمول‌های ۳ تا ۹ ارائه شده است. [۷]

$$T_S = 2\pi \sqrt{\frac{d_S^*}{a_S^*}} \quad (3)$$

$$d_S^* = 0.72 d_u^* \quad (4)$$

$$a_S^* = a_u^* \left(1 - \frac{d_S^*}{d_u^*}\right) \quad (5)$$

$$a_u^* = \frac{\alpha_u \sum_{i=1}^{n+m} P_i}{M^*} = \frac{\alpha_u g}{e^*} \quad (6)$$

$$M^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}\right)^2}{g \sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{x,i}^2} \quad (7)$$

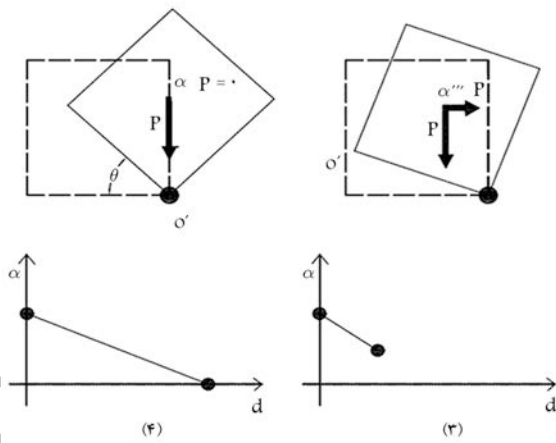
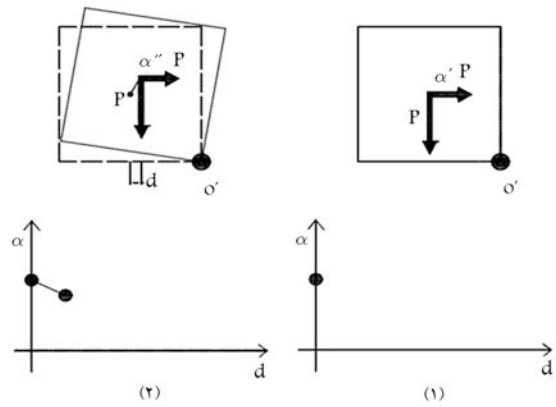
$$d^* = d_K \frac{\sum_{i=1}^{n+m} P_i \delta_{X,i}}{\delta_{X,k} \sum_{i=1}^{n+m} P_i} \quad (8)$$

$$a^* = a_u^* \left(1 - \frac{d^*}{d_u^*}\right) \quad (9)$$

در روابط فوق d^* براساس رابطه‌ی ۸ به‌ازای $d_{K,0}$ (فاصله‌ی افقی مرکز جرم سازه و محل دوران در هنگام ناپایداری نهایی)، a^* شتاب طیفی معادل ضریب ایمنی جانبی سازوکار، d^* جابه‌جایی طیفی لرزه‌یی، a^* شتاب طیفی لرزه‌یی، $\delta_{X,i}$ تغییر مکان نسبی جانبی محل اعمال بار i ام، M^* جرم مؤثر سازوکار جنبشی، e^* جزء خرد جرم مؤثر سازه، P_i نیروی i ام مؤثر بر سازه، $n+m$ تعداد بارهای وارده بر سازه، a_u^* ضریب ایمنی سازه در برابر نیروی جانبی، d_S^* جابه‌جایی طیفی مجاز ظرفیت و a_S^* شتاب طیفی نظیر جابه‌جایی d_S^* (رابطه‌ی ۹) است. [۷] شایان ذکر است که در این نظریه طیف تقاضا به‌صورت خطی در نظر گرفته می‌شود و فرمول هندسی آن مطابق رابطه‌ی ۹ است. در این روش ضریب ایمنی رفتار خارج از صفحه از دوران دیوار حول کنج دیوار و با در نظر گرفتن مقاومت فشاری جابه‌جایی نقطه‌ی دوران به‌میزان t ازکنج دیوار و با در نظر گرفتن مقاومت فشاری مصالح مصرفی (شکل ۳) محاسبه کرد.

