

ارزیابی ایمنی لرزه‌ای بنای تاریخی ارگ علیشاه تبریز با استفاده از آنالیز اجزای محدود و آنالیز حدی جنبشی ساده شده

محمود حسینی^۱، مجید پورامینیان^{۲*}، ارژنگ صادقی^۳

۱. دانشیار، عضو هیات علمی پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله
۲. استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد رامسر
۳. دانشیار، عضو هیات علمی دانشگاه شهید مدنی آذربایجان

mpouraminian@iauramsar.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۳/۲۷]

تاریخ دریافت: [۱۳۹۳/۱۱/۲۳]

چکیده- امروزه برای آنالیز سازه‌های مختلف بیشتر، ابزارهای قدرتمندی مانند نرم‌افزارهای اجزای محدود سه بعدی استفاده می‌شود. اما به کارگیری این نرم‌افزارها برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای، آنالیز و ارایه طرح بهسازی سازه‌های تاریخی با مشکلاتی همراه است. آنالیز حدی جنبشی ساده شده، روشی قدرتمند برای آنالیز بناهای تاریخی است که در نشریه O.P.C.M.3431 کشور ایتالیا استفاده از آن برای ارایه طرح بهسازی ساختمان‌های بنایی مجاز است. روابط استفاده شده در این روش بر مبنای اصل کار مجازی به دست آمده‌اند. اطلاعات مورد نیاز در این روش، برای مدلسازی و ارزیابی ایمنی لرزه‌ای سازه‌ها بسیار کمتر و قابل دسترس است. در این مقاله پژوهشی در رابطه با قابلیت‌های این روش برای ارزیابی ایمنی لرزه‌ای بنای تاریخی ارگ علیشاه تبریز صورت گرفته است و راستی‌آزمایی نتایج به دست آمده از این روش با نتایج آنالیز عددی نرم‌افزار ANSYS.V10 مقایسه شده است. نتایج نشان داد که سازه در برابر بارهای لرزه‌ای مستعد منطقه ایمنی لازم را ندارد. شتاب مبنای طرح ساختمان ارگ $0.35g$ احتمال وقوع ۱۰٪ در ۵۰ سال است. نتایج آنالیز دو روش گفته شده با یکدیگر همخوانی خوبی داشت. سرعت آنالیز و عدم نیاز به اطلاعات دقیق از ویژگی‌های مکانیکی مصالح از مهمترین ویژگی‌های روش آنالیز حدی جنبشی ساده شده است. همچنین اطلاع دقیق از مقادیر تنش و تغییر مکان در نقاط مختلف سازه، زمان گسیختگی، تقدم و تاخر گسیختگی دیوارها نسبت به هم از ویژگی‌های مهم روش اجزای محدود است. به نظر می‌رسد که روش آنالیز حدی جنبشی ساده شده می‌تواند به عنوان روشی سریع و کم هزینه برای ارزیابی اولیه ایمنی لرزه‌ای سازه‌های بنایی مورد استفاده پژوهشگران قرار گیرد.

کلید واژگان: ایمنی لرزه‌ای، بناهای تاریخی، آنالیز حدی جنبشی ساده شده، آنالیز اجزای محدود، ارگ علیشاه تبریز

۱. مقدمه

مشاهده است. شهر تبریز یکی از شهرهای زلزله خیز ایران و با خطر نسبی زلزله خیلی زیاد است. پس با توجه به وجود گسل‌های متعدد در این منطقه و همچنین اهمیت این بنا از لحاظ تاریخی، فرهنگی و گردشگری ارزیابی ایمنی این بنا را اجتناب ناپذیر می‌سازد. مطالعاتی به وسیله فلاحی و همکاران برای تعیین ویژگی‌های دینامیکی سازه و ساختگاه ارگ تبریز به کمک اندازه‌گیری‌های میکروتیرمور و سرعت موج برشی [۳] انجام شده است. تاکنون پژوهش‌های زیادی در رابطه با آسیب‌پذیری لرزه‌ای بناهای تاریخی در ایران و

استان آذربایجان شرقی ۳/۶ درصد از کل آثار و بناهای تاریخی کشور را در خود جای داده است که تعداد زیادی از این بناها در مرکز استان، شهر تبریز واقع شده‌اند. یکی از این بناهای شکوهمند، بنای تاریخی ارگ تبریز یا ارگ علیشاه تبریز است (شکل ۱). قدمت این بنای عظیم آجری به عهد ایلخانیان باز می‌گردد. بقایای موجود ارگ علیشاه با پلان U شکل، تنها بخش کوچکی از کل این مجموعه معماری تاریخی بوده است [۱و۲]. نمای بنای موجود در شکل (۲) قابل

حل نرم‌افزاری آن به وسیله‌ی برنامه‌های اجزای محدود زمان‌بر است. آنالیز حدی جنبشی ساده‌شده^۱، روشی قدرتمند برای آنالیز بناهای تاریخی است که در نشریه **O.P.C.M.3431** کشور ایتالیا استفاده از آن را برای ارزیابی لرزه‌ای و ارایه طرح بهسازی ساختمان‌های بنایی به دو روش خطی و غیرخطی مجاز دانسته است.

شکل (۱). تصویر هوایی محوطه ارگ علیشاه تبریز



Figure1. Aerial photo of Arge- Alisha Tabriz site (Google Earth 2012).

شکل (۲). نمای جنوبی و شمالی (از چپ به راست)



Figure2. Southern façade of Arge- Tabriz (right side), northern façade of Arge- Tabriz (left side).

در این پژوهش به دلیل سهولت و سرعت محاسبات از روش آنالیز خطی استفاده شده است. در روش خطی شتاب محرکی که سبب رخداد اولین حرکت بلوک صلب می‌شود، به عنوان ناپایداری در نظر گرفته می‌شود. به علت رفتار جعبه‌ای ساختمان‌های بنایی اغلب سازوکار گسیختگی موضعی بسیار مهمتر از سازوکار گسیختگی کلی است. رفتار واقعی سازه‌های بنایی در رخدادهای زلزله‌های شدید نیز نشان می‌دهد که در بسیاری از موارد مکانیزم‌های خرابی موضعی باعث خرابی و تلفات جانی می‌شوند. این خرابی‌های موضعی مانع به هم پیوستگی سازه و رفتار یک پارچه‌ای اعضای آنها می‌شوند و فرضیات تحلیل معمول مبتنی به رفتار پیوسته را بر هم می‌زنند. پس فرض این روش بر این است که خرابی به صورت موضعی اتفاق افتاده و قطعات بزرگی از سازه در زلزله

