

رفتار لرزه ای بناهای تاریخی دوره ی ایلخانی با استفاده از مدلسازی ماکرو (با مطالعه موردی بناهای استان آذربایجان شرقی)

مجید پورامینیان^۱، ارژنگ صادقی^۲

۱- کارشناس ارشد سازه، مهندسین مشاور خاک آزما شمال (۰۹۱۱۳۹۲۸۸۶۷)

۲- دکتری سازه فضاکار- دانشکده فنی دانشگاه آذربایجان، تبریز

Majeed_aminian@yahoo.com

خلاصه

رویداد زلزله های قبلی در آذربایجان و روند قرارگیری خطواره های ساختاری جنبه در منطقه نمایانگر پهنه ای بسیار لرزه خیز است. از طرف دیگر با توجه به وجود بناهای میراث فرهنگی متعدد در استان، یکی از استان های تاریخی کشور است. زمان ساخت تعداد زیادی از بناهای شکوهمند این استان به دوره ی ایلخانی نسبت داده شده است. لذا باید نسبت به حفظ و مقاوم سازی این ثروت های ملی کوشید. هدف از این تحقیق مدلسازی نرم افزاری به روش ماکرو و بررسی آسیب پذیری تعدادی از مهم ترین بناهای دوره ی ایلخانی استان توسط نرم افزار Ansys می باشد.

کلمات کلیدی: رفتار لرزه ای، بناهای دوره ی ایلخانی، Ansys، آذربایجان شرقی

۱. مقدمه

گستره استان آذربایجان شرقی از نواحی لرزه خیز ایران است. رویداد لرزه های متعدد تاریخی اثر مهم و قابل توجهی در تاریخ تکوین و تحولات این ناحیه از سرزمین ما داشته است. رویداد زلزله های قبلی در آذربایجان و روند قرارگیری خطواره های ساختاری جنبه در منطقه نمایانگر پهنه ای بسیار لرزه خیز است که هر لحظه احتمال وقوع زمین لرزه ای ویرانگر در آن وجود دارد. از طرف دیگر با توجه به توزیع و میزان پراکندگی آثار تاریخی در استان های کشور مشاهده می شود که این استان با اختصاص سهم ۳/۶ درصدی از کل آثار تاریخی کشور یکی از استان های تاریخی کشور است. زمان ساخت تعداد زیادی از بناهای شکوهمند این استان به دوره ی ایلخانی نسبت داده شده است. [1] از آنجا که مشخصا در طول طرح و ساخت این بناها اثرات زلزله ملاحظه نشده اند لذا طبق ضرورت باید عملکرد این بناها در مواجهه با این پدیده طبیعی شناسایی شده و در نهایت اقدامات لازم جهت مقاوم سازی بنا و در مواردی نیز بازسازی آن انجام گیرد.

لذا با توجه به وجود گسل های متعدد در این استان و همچنین اهمیت این بناها از لحاظ تاریخی، فرهنگی و گردشگری آسیب شناسی و مقاوم سازی این بناها را اجتناب ناپذیر می سازد.

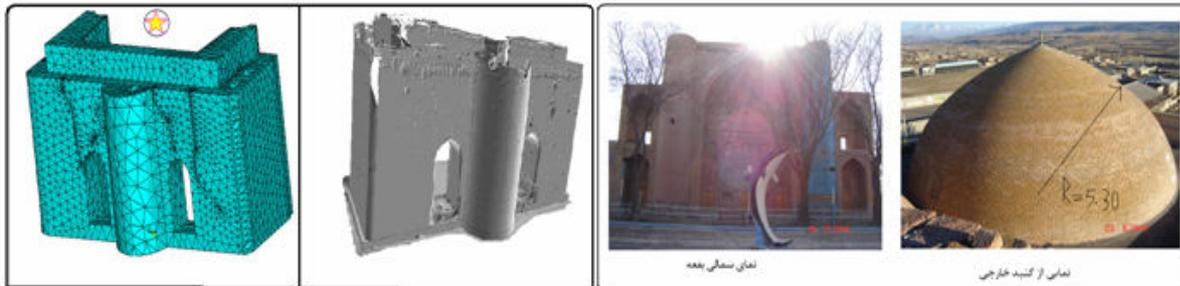