۳. مطالعه‌ی موردی

بسیاری از سازه‌های بنایی قدیمی در کشور دارای دیوارهای ضخیم باربرند که اگرچه ممکن است ضوابط درصد دیوار نسبی را برآورده کنند اما به‌دلیل ضعف در یک‌پارچگی عملکرد دچار شکست‌های موضعی می‌شوند. در شکل ۴ و ۵ دو نمونه از این نوع ساختمان‌ها که متعلق به دو دوره‌ی متفاوت تاریخی در کشور هستند، نشان



شکل ۴. نحوه بررسی سازوکار خرابی در روش حدی غیر خطی. [۱۰]

در این حالت از تلاقی طیف ظرفیت و طیف تقاضا (که در بخش بعد به‌صورت مفصل‌تر توضیح داده می‌شود)، نقطه‌ی عملکرد سازه محاسبه می‌شود.

در روش تحلیل حدی جنبشی طیف ظرفیت (غیرخطی) سازوکاری ایمن است که براساس رابطه ۱ تقاضای جابه‌جایی کم‌تر از ظرفیت نهایی جابه‌جایی در آن سازوکار باشد. [۷]

$$\Delta_d(T_S) \leq d_u^* \quad (1)$$

$$T_S < 1.5 T_1 \quad \Delta_d(T_S) = a_g S \frac{T_S^2}{4\pi^2} \left(\frac{3(1 + \frac{Z}{H})}{1 + (1 - \frac{T_S}{T_1})^2} - 0.5 \right)$$

$$1.5 T_1 \leq T_S < T_D \quad \Delta_d(T_S) = a_g S \frac{1.5 \Delta T_1 T_S}{4\pi^2} \left(1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right)$$

$$T_D \leq T_S \quad \Delta_d(T_S) = a_g S \frac{1.5 \Delta T_1 T_b}{4\pi^2} \left(1.9 + 2.4 \frac{Z}{H} \right) \quad (2)$$

در روابط فوق $\Delta_d(T_S)$ تغییر مکان تقاضا و d_u^* تغییر مکان ظرفیت برابر کمینه دو تغییر مکان است که یکی ۴۰ درصد جابه‌جایی نهایی است که در آن ضریب ایمنی جانبی بار زلزله (α_u) برابر صفر شود و دیگری جابه‌جایی است که سبب ناپایداری موضعی شود (مانند لغزش تیر از روی دیوار)، a_g شتاب مبنای طرح برای احتمال ۱۰ درصد در ۵۰ سال، S ضریب نوع خاک، T_1 زمان تناوب اصلی سازه، T_D پارامتر نوع طیف براساس استاندارد ایتالیا، Z ارتفاع مرکز ثقل سازه از روی فونداسیون، H

مترمکعب، و وزن سقف نیز برابر با ۹۲۵ کیلوگرم بر متر مربع برآورد شده است. بار زنده برای بام معادل ۱۵۰ و برای کف در طبقه‌ی همکف ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع در نظر گرفته شد. توزیع بار روی دیوارها با توجه به نوع کاربری ساختمان در ترکیب بار مرده به‌اضافه‌ی ۲۰ درصد بار زنده (DL+۰.۲LL) برای محاسبه‌ی بار لرزه‌ای محاسبه شد.^[۱۴]

سطح اطلاعات براساس آیین‌نامه‌ی ایتالیا برابر کمینه در نظر گرفته شد که در این حالت می‌توان از مشخصات مکانیکی مصالح، بدون انجام آزمایش و براساس بررسی مطالعات مشابه و مدارک فنی موجود برای مدل‌سازی بهره جست. در این حالت ضریب اطلاعات براساس O.P.C.M۳۴۳۱ برابر ۱/۳۵ است. این بدان معناست که تغییر مکان نهایی محاسبه‌شده باید به‌میزان ۳۵ درصد کاهش یابد.^[۱۵] با این توضیحات مقاومت فشاری واحد آجرکاری بدون انجام آزمایش و براساس بررسی مطالعات مشابه موجود برابر ۱ MPa در نظر گرفته شد.