سراسر دنیا به روش ماکرو مدل انجام گرفته است. برای اولین بار در ایران در سال ۱۹۸۷ میلادی مطالعات گسترده‌ای روی بناهای تاریخی مهم ایران به وسیله‌ی حجازی و میرقادری انجام گرفت و با شناسایی سیستم سازه‌ای و ارزیابی ایمنی ثقلی و لرزه‌ای بناهای گفته شده توصیه‌هایی برای حفظ و نگهداری بناها ارایه شد [۴]. بعد از آن پژوهش‌های زیادی در رابطه با آنالیز ماکرو مدل بناهای تاریخی انجام گرفته است. مولفان نیز در این زمینه فعالیت‌هایی داشته‌اند [۱ و ۲]. به طور کلی پژوهش‌های انجام شده درباره‌ی آنالیز لرزه‌ای بناهای تاریخی با استفاده از روش حدی جنبشی ساده چندان گسترده نبوده است و از جمله پژوهشگرانی که پژوهشی در این زمینه انجام داده‌اند عبارتند از Betti & Galano, 2012 که با مطالعه موردی بنای Vicarious Palace در ایتالیا، آسیب پذیری لرزه‌ای آن را با استفاده از دو روش آنالیز حدی و آنالیز استاتیکی غیرخطی مدل اجزای محدود شناسایی و روش‌های مقاوم‌سازی مناسبی ارایه داده‌اند [۶]. همچنین Pashanejati & Climent, 2010 نیز با استفاده از روش آنالیز حدی جنبشی ساده شده و مطالعه موردی تکیه‌ی امیرچخماق در ایران اقدام به ارزیابی ایمنی لرزه‌ای این بنای تاریخی نموده و پس از تشخیص مکانیزم‌های محتمل گسیختگی و ایمنی هر مود گسیختگی طرح بهسازی ارایه داده‌اند [۷]. مقاله دیگری در سال ۱۳۸۹ به وسیله‌ی پاشا نجاتی و همامی ارایه شد که در آن از روش تحلیل حدی جنبشی برای ارزیابی آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی قدیمی استفاده شد. در مقاله گفته شده نتایج به دست آمده با دو ضابطه طراحی موجود در آیین‌نامه زلزله‌ی کشور ایران مقایسه شده است [۸].

۲. آنالیز حدی جنبشی ساده شده

سازه‌های مصالح بنایی تاریخی دارای هندسه پیچیده است و اغلب از قسمت‌های داخلی حجیم تشکیل دهنده بدنه سازه و توالی و تسلسل در ساخت اطلاعات دقیق و مستندی وجود ندارد. از سوی دیگر انجام آزمایش‌های مخرب برای تشخیص خواص مکانیکی مصالح برخلاف منشورهای بین‌المللی است. پس ایجاد یک مدل عددی برای آنالیز سازه‌ای کاری دشوار به نظر می‌رسد و در صورت توانایی ایجاد چنین مدلی اغلب،

می‌آید. a_g نسبت شتاب مبنای طرح ساختگاه برای احتمال فراگذشت ۱۰ درصد در ۵۰ سال عمر مفید سازه که نسبتی از شتاب ثقل است و در آیین نامه مقررات ملی ساختمان (مبحث ۶) برای شهر تبریز ۰/۳۵ تعیین شده است. [۱۰، ۱۱]

S، ضریب خاک که بسته به نوع خاک ساختگاه مقادیر متفاوتی دارد و از طیف الاستیک و برای زمان تناوب صفر به دست می‌آید [۹]. در طیف با شکل ثابت مقدار طیف در زمان تناوب صفر برابر شتاب زمین است. Z ارتفاع مرکز جرم‌ها که تولید نیروهای افقی روی المان‌های زنجیره‌ی سینماتیکی می‌نماید از روی شالوده. H ارتفاع کل ساختمان از روی شالوده و q ضریب رفتار طبق آیین‌نامه جدید ایتالیا معادل ۲ توصیه شده است. طبق توصیه آیین‌نامه بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های مصالح بنایی غیرمسلح موجود ضریب رفتار برابر ۱/۲۵ در نظر گرفته شده است [۱۲]. در این پژوهش نتایج آنالیز برای هر دو مقدار ضریب رفتار محاسبه و نتایج در جدول (۱) نشان داده شده است.

شتاب طیفی ظرفیت نیز بر پایه اصول کار مجازی تعیین خواهد شد. با اعمال دوران مجازی θ_k برای بلوک تعمیم یافته k، امکان تعیین تغییرمکان‌ها به صورت تابعی از دوران و هندسه سازه در اثر نیروهای مختلف اعمالی مطابق برای اعمال نیروها، وجود دارد [۹]. در این مقاله برای تعیین شتاب طیفی ظرفیت از روابط ارائه شده در نشریه O.P.C.M.3431 استفاده می‌شود که در رابطه (۲) نشان داده شده است. W_i وزن مرده قطعات صلب که در سازوکار مشارکت دارند، P_i نیروی وزن انتقال داده شده از دیگر المان‌ها به قطعه صلب سازوکار شده (در مقاله حاضر چنین نیرویی نداریم)، M جرم موثر مشارکت یافته، g شتاب ثقل، δ_{xi} تغییرمکان‌های مجازی افقی در نقاط اعمال نیروهای متمرکز خارجی و وزن است. پس از آنالیز حدی جنبشی ساده شده به روش خطی، ضریب ایمنی (C)، شتاب طیفی تقاضا و شتاب طیفی ظرفیت سازه مطابق جدول (۱) به دست آمده است. در روش حدی جنبشی شناخت سازوکارهای گسیختگی

گسیخته می‌شود. برای تشخیص سازوکارهای گسیختگی امکان‌پذیر در سازه، می‌توان از خرابی سازه‌های مشابه در زلزله‌های گذشته الهام گرفت. سازوکار گسیختگی در سازه‌های مصالح بنایی تاریخی به دو صورت درون صفحه و برون صفحه اتفاق می‌افتد که سازوکار برون صفحه آن شایع‌تر است. در شکل (۳) سازوکارهای گسیختگی جنبشی و ضرایب ایمنی مربوط به آنها که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته‌اند نشان داده شده است. هرچند با استفاده از روش آنالیز حدی نمی‌توان تغییرمکان‌ها و تغییرشکل‌ها را به دست آورد، اما در بسیاری از مسایل مهندسی تعیین ایمنی در برابر بارهای لرزه‌ای کفایت می‌کند و این روش را می‌توان برای سازه‌های بزرگ و پیچیده نیز به کار برد در حالی که عملاً آنالیز سه بعدی سازه‌های پیچیده به روش اجزای محدود امکان‌پذیر نیست. روش آنالیز حدی جنبشی قادر به تعیین ضریب ایمنی ($c=a/g$) در برابر بارهای افقی برای انواع سازوکارهای گسیختگی است. ضریب ایمنی در ارتفاع ساختمان ثابت در نظر گرفته می‌شود. اطلاعات مورد نیاز در این روش، برای مدلسازی و ارزیابی ایمنی شامل هندسه سازه، وزن واحد حجم مصالح تشکیل دهنده سازه، مقاومت فشاری مصالح بنایی، ضریب اصطکاک و شتاب مبنای طرح و نوع خاک ساختگاه است. یکی از مزایای با اهمیت این روش این است که نیاز به انجام آزمایش‌های مخرب و غیر مخرب ندارد و طبق توصیه نشریه O.P.C.M.3431 و با توجه به نوع مصالح تشکیل دهنده سازه می‌توان خواص مکانیکی مصالح را بدون انجام آزمایش به دست آورد. در این پژوهش با توجه به پیوست D فصل ۱۱ نشریه گفته شده مقاومت فشاری مصالح بنایی ۲۲ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع، مدول یانگ ۲۲۰۰ مگاپاسکال و وزن مخصوص واحد حجم ۱۸ کیلو نیوتن بر مترمکعب در نظر گرفته شده است [۹]. مطابق روابط ارائه شده در نشریه O.P.C.M.3431 در آنالیز جنبشی ساده شده‌ی خطی، برای حالت حدی نهایی، ایمنی برای هر سازوکار در صورت برقرار بودن رابطه (۱) تامین می‌شود. [۹]

در این رابطه: a شتاب طیفی فعال کننده (تقاضا) سازوکار گسیختگی یا شتاب طیفی فعال کننده (ظرفیت) سازوکار گسیختگی است که از روابط ارائه شده در نشریه به دست

نسبت شتاب طیفی ظرفیت به شتاب طیفی تقاضا هر سازوکار، شاخص آسیب‌پذیری آن سازوکار نامیده می‌شود و هرچه از ۱ بزرگتر باشد سازوکار مربوطه ایمن‌تر است و احتمال ایجاد سازوکار کمتر می‌شود. با بررسی جدول (۱) مشخص می‌شود که رابطه‌ی (۱) برای هیچ کدام از سازوکارها برقرار نیست، بنابراین سازه ایمنی لازم را در برابر بارهای لرزه‌ای مستعد منطقه (برای سطح خطر ۱) ندارد. در مورد سازوکارهای M5 و M6، اگرچه بیشترین اختلاف بین ظرفیت و تقاضای سازوکارها وجود دارد و ایمنی به حداقل مقدارش بین سازوکارها رسیده است، اما باید توجه داشت که با وجود ضخامت زیاد دیوارها بعید به نظر می‌آید سازوکاری با هندسه ترسیم شده به صورت گوه‌ای رخ دهد.