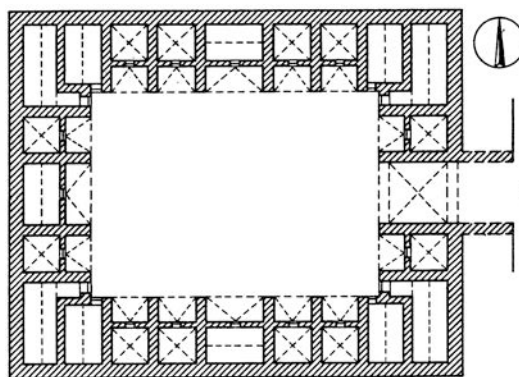
شتاب طرح زلزله در شهر مشهد برابر ۰/۳۵ شتاب ثقل برای زلزله‌ی با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال براساس مطالعه‌ی تحلیل خطر انجام‌شده توسط پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله برای مهندسان مشاور آستان قدس رضوی در نظر گرفته شده است.

براساس گزارشات مکانیک خاک، خاک ساختمانی از نوع ۳ مطابق با ویرایش سوم آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ در نظر گرفته شده است.^[۱۶] این خاک معادل خاک نوع C استاندارد ایتالیایی با ضریب خاک $S=۱/۲۵$ است.^[۱۷] یادآور می‌شود که تعریف پارامتر S در آیین‌نامه‌ی ایتالیایی با آیین‌نامه‌ی ایران تفاوت دارد. پارامتر S در آیین‌نامه‌ی ایتالیا نشان‌گر مقدار طیف بازتاب به‌ازای پرورد صفر است که این ضریب در خاک نوع ۳ براساس استاندارد ایتالیا برابر ۱/۲۵ است، ولی در آیین‌نامه‌ی ایران این مقدار برابر ۱ است. به‌همین منظور ضریب S محتاطانه برابر ۱/۲۵ در نظر گرفته شد.

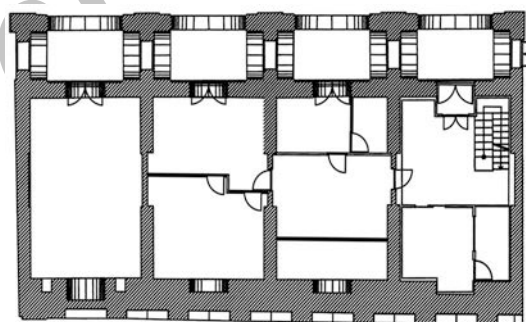
۱.۳. ارزیابی آسیب‌پذیری با روش ساده‌شده‌ی تحلیل حدی جنبشی طیف ظرفیت

پس از برداشت وضع موجود و مشخص شدن هندسه و تعیین پارامترهای لازم، اقدام به شناسایی سازوکارهای خرابی شده است که تعداد آن‌ها به ۲۱ عدد رسید. این سازوکارها در دو دسته‌ی کلی شامل واژگونی خارج از صفحه‌ی دیوارها و بروز ترک قطری در رفتار درون صفحه‌ی آن‌ها در نظر گرفته شد. از این مرحله به بعد، سازوکارهای مذکور به‌عنوان نماینده‌ی رفتار کل ساختمان تلقی شده و بررسی‌های بعدی در مورد آن‌ها انجام شده است. شایان ذکر است که به‌دلیل عدم وجود کلاف‌بندی قائم بین دیوارها و مشاهدات عینی، دیوارهای متعامد بدون اتصال مقاوم در برابر حرکت زلزله در نظر گرفته شده‌اند. همچنین به‌دلیل صلبیت سقف تیرچه بلوک و با قبول استحکام کلاف‌بندی تراز بام و همچنین ارزیابی کیفی درمورد پی بنا و اطمینان از استحکام آن، سازوکارهای خرابی فقط برای دیوارها در نظر گرفته شده‌اند. به‌طور عام، ممکن است سازوکار خرابی موضعی در سقف یا در سایر اجزای ساختمان نیز قابل تصور باشد. بدین ترتیب تعداد دو سازوکار درخصوص واژگونی جان‌پناه‌های بنا، یازده سازوکار برای مود خرابی خارج از صفحه و هشت مورد نیز برای سازوکار خرابی درون صفحه‌ی دیوارها در نظر گرفته شد. این تعداد سازوکار به‌گونه‌ی انتخاب شد که ضمن پوشش رفتار کل بنا، از تحلیل تکراری دیوارهای مشابه پرهیز شود. موقعیت سازوکارهای انتخاب‌شده در شکل ۷ نشان داده شده است.

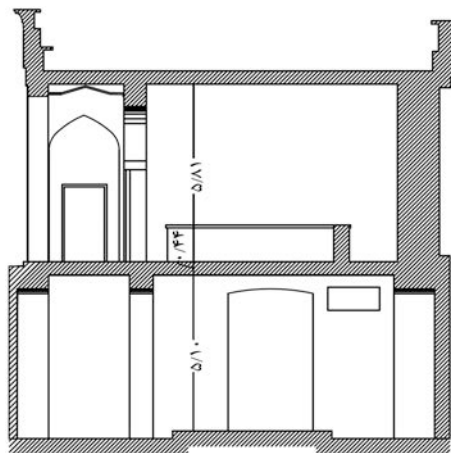
داده شده است. عمده‌ی ساختمان‌های قدیمی دارای کلاف‌های افقی و قائم نیستند، اما در برخی ساختمان‌های دهه‌ی ۵۰ به بعد از سقف تیرچه بلوک و کلاف افقی بتنی در تراز بام استفاده شده است. در این مطالعه توانایی این روش درخصوص تحلیل ساختمان‌های بتنی کلاف‌دار با مطالعه‌ی موردی ساختمان شکل ۵ نشان داده می‌شود. ساختمان مذکور دارای یک طبقه‌ی زیرزمین و یک طبقه‌ی همکف است (شکل ۶)، و سیستم باربر جانبی آن دیوارهای باربر، سقف آن تیرچه بلوک و دارای کلاف افقی در تراز سقف‌هاست. دیوارها از نوع آجرفشاری با ملات ماسه سیمان و به وزن ۱۸۵۰ کیلوگرم بر



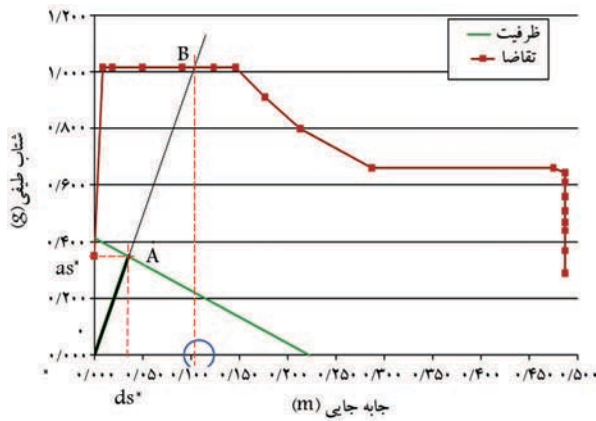
شکل ۴. پلان کاروانسرای میراسماعیل واقع در بازار اصفهان، دوره ساخت: صفویه، ابعاد به متر.^[۱۳]