شکل (۴). سازوکارهای بحرانی واژگونی و درون صفحه ارگ

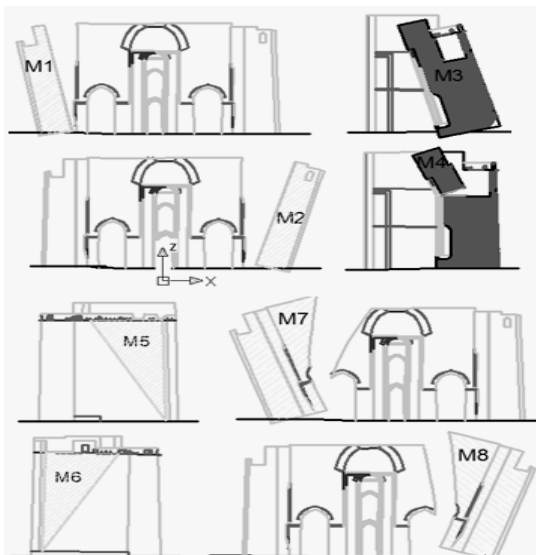


Figure 4. Overturning and in plane collapse mechanisms of Tabriz Citadel.

۳. آنالیز اجزای محدود

به منظور کنترل نتایج ارزیابی ایمنی لرزه‌ای روش حدی جنبشی ساده شده، از مدل عددی ایجاد شده به وسیله‌ی نرم‌افزار آنسیز^۳ استفاده شده است [۱۲ و ۱]. ویژگی مکانیکی مصالح شامل وزن واحد حجم مصالح، مدول الاستیسیته و مقاومت کششی و فشاری برای هر دو روش حدی جنبشی و آنالیز اجزای محدود یکسان در نظر گرفته شده است. در شکل (۵) مدل اجزای محدود، نقاط کنترلی برای بررسی تاریخچه تنش و تغییر مکان، نامگذاری دیوارها و جهت محور مختصات

امکانپذیر، اولین و مهمترین گام ارزیابی ایمنی لرزه‌ای است. در شکل (۴) سازوکارهای بحرانی امکانپذیر مشاهده می‌شود.

$$a_0^* \geq \frac{a_g \cdot S}{q} \cdot \left(1 + 1.5 \cdot \frac{Z}{H}\right) \quad (1)$$

$$a_0^* = \frac{\alpha_0 \sum_{i=1}^n (W_i + P_i)}{M^*}; \quad M^* = \frac{\left[\sum_{i=1}^n (W_i \delta_{xi} + P_i \delta_{xi})\right]^2}{g \sum_{i=1}^n (W_i \delta_{xi}^2 + P_i \delta_{xi}^2)} \quad (2)$$

جدول (۱) کنترل مکانیزم های لرزه ای بحرانی

Mechanism No.	Wall	Safety Factor	a ₀ [*] Capacity	a ₀ [*] Dem and (R=1.25)	a ₀ [*] Dem and (R=2)	Check Structural Safety	
						R=1.25	R=2
M1	East	0.348	0.43	0.66	0.41	×	✓
M2	West	0.382	0.47	0.65	0.41	×	✓
M3	West	0.217	0.22	0.64	0.40	×	×
M4	West	0.311	0.38	0.85	0.53	×	×
M5	East	0.254	0.12	0.76	0.48	×	×
M6	West	0.262	0.10	0.76	0.48	×	×
M7	East	0.403	0.41	0.70	0.44	×	×
M8	West	0.433	0.439	0.70	0.44	×	✓

Table 1. Seismic verification of different failure mechanisms

شکل (۳) تصویر سازوکارهای خرابی در زلزله بم و رابطه ضرایب ایمنی برای سازوکارهای مختلف (از بالا به پایین)

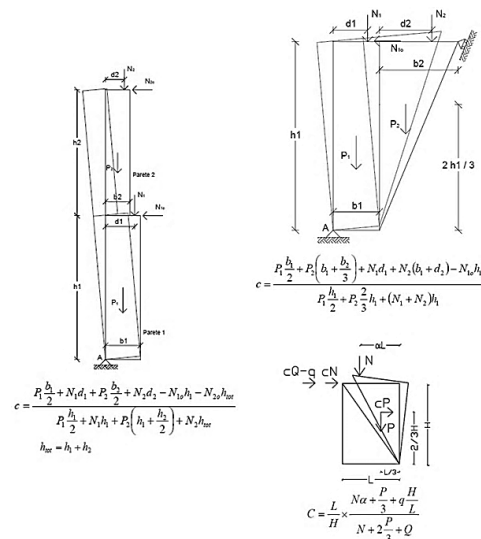
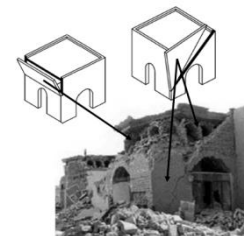


Figure3. mechanisms illustration in bam earthquakes collapses (right side) safety coefficients equation for various mechanisms (left side).

مشخص می‌باشد تنش‌های ماکزیمم کششی و فشاری ایجاد شده در مدل دارای مقادیر مناسبی می‌باشند و مصالح بدون هیچگونه پکیدگی یا ترک خوردگی قادر به تحمل تنش‌های ایجاد شده می‌باشند.

شکل (۵) مدل اجزای محدود

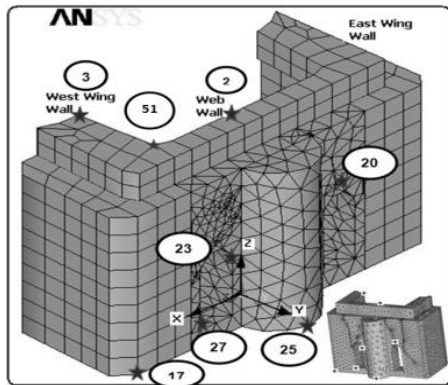


Figure 5. Finite element model of Arge Tabriz

X و Y شکل (۶) تغییر شکل سازه در جهت محور

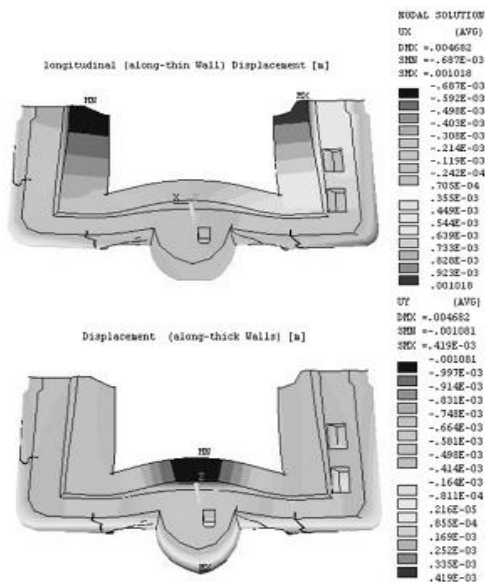


Figure 6. Trend of walls deformation under its own weight in X and Y directions

شکل (۷) تغییر شکل عمود بر صفحه دیوارها در ارتفاع

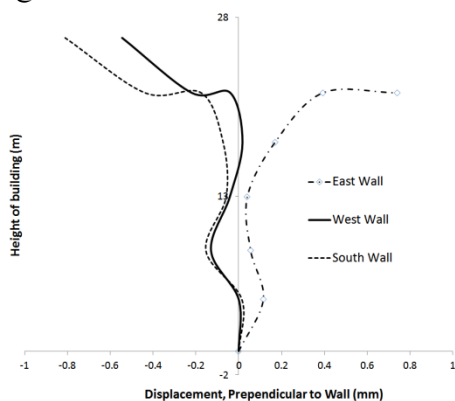


Figure 7. Trend of walls deformation in height path

نشان داده شده است. حجم مدل عددی سازه ارگ ۱۸۰۲۷ متر مکعب و دارای مرکز جرمی به مختصات $(Z = ۱۵/۶۴$ و $X = -۰/۹۹$ و $Y = -۰/۳۲$ متر است.