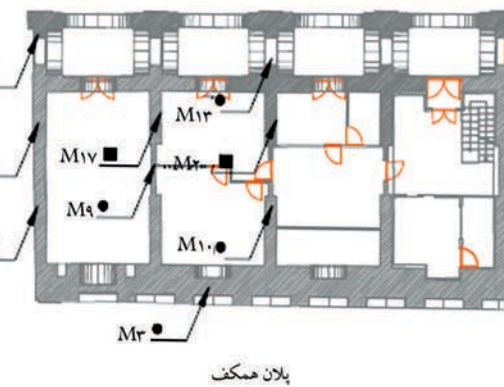
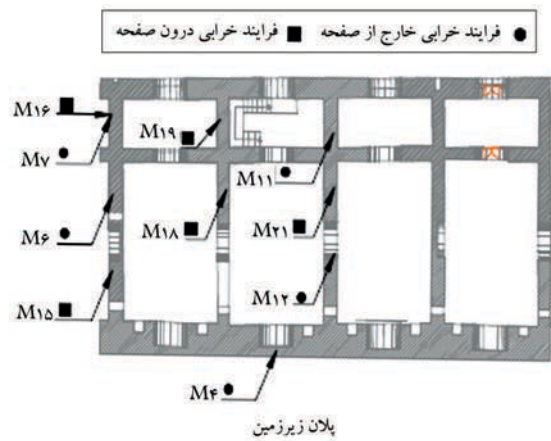
شکل ۵. پلان همکف ساختمان مطالعه شده در مشهد، دوره ساخت: دهه‌ی ۶۰، ابعاد به متر.



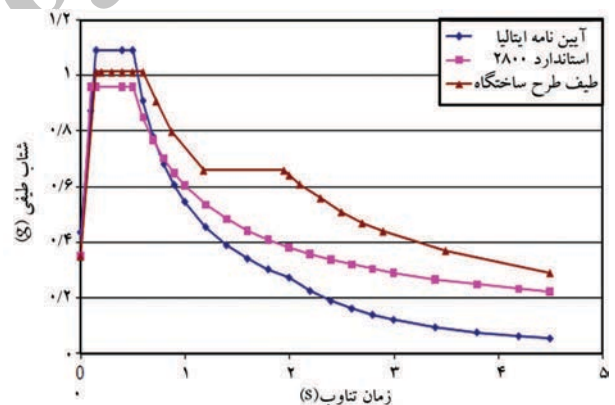
شکل ۶. یکی از مقاطع عرضی ساختمان مورد مطالعه، ابعاد به متر.



شکل ۹. طیف عملکرد سازوکار شماره ۲ مربوط به واژگونی جان‌پناه جنوبی.



شکل ۷. محل و نوع سازوکارهای خرابی مطالعه شده.



شکل ۸. مقایسه طیف آیین‌نامه‌ی ایتالیا، استاندارد ۲۸۰۰ و طیف طرح ساختمان.

می‌شود جابه‌جایی نهایی که با علامت دایره مشخص شده جابه‌جایی نظیر نقطه‌ی B است که از تقاطع خط OA و نمودار تقاضا به دست آمده است.

نتیجه‌ی بررسی ۲۱ سازوکار مطالعه‌شده در این ساختمان نشان داد که تعداد ۱۲ سازوکار در مقابل رخداد زلزله با احتمال ۱۰ درصد وقوع در ۵۰ سال ضریب ایمنی کافی ندارند و ساختمان دچار ناپایداری موضعی می‌شود. به‌طور متوسط سازوکارهای واژگونی جان‌پناه‌ها ۴۳٪ درصد و مودهای خرابی خارج از صفحه ۱۹٫۷ درصد کمبود ظرفیت دارند؛ همچنین ۲۵ درصد سازوکارهای خرابی داخل صفحه نیازمند بهسازی هستند. این در حالی است که درصد دیوار نسیبی ساختمان از حد تعیین شده در استاندارد ۲۸۰۰ به‌مراتب بیشتر است و عدم وجود کلاف قائم از دلایل اصلی رخداد سازوکارهای درون‌صفحه‌ای است؛ عدم وجود کلاف‌های قائم و یک‌پارچگی بنا سبب رخداد سازوکارهای واژگونی جان‌پناه‌ها و سازوکارهای خارج از صفحه می‌شود. به‌هر حال نتایج ارائه‌شده نشان‌گر کارایی روش تحلیل حدی در تخمین همگی حالات ممکن است. درصد دیوار نسیبی در جهات مختلف و در طبقات مختلف در جدول ۱ ارائه شده است.