۱،۳- آنالیز تحت وزن سازه

مدل اجزای محدود ارگ با استفاده از المان ۸ گرهی ایجاد شده است. تعداد المان‌های به کار رفته برای ساخت مدل ۹۲۴۰ المان بود. برای المان‌ها رفتار الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. محیط مصالح بنایی در این مدل ایزوتروپ همگن در نظر گرفته شده است. در این گونه بناها اندازه گیری خواص فیزیکی مصالح بنا کار دشواری است. در این پژوهش پارامترهای گفته شده با توجه به توصیه‌های انجام شده در ادبیات فنی و نشریه O.P.C.M.3431 مدول الاستیسیته ۲۲۰۰۰ مگاپاسکال، وزن واحد حجم مصالح ۱۸ کیلونیوتن بر مترمکعب و نسبت پواسون ۰/۲ در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تغییر شکل سازه در جهت محورهای X و Y در شکل (۶) نشان داده شده است که از تلفیق نتایج تغییر مکان بنا در جهت محورهای اصلی می‌توان سازوکارهای گسیختگی محتمل بنا را حدس زد. تغییر شکل عمود بر صفحه دیوارهای بنا تحت اثر وزن خود به سمت صحن اصلی است که نشان دهنده میل ریزشی دیوارها به سمت صحن اصلی است. بیشینه تغییر شکل دیوارها تحت وزن بار مرده حدود ۱ میلی‌متر، که متعلق به دیوار آسیب دیده محراب است. تغییر شکل عمود بر صفحه دیوارها در جهت محور X برای دیوارهای شرقی و غربی و در جهت Y برای دیوار محراب در شکل (۷) نشان داده شده است. با توجه به مرکز ثقل دیوار جنوبی (دیوار محراب)، میل ریزشی آن به سمت صحن اصلی است. با در نظر گرفتن تغییر شکل بیشینه تحت بار وزن سازه، سازوکار واژگونی (M3) در آنالیز سینماتیکی حدی جنبشی ساده شده به سمت صحن اصلی برای آن در نظر گرفته شده است. در شکل (۸) تنش‌های اصلی^۴ در جهت محور X و Z تحت وزن بنا نشان داده شده است. از نتایج کانتورهای تنش، مناطقی از مدل که در آن تنش‌های کششی و فشاری ماکزیمم ایجاد شده است،

4. Principal Stresses

عنوان نمونه اختلاف پیروید مود اول تحلیلی ۶٪ کمتر از برداشت میدانی به دست آمده است.

شکل (۹) شکل‌های مودی ارگ در مود اول تا چهارم

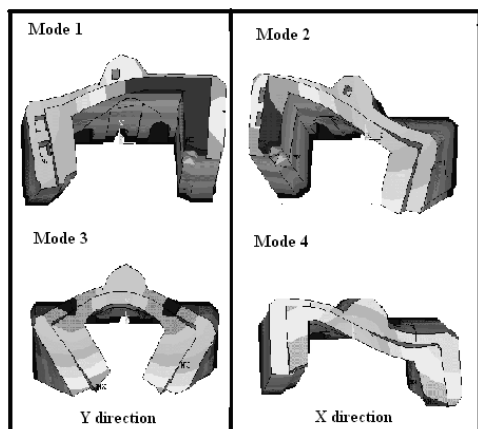


Figure 9. Some effective mode shapes of Arge Tabriz

نمودار (۱) ضرایب مشارکت مودی در جهت محور X

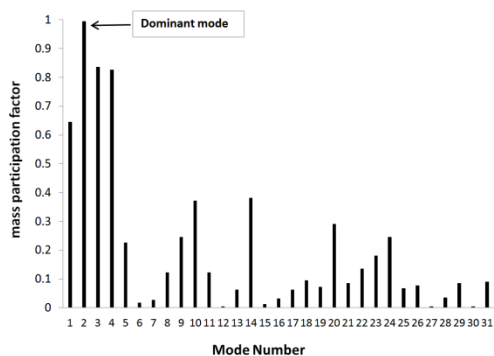


Chart 1. Mass participation factor in X direction

نمودار (۲) ضرایب مشارکت مودی در جهت محور Y

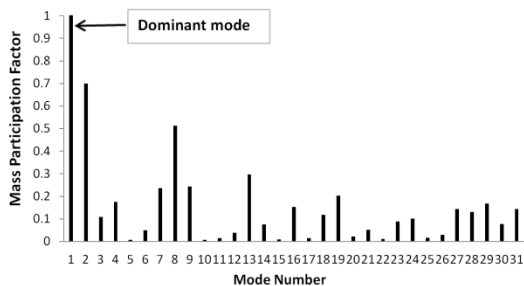


Chart 2. Mass participation factor in Y direction

نمودار (۳) مقایسه پیرودهای مدل های ترک دار و بدون ترک

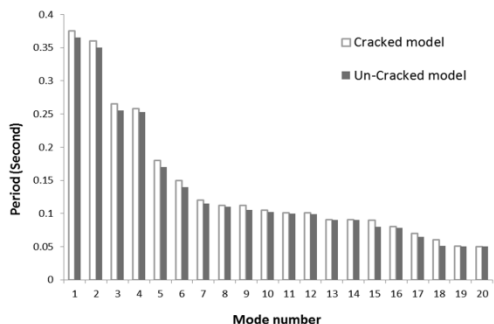


Chart 3. Comparison of cracked and un-cracked models

شکل (۸) تنش های اصلی اول و سوم تحت وزن بنا

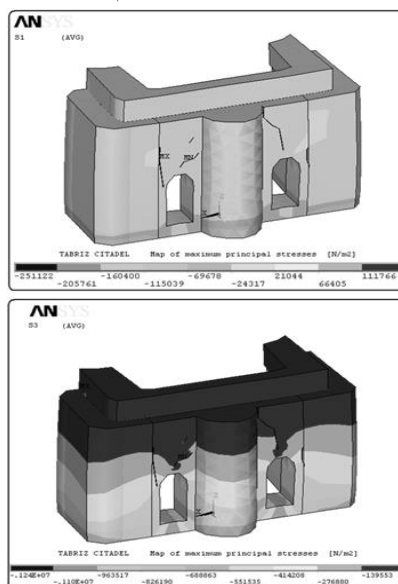


Figure 8. Minimum and maximum principal stress under its own weight

۲،۳- آنالیز ارتعاش آزاد

بیان دقیق مودهای طبیعی ارتعاش هر چند یک تخمین خطی باشد، می‌تواند بینش خوبی را در خصوص منابع اصلی ضعف سازه‌هایی از این نوع در اختیار قرار دهد. برداشت الگوی ترک با استفاده از اسکن‌ها و نقشه‌هایی که از سازمان میراث فرهنگی و گردشگری استان تهیه شده، انجام گرفته است. مدل سازی ترک‌ها با استفاده از المان‌های بیست گرهی مکعبی با بعد ۳۰ سانتی‌متری Solid95 و به صورت فیزیکی و خالی از مصالح عددی با استفاده از Solid45 با ابعاد حدود ۰/۵ الی ۲ متر مش بندی گردید. المانهای مصرفی برای این مدل ۱۶۲۰۰ المان می باشد که در گوشه سمت راست و پایین شکل (۵) قابل مشاهده می‌باشد. تحلیل مودال به روش Subspace Method در مدل ترک‌دار برای ۳۱ مود اول در جهت محورهای اصلی X و Y جداگانه بدست آمد. شکل ارتعاشی و ضرایب مشارکت جرمی چهار مود اول در شکل (۹) نشان داده شده است. در شکل (۱۰) نتایج اندازه‌گیری‌های میکروتیرمور انجام گرفته روی بنای ارگ تبریز نشان داده شده است [۳]. پایین سمت راست شکل (۱۰) مربوط به امتداد شرقی- غربی و سمت چپ مربوط به جهت شمالی-جنوبی است. مشخصات ارتعاشی به دست آمده از برداشت‌های میدانی به وسیله‌ی تحریک محیطی با نتایج آنالیز ارتعاش آزاد مدل عددی هماهنگی مناسبی دارد. به

با استفاده از المان سه بعدی Solid65 مدل‌سازی شده است. المان Solid65 یک المان ایزوپارامتریک هشت گرهی و با رفتار مصالح غیرخطی است که قابلیت مدل‌سازی ترک خوردگی و خردشدگی بتن را دارا می‌باشد. مدل ترک‌هایی که این المان در نظر می‌گیرد، مدل پخش شده، و معیار شکست مورد استفاده معیار شکست پارامتری ویلیام- وارنکه است. ملاک گسیختگی رفتار ترد مصالح بنایی مدل توسط دو پارامتر مقاومت کششی محوری f_t و مقاومت فشاری محوری f_c مدل‌سازی شده است. پس از اعمال بارهای جانبی و ایجاد پارامترهای مورد نیاز جهت تعریف این معیارهای گفته شده در جدول (۲) آورده شده است [۱ و ۲]. منحنی ظرفیت سازه تحت بارگذاری در امتداد دیوارها در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

جدول (۲) معیارهای گسیختگی بکار رفته در مدل

Willam-Warnke yield criterion parameter	Drucker-Prager yield criterion parameters
Shear transfer coefficients for open crack: $\beta_t=0.01$	$=100000 \text{ Pa}$ Cohesion value: C $\phi = 20^\circ$ Angle of internal friction: $\eta = 15^\circ$ Dilatancy angle:
Shear transfer coefficients for closed crack: $\beta_{ct}=0.65$	
σ_t Tensile strengths: $=0.2 \text{ MPa}$	
σ_c compressive strengths: $=2.2 \text{ MPa}$	

Table 2. Utilized yield criterion in numerical model

با مقایسه منحنی ظرفیت سازه در جهت محور X نسبت به محور Y مشاهده می‌شود که سازه تحت بارگذاری در جهت محور X در برش پایه بیشتری وارد ناحیه غیرخطی شده و ترک خوردگی اتفاق می‌افتد در حالی که برای محور دوم این اتفاق در برش پایه کوچکتر رخ می‌دهد. از اینرو مدل در جهت محور دوم نسبت به محور اول زودتر (تحت بارگذاری‌های کوچکتر) وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. سختی سازه در جهت محور اول بیشتر از سختی آن در جهت محور دوم است. برای تعیین منحنی ظرفیت از دو نقطه کنترلی ۵۱ و ۳ به ترتیب برای جهت‌های X و Y استفاده شده است. همانطور که از شکل (۱۱) مشخص است مدل اجزای محدود برای تغییر مکان‌های خارج از صفحه جانبی کوچکتر از ۹ میلیمتر، دارای رفتار خطی است و برای تغییر مکان‌های بیشتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. الگوی ترک ایجاد شده در امتداد دیوارها در شکل

شکل (۱۰) اندازه‌گیری‌های میکروتریومر روی بنا

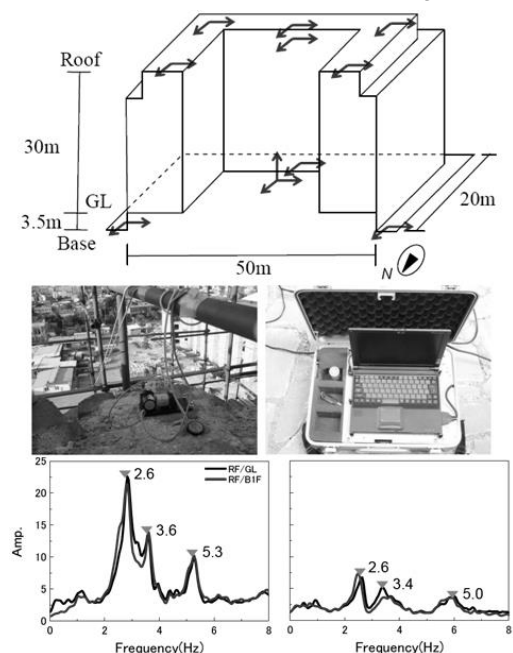


Figure 10. Micro tremor measurements of Arge Tabriz

۳-۳- آنالیز استاتیکی غیرخطی

در این گام و قبل از اقدام جهت ارزیابی مقاومت لرزه ای ارگ، به منظور تحقیق در الگوی ترک واقعی سازه و تعیین آسیب‌پذیری دیوارها، از آنالیز استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. توزیع الگوی بار بکار رفته طبق تغییر شکل غالب (برای جهت X مود دوم و برای جهت Y مود اول) بوده و برش پایه لحاظ شده یکدهم برش پایه بدست آمده از آنالیز استاتیکی معادل می‌باشد (برش پایه استاتیکی معادل طبق روابط استاندارد ۲۸۰۰، با $S=1/75$ و $T_s=1$ و $T_0=0/15$ ، $B=2/75$ ، $A=0/35$ ، $I=1/2$ ، $T=0/37$ و $V_x=V_y=29982 \text{ ton}$ بدست آمده است). در این قسمت فرض‌های رفتار الاستیک غیرخطی (هم هندسی و هم مادی) برای المان‌های بنایی در نظر گرفته شده است. رفتار غیرخطی تعریف شده برای مصالح بنایی ترکیبی از رفتار پلاستیسیته و ترک پخشی است. رفتار الاستیک پلاستیک کامل با معیار سطح تسلیم دراگر پراگر جهت بازتولید خصوصیات پلاستیسیته و از طرفی دیگر معیار گسیختگی سطح ویلیام وارنکه برای در نظر گرفتن ترک‌خوردگی و پکیدگی مصالح تعریف شده است. هر دو مدل رفتاری ذکر شده بطور گسترده‌ای برای بیان رفتار غیرالاستیک مصالح بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرند [۶]. دیوار مصالح بنایی

آنالیز دقیقتر نیاز به تعریف مدلی غیرخطی برای آنالیز تاریخیچه پاسخ خواهیم داشت. تنشهای اصلی کششی و فشاری نیز تایید کننده این مطلب است.