همچنین مقایسه‌ی ایمنی دیوارهای مطالعه‌شده در رفتار خارج از صفحه با استفاده از روش تحلیل حدی جنبشی غیرخطی و ضوابط دست‌والعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های بنایی موجود^[۱۱] نشان می‌دهد که سازوکارهای شماره‌ی ۴، ۵، ۱۰، ۱۱، ۱۲، ۱۳، ۱۷ و ۲۰ که براساس جدول ۲ نیازمند بهسازی هستند - براساس جدول ۳ ضابطه‌ی ایمنی را تأمین می‌کنند. علت این موضوع اعمال شرایط مرزی عدم وجود اتصال مقاوم در برابر زلزله‌ی دیوارهای متعامد در بررسی رفتار خارج از صفحه در تحلیل حدی جنبشی است، حال آن که در نشریه‌ی ۳۷۶ ضوابط با فرض وجود کلاف‌های قائم داده شده است. بنابراین با توجه به نتایج حاصله و توجه به این مطلب که سازوکارهای خارج از صفحه خرابی گسترده‌تر بنا و افزایش تلفات جانی بیشتر نسبت به سازوکارهای درون‌صفحه را به‌همراه دارد، مطالعه‌ی دقیق‌تر رفتار خارج از صفحه اهمیت بیشتری پیدا می‌کند. به‌همین دلیل سازوکارهای خارج از صفحه در مقابل نوع داخل صفحه تحت عنوان سازوکارهای

جدول ۱. درصد دیوارنسیبی موجود و مقایسه آن با آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰.

	جهت طولی	جهت عرضی	کمینه آیین‌نامه‌ی
زیرزمین	۱۳٫۸	۱۱٫۷	۸
همکف	۱۴٫۸	۱۰٫۸	۶

جدول ۲. بررسی ایمنی سازوکارهای خرابی قبل از بهسازی با روش تحلیل حدی جنبشی طیف ظرفیت.

سازوکار	تغییر مکان ظرفیت قبل از بهسازی	تغییر مکان تقاضا		نیاز به بهسازی
		طیف طرح ساختمانه	طیف طرح کد ایتالیا	
M1	۰/۰۴	۰/۰۸	۰/۱۳	دارد
M2	۰/۰۷	۰/۱۱	۰/۱۶	دارد
M3	۰/۰۴	۰/۳۲	۰/۲۵	دارد
M4	۰/۰۴	۰/۱۶	۰/۱۰	دارد
M5	۰/۱۳	۰/۱۸	۰/۱۸	دارد
M6	۰/۱۴	۰/۱۳	۰/۰۹	ندارد
M7	۰/۱۶	۰/۰۹	۰/۰۵	ندارد
M8	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۱۲	ندارد
M9	۰/۰۶	۰/۲۷	۰/۲۵	دارد
M10	۰/۰۹	۰/۱۱	۰/۱۱	دارد
M11	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۷	دارد
M12	۰/۱۳	۰/۱۴	۰/۰۹	دارد
M13	۰/۱۳	۰/۱۸	۰/۱۸	دارد
M14	۰/۳۱	۰/۲۱	۰/۲۱	ندارد
M15	۰/۱۹	۰/۱۸	۰/۱۲	ندارد
M16	۰/۱۸	۰/۱۴	۰/۰۸	ندارد
M17	۰/۲۰	۰/۲۶	۰/۲۴	دارد
M18	۰/۱۹	۰/۱۸	۰/۱۲	ندارد
M19	۰/۱۹	۰/۱۷	۰/۰۹	ندارد
M20	۰/۱۹	۰/۲۳	۰/۲۳	دارد
M21	۰/۲۰	۰/۱۹	۰/۱۱	ندارد