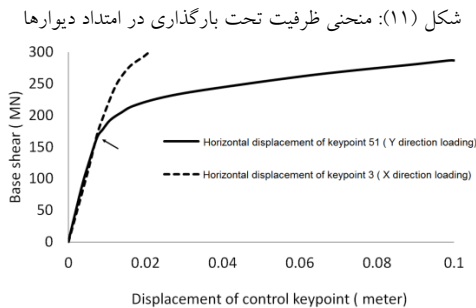


Figure 11. Capacity curves of structure subject to pushover loading in X and Y Directions

شکل (۱۲) الگوی ترک ایجاد شده تحت بار جانبی

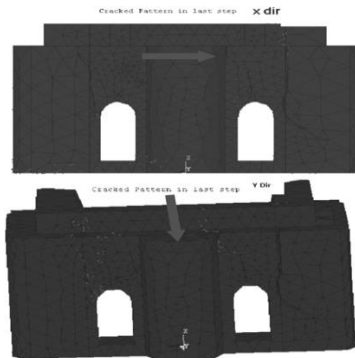


Figure 12. Crack pattern of damaged structure due to lateral loading

شکل (۱۳) مقایسه‌ی طیف پاسخ شتابنگاشت زلزله‌ها

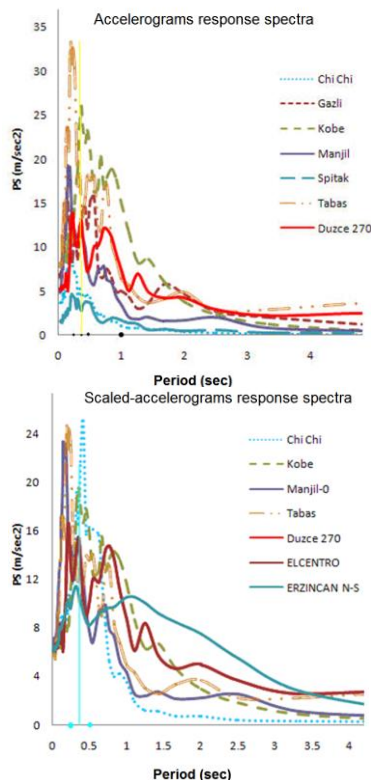


Figure 13. Accelerograms response spectra comparing

(۱۲) نشان داده شده است. الگوی ترک موجود با الگوی ترک بدست آمده از مدل عددی همخوانی مناسبی دارند.

۴,۳- آنالیز تاریخیچه پاسخ خطی

خصوصیات مکانیکی مصالح مورد استفاده در مدل آنالیز تاریخیچه پاسخ خطی مطابق با خصوصیات معرفی شده در بخش تحلیل حدی جنبشی ساده شده و تحت وزن سازه است. همچنین نسبت میرایی ۰/۰۵ در نظر گرفته شده است. المان بکار رفته در این مدل‌سازی المان هشت گرهی Solid45 با رفتار خطی است. از آنجاییکه شتابنگاشت زلزله‌های قوی شهر تبریز موجود نمی باشد سعی شد از میان شتابنگاشت زلزله‌های قوی موجود، شتابنگاشت‌های مناسب منطقه انتخاب شود. طیف پاسخ واقعی و مقیاس شده این شتابنگاشت‌های انتخاب شده در شکل (۱۳) آورده شده است. از آنجا که MCE برای ساختگاه ارگ تبریز ۰/۶۴g [۱۳] برآورد شده است ماکزیمم شتاب افقی زمین را در تمامی شتابنگاشت‌ها به بدست آمده را مطابق شکل (۱۳) رسم گردید. ویژگی‌های شتابنگاشت‌های استفاده شده در تحلیل در جدول (۳) نشان داده شده است. بیشترین تنش‌ها و تغییرمکان‌ها در آنالیز خطی تحت بارگذاری شتابنگاشت زلزله چی چی رخ داده است. همچنین آسیب پذیری لرزه ای در اثر بارگذاری زلزله چی چی بیشتر از سایر شتابنگاشت‌های انتخاب شده است. از اینرو در این تحقیق بیشتر نتایج مربوط به زلزله چی چی نشان داده شده است و در انتها یک مورد از تاریخیچه‌ی پاسخ در برابر زلزله ارزینجان نشان داده شده است. در شکل‌های (۱۴) الی (۱۹) تاریخیچه تغییرمکانی و تنش در نقاط کنترلی نشان داده شده است. جهت بارگذاری لرزه ای و سطح خطر آن در اشکال آورده شده است. با بررسی تاریخیچه تغییرمکانی شکل (۱۶) مشخص است که در مدت زمان زیادی از بارگذاری لرزه‌ای تغییرمکان نسبی نقطه کنترلی ۲ نسبت به پای بنا بیشتر از تغییرمکان حد مجاز الاستیک آن (۹ میلی‌متر) بوده و قطعا با تعریف رفتار غیرخطی برای مصالح رفتار سازه از همان لحظات آغازین بارگذاری وارد ناحیه غیرخطی خواهد شد. از اینرو برای

شکل (۱۸) تنش اصلی نقطه کنترلی ۲۳ تحت زلزله چی چی

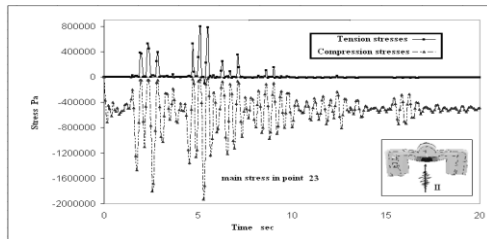


Figure 18. Principal stress time-history under Chi-Chi accelerogram

شکل (۱۹) تنش اصلی نقطه کنترلی ۲۷ تحت زلزله چی چی

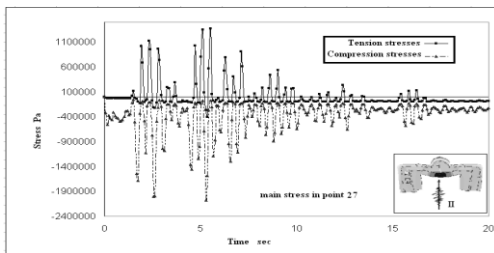


Figure 19. Principal stress Time-history under Chi-Chi accelerogram

۵,۳- آنالیز دینامیکی غیرخطی

نتایج آنالیز تاریخچه پاسخ خطی پیش‌بینی رفتار غیرخطی سازه تحت بارگذاری لرزه‌ای مستعد منطقه را کرده است. از اینرو در این بخش با استفاده از المان Solid65 و ویژگی‌های غیرخطی مصالح را با تعریف دو معیار سطح تسلیم دراگر پراگر و معیار گسیختگی سطح ویلیام وارنکه [۶] مطابق بخش ۳,۳ مدل جدیدی ایجاد می‌شود. در شکل‌های (۲۰) و (۲۲) تاریخچه تغییر مکان و تنش در تعدادی از نقاط کنترلی نشان داده شده است. بررسی تاریخچه تغییر مکان نشان می‌دهد که سازه در همان لحظات اول بارگذاری رفتار سازه وارد ناحیه غیرخطی شده و تغییر شکل‌ها و تنش‌های بالای ایجاد شده در شکل‌های گفته شده را تحمل نکرده و گسیخته می‌شود. جمع‌بندی نتایج آنالیز اجزای محدود در ادامه گفته شده است: ۱- استقامت لرزه‌ای سازه در برابر تحریک مولفه افقی زلزله چی چی (۱۹۹۹ تایوان) که پاسخ سازه ارگ در ناحیه‌ی تشدید طیف پاسخ شتاب‌نگاشت مربوط قرار می‌گیرد، بیشینه $(PGA=0.12\text{ g})$ است. همچنین برای زلزله ارزینجان (۱۹۹۲ ترکیه) که پاسخ سازه در خارج از ناحیه‌ی تشدید طیف پاسخ شتاب‌نگاشت مربوط قرار دارد این استقامت تا حدود $(PGA=0.25\text{ g})$ افزایش می‌یابد.