اولیه در مقابل سازوکارهای ثانویه نام گرفته‌اند. [۱۵] شایان ذکر است که روش مورد استفاده در این مقاله برگرفته از آیین‌نامه‌ی رایج کشور ایتالیا [۱۶] است و صحت نتایج آن به اعتبار آیین‌نامه‌ی مذکور متکی است. همچنین دقت قابل قبول نتایج روش تحلیل حدی ساده‌شده در تحقیقات مختلف [۱۶ و ۱۷] نیز نشان داده شده است، اما تحقیقات آزمایشگاهی بر روی ساختمان‌های با مصالح بومی قابل توصیه است و زمینه‌ی استفاده‌ی گسترده‌تر از روش فوق را در کشور فراهم می‌کند.

۴. نتیجه‌گیری

۱. به دلیل سهولت و سرعت انجام مطالعات و نیز توجه به وقوع خرابی‌های موضعی، روش تحلیل حدی جنبشی با استفاده از طیف ظرفیت یک روش کاربردی در خصوص تحلیل آسیب‌پذیری لرزه‌ی ساختمان‌های بتنی و به ویژه بناهای تاریخی به شمار می‌آید.
۲. بررسی ۲۱ سازوکار خرابی ساختمان مورد مطالعه حاکی از آن است که به طور متوسط سازوکارهای واژگونی جان پناه‌ها ۴۳ درصد و سازوکارهای خرابی خارج از صفحه ۱۹٫۷ درصد کمبود ظرفیت لرزه‌ی دارند و تنها ۲۵ درصد سازوکارهای خرابی داخل صفحه نیازمند بهسازی‌اند.
۳. عدم وجود کلاف قائم از دلایل اصلی رخداد سازوکارهای درون صفحه است؛ این در حالی است که درصد دیوار نسبی ساختمان از حد تعیین شده در استاندارد ۲۸۰۰ به مراتب بیشتر است.
۴. عدم وجود اتصال مناسب دیوارهای متعامد به یکدیگر -- علی‌رغم تأمین ضابطه نسبت ضخامت به ارتفاع براساس نشریه ۳۷۶ -- رخداد سازوکارهای خارج از صفحه را تسهیل می‌کند. لذا استفاده از تحلیل حدی جنبشی به منظور بررسی دقیق‌تر سازوکارهای خارج از صفحه قویاً پیشنهاد می‌شود.

علامه

- T_1 : زمان تناوب اصلی سازه
 H : ارتفاع سازه از روی فونداسیون
 Z : ارتفاع مرکز ثقل سازه از روی فونداسیون
 a : ضریب ایمنی سازه در برابر نیروی جانبی
 M^* : جرم موثر مکانیزم جنبشی
 e^* : جزء خرد جرم موثرسازه
 P_i : نیروهای موثر بر سازه
 $n + m$: تعداد بارهای وارده به سازه
 $\Delta d(T_S)$: جابجایی تقاضا
 d^* : جابجایی طیفی
 a^* : شتاب طیفی لرزه‌ی
 d_u^* : جابجایی ظرفیت طیفی
 a_g : شتاب طراحی معادل ۱۰ درصد در ۵۰ سال
 a^* : شتاب طیفی معادل ضریب ایمنی جانبی مکانیزم
 $\delta_{X,i}$: تغییر مکان نسبی جانبی محل اعمال بار i ام
 d_k : جابجایی نظیر نقطه k

جدول ۳. بررسی ایمنی رفتار خارج از صفحه براساس نشریه ۳۷۶.