جدول (۳) خصوصیات شتاب‌نگاشت‌های به کار رفته در تحلیل

Record Description	Name	PGA (cm/S ²)	PGA (g) (cm/S ²)
Chi-Chi, North component, 1999.	I	371	0.38
Scaled Chi-Chi, 10% in 50 year, Soil type: IV, (Iranian code 2800).	II	520	0.53
Scaled Chi-Chi, Higher level of seismic probability	III	627	0.64

Table 3. Utilized accelerograms characteristics in Time response analysis

شکل (۱۴) تنش فشاری اصلی نقطه ۲۵ تحت زلزله چی چی

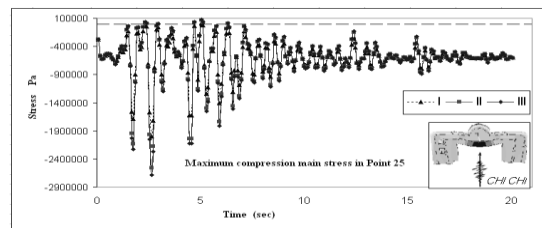


Figure 14. Principal stress time-history versus scaled No II Chi-Chi accelerogram

شکل (۱۵) تنش کششی اصلی نقطه ۲۰ تحت زلزله چی چی

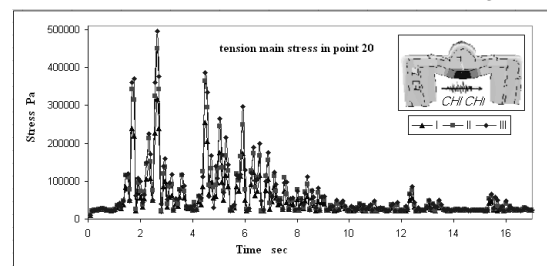


Figure 15. Principal stress time-history under scaled and un-scaled accelerograms

شکل (۱۶) تغییر مکان نقطه کنترلی ۲ تحت زلزله چی چی

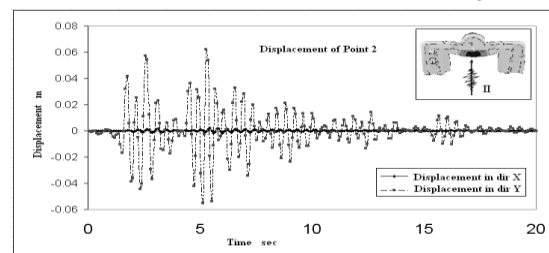


Figure 16. Displacement time-history under Chi-Chi accelerogram

شکل (۱۷) تنش فشاری اصلی نقطه ۱۷ تحت زلزله چی چی

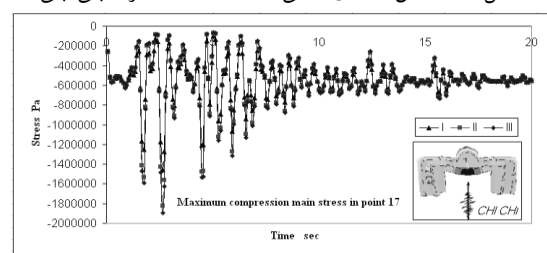


Figure 17. Principal stress time-history under scaled and un-scaled accelerograms

دارد و بعد از آن برای بارگذاری لرزه‌ای جهت X ، دیوار شرقی زودتر از دیوار غربی دچار آسیب شده و برای بارگذاری لرزه‌ای جهت Y ، این آسیب پذیری در دیوار غربی بیشتر است.

۴. نتیجه گیری

سازه با هر دو روش SKLA و FEM بررسی و مشخص شد که ایمنی لازم را در برابر بارهای لرزه‌ای مستعد منطقه ندارد. نتایج آنالیز دو روش با یکدیگر همخوانی خوبی داشت. اطلاعات به دست آمده از آنالیز تاریخی‌های زمانی غیرخطی شامل تغییر مکان، تنش‌ها و زمان گسیختگی، تقدم و تاخر گسیختگی دیوارها نسبت به هم بوده در حالی که SKLA تنها ایمنی یا عدم ایمنی سازه در سازوکار مختلف را بررسی می‌کند. مزایای این روش مثل، عدم نیاز به اطلاعات دقیق از ویژگی‌های مکانیکی مصالح، لازم نبودن انجام آزمایش‌های مخرب و هزینه کم آن می‌تواند آن را به عنوان ابزاری قدرتمند در ارزیابی ایمنی لرزه‌ای بناهای تاریخی به ویژه سازه‌های با هندسه پیچیده و بزرگ مورد استفاده قرار گیرد. اگر ضریب رفتار سازه طبق توصیه آیین‌نامه‌های ایتالیایی برابر ۲ در نظر گرفته شود، سه سازوکار فعال نمی‌شود، گرچه ظرفیت و تقاضای سازه در این سه سازوکار نیز مقادیر نزدیکی دارند که نشان دهنده نزدیک شدن به آستانه ایجاد سازوکار است. به دلیل سهولت، هزینه‌ی کم، سرعت محاسبات و با توجه به خرابی‌های موضعی، روش آنالیز حدی جنبشی ساده شده خطی می‌تواند به عنوان روشی کاربردی در خصوص تحلیل آسیب پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بنایی و به ویژه ساختمان‌های تاریخی مورد استفاده قرار گیرد. گفتنی است که روش مورد استفاده در این پژوهش (SKLA) برگرفته از نشریه رایج کشور ایتالیا است و درستی نتایج آن به میزان اعتبار نشریه گفته شده بستگی دارد. اگرچه درستی نتایج روش گفته شده در پژوهش‌های مختلف از جمله این پژوهش نشان داده شده است، اما پژوهش‌های آزمایشگاهی روی ساختمان‌های با مصالح بومی قابل توصیه است و زمینه‌ی استفاده گسترده‌تر از روش بالا را در کشور فراهم می‌کند.

شکل (۲۰) تغییر مکان نقطه کنترلی ۳ تحت زلزله چی چی

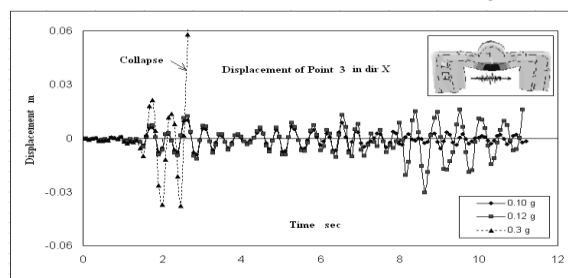


Figure 20. Displacement time-history under Chi-Chi accelerogram

شکل (۲۱) تغییر مکان نقطه کنترلی ۳ تحت زلزله چی چی

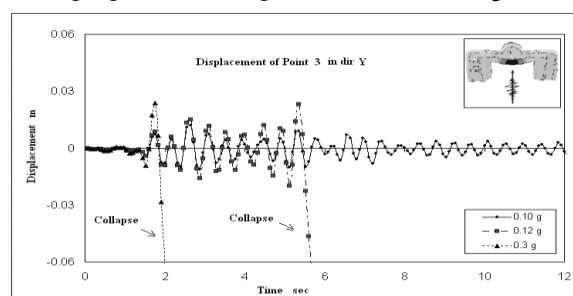


Figure 21. Displacement time-history under Chi-Chi accelerogram

شکل (۲۲) تنش فشاری اصلی نقطه ۱۷ تحت زلزله ارزینجان

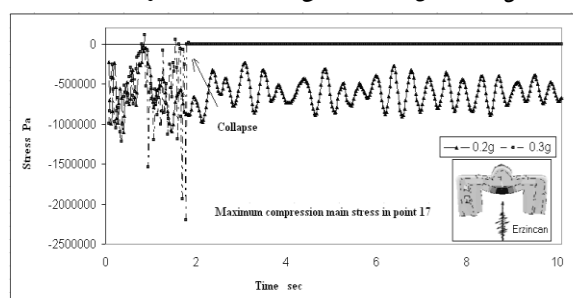


Figure 22. Minimum principal stress time-history under Erzincan accelerogram

اما در هر حال استقامت موجود سازه برای تحمل زلزله‌های با بیشینه شتاب افقی امکان‌پذیر برای شهر تبریز، $0.64g$ [۱۳] بسیار کمتر از استقامت لازم است، ۲- ظرفیت باربری سازه در جهت محور Y کمتر از جهت محور X است. وجود ترک‌هایی در دیوار محراب، ضخامت کم این دیوار و وجود دو درگاه در آن را می‌توان از علل ضعف در این راستا (جهت محور دوم) که خرابی خارج از صفحه خواهد بود، نام برد. جهت محورهای مختصات در شکل‌های (۴) و (۵) قابل مشاهده است، ۳- از میان دیوارهای شرقی، غربی و محراب (جنوبی)، دیوار محراب بیشترین آسیب پذیری لرزه‌ای را

۵. قدردانی

بدین وسیله نویسندگان مقاله مراتب تشکر خود را از همکاری آقایان دکتر عبدالحسین فلاحی و پروفسور ماساکاتسو میاجیما در اندازه‌گیری‌های میکروتیریمور و پروفسور محسن غفوری آشتیانی در مهندسی زلزله ابراز می‌داریم.

References**۶. مراجع**

- Palace in Pescia (Italy) ",Buildings 2012, 2, 63-82;
- [7]. Climent.M , Pashanejati.S.R. Seismic Safety Assessment of the "Tekyeh Amir Chakhmagh" by Simplified Kinematic Limit Analysis, *Advanced Materials Reserch Vols.133-134(2010)pp 653-658.*
- [۸]. پاشانجاتی، ر . همامی، پ " تحلیل لرزه ای ساختمان های بنایی با استفاده تحلیل حدی جنبشی " مهندسی عمران شریف، ۱۰۳ - ۱۰۹، دوره ی ۲-۲۷ شماره ۴، ۱۳۸۹.
- [9]. O.P.C.M. 3431/05 09/05/2005, Ulteriori modifiche ed integrazioni all'OPCM 3274/03, 2005. (In Italian)
- [10]. Iranian national building code, partr: Loading (INBC-06), Iranian office of collection and development of national building code, 1996. (in Persian)
- [11]. Iranian code of practice for seismic resistance design of buildings(Standard No.2800-84), Building and housing research center , 3rd ed.,2005. (in Persian).
- [12]. Instruction for seismic rehabilitation of existing unreinforced masonry buildings (ISRM -85), Iranian office of collection and development of national building code, 1st ed., 2006. (in Persian)
- [13]. Zare, M. and Shahpasand Zade, M. "Elementary investigation of seismicity, seism tectonics and seismic risk of East Azarbaijan", International Institute of Seismology and Earthquake Engineering, 1995, Tehran, Iran.
- [14]. Ansys (2004) <http://www.ansys. Com>
- [1]. Sadeghi.A, Pouraminian.M . An Investigation of the Vulnerability of Arge Tabriz, 8th International Masonry Conference, 2010 in Dresden , Germany.
- [2]. Pouraminian.M, and Sadeghi,A. Assessment Seismic Behavior of the Historical Structures (Case Study: Tabriz Citadel).1th ICSR, 2008, Tabriz, Iran.
- [3]. A. Fallahi, K. Yamamichi, M. Miyajima, and A. Sadeghi, " Microtremor Measurements on Arg-e Tabriz (Tabriz Citadel) to Get its Dynamic Characteristics ", Sixth International Conference on Seismology and Earthquake Engineering (SEE6), International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), CD-ROM, Paper No. LF 10402, 2011, Tehran, Iran.
- [4]. Hejazi.M. Historical building of Iran, the Architecture and Structure, Southampton, UK, 1997, pp 5
- [5]. Pouraminian.M, and Sadeghi,A. Assessment Seismic Behavior of the Historical Structures (Case Study: Sheikh Shahabe).1th ICSR, 2008, Tabriz, Iran.
- [6]. M. Betti , L. Galano, "Seismic Analysis of Historic Masonry Buildings: The Vicarious

Seismic Safety Evaluation of Tabriz Alisha Historical Citadel Using Finite Element and Simplified Kinematic Limit Analyses

M. Hosseini¹, M. Pouraminian^{2*}, A. Sadeghi³

1 Associate Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES).

2 Civil Engineering Department, Islamic Azad University, Ramsar Branch.

3 Associate Professor, Civil Engineering Department, Azarbaijan Shahid Madani University.

mpouraminian@iauramsar.ac.ir

Abstract:

Currently, there are a lot of powerful FEM packages which are used for different types of analysis of structures. However, using these softwares for assessment of seismic safety and strengthening of historical masonry buildings are involved with some problems. Complex building geometry, low information about physical and mechanical properties of materials, lack of precise information about composing material of internal parts of thick elements, prohibition of execution of destructive tests on these buildings, consumption of considerable cost and time for analysis process are some of the problems for engineers and researchers working professionally on numerical modelling of historical buildings. The structural analysis of the Citadel was approached by a 3D finite element model based on the concepts of homogenized material and smeared crack modeling using the ANSYS code v.10.0. The nonlinear behavior of the masonry was represented by combining plasticity with a smeared crack approach. The perfectly-elastic plastic behavior with the Drucker-Prager (DP) yield surface was used to reproduce the plasticity properties, whereas the Willam-Warnke (WW) failure surface was considered for model crush and cracking. Through different analyses carried out with ANSYS software, the following results were obtained:

While the gravity capacity of the structure is high, its lateral resistance to equivalent static loading is not enough.

Dynamic bearing capacity of the structure in y direction, along wing walls, is less than x direction, along web walls. One reason for this may be the existence of numerous cracks scattered in the web wall. Therefore, web wall has the most vulnerable wall in comparison with two other walls.

The seismic sensitivity of two wing walls is different. Vulnerability of East wing wall under x direction excitation and vulnerability of west wall under y direction earthquake are higher.

Arge Tabriz walls remains stable up to 0.25g for both Chi-Chi and Erizincan accelerograms. However, the structure loses its stability in 0.3g while according to historical documents and a recent investigation, the Maximum considered earthquake for Tabriz could be as high as 0.64g.

Simplified Kinematic Limit Analysis (SKLA) is a powerful method for the analysis of historical buildings. This method is recommended for strengthening of historical masonry buildings in Italian O.P.C.M.3431 ordinance. Applied rules in this method are based on virtual work principle.

In this paper, this method (SKLA) capability for assessing the seismic safety of Tabriz Alisha Citadel is investigated. For this, the results of analysese of this building by two methods of SKLA and FEM are compared. The comparison of the results of two methods has shown acceptable accordance. High analysis speed and being free of precise mechanical properties of the buildings material are main features of SKLA method. However, tracing the magnitude of stresses and deflections in different points, revealing collapse time and sequence of fracture of walls are main features of FEM. It seems that the SKLA can be utilized as a high speed and low cost tool for primary assessment of seismic safety of masonry buildings.

Keywords: Simplified Kinematic Limit Analysis; Finite Element Analysis; Earthquake Safety; Historical building; Tabriz Alisha citadel;