دیوار	h	t	h/t	حداکثر مجاز [۱۱]
M3	۵٫۳۶	۰/۴۲	۱۲٫۸	۱۰
M4	۴٫۴۹	۰/۴۲	۱۰٫۷	۱۵
M5	۶٫۲	۰/۷	۸٫۹	۱۰
M6	۵٫۵۹	۰/۸۳	۶٫۷	۱۵
M7	۳٫۹۸	۰/۸۵	۴٫۷	۱۵
M8	۳٫۷۳	۰/۶۲	۶	۱۰
M9	۶٫۲۰	۰/۲۷	۲۳٫۰۰	۱۰
M10	۳٫۷۴	۰/۶۲	۶٫۰۰	۱۰
M11	۵٫۷۳	۰/۸۳	۶٫۹۰	۱۵
M12	۵٫۷۳	۰/۸۰	۷٫۲۰	۱۵
M13	۶٫۲۵	۰/۶۶	۹٫۵۰	۱۰

پانوشٹ

1. participating mass
2. fraction of participating mass

منابع

1. Lemos, J. "Discrete element modelling of the seismic behaviour of stone masonry arches", In G. Pande, J. Middleton, and B. Kralj (Eds.), *Computer Methods in Structural Masonry*, 4, pp. 220-227 (1997).
2. Sincaian, G., *Seismic Behaviour of Block Masonry Structures: A Discrete Element Method Approach*, PhD thesis, Universidade T'ecnica de Lisboa and Instituto Superior T'ecnico, (2001).
3. Lourenco, P. and Rots, J. "A multi-surface interface model for the analysis of masonry structures", *J. Engrg. Mech.*, 123(7), pp. 660-668 (1997).
4. Heyman, J. "The safety of masonry arches", *Int. J. Mech. Sci.*, 11, pp. 363-385 (1969).
5. Nielsen, M., *Limit Analysis and Concrete Plasticity*, (Second ed.), CRC (1999).
6. Lourenco, P.B. "Analysis of historical constructions: From thrust-lines to advanced simulations", *Proceeding of P.B. Lourenço P. Roca, (eds) Historical Constructions*, Guimarães, University of Minho (2001).
7. O.P.C.M. 3274, 20/03/2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica & O.P.C.M. 3431/05 09/05/2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM 3274/03 [in Italian].
8. آرشیو عکس پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، (www.iiees.ac.ir).
9. Lourenco, P.B. "Computations on historic masonry structures", *Progress in Structural Engineering and Materials*, 4, pp. 301-319 (2002).
10. Class lectures of Advanced Master in structural analysis of monuments and historical buildings, University of Minho, Guimaraes, Portugal (2008).
11. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ی ساختمان‌های بنایی غیرمسلح موجود، نشریه ۳۷۶، چاپ اول، انتشارات سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور (۱۳۸۶).
12. Orduña, A., *Seismic Assessment of Ancient Masonry Structures by Rigid Blocks Limit Analysis*, Ph. D. thesis, University of Minho, Department of Civil Engineering Guimarães Portugal (2003).
۱۳. کیانی، محمدیوسف و کلایس، ولفرام، فهرست کاروانسراهای ایران، جلد دوم، چاپ اول، انتشارات سازمان میراث فرهنگی کشور (۱۳۶۸).
۱۴. آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله استاندارد، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ ویرایش سوم، کمیته دائمی بازنگری آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، انتشارات مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن (۱۳۸۴).
15. Giuffrè, A., *Safety and Maintenance of the Historical Centers*, The Ortigia case. Bari, Laterza (1993).
16. Pashanejati, S.R., *Seismic Assessment of Strengthening Methods of Masonry Construction by Simplified Kinematic Limit Analysis*, Msc Thesis, Technical Univ. of Catalonia(UPC), School of Civil Engineering, Barcelona, Spain (2008).
17. Cuzilla, R., *Application of Capacity Spectrum Method to Medieval Constructions*, Msc Thesis, Technical Univ. of Catalonia (UPC), School of Civil Engineering, Barcelona, Spain (2008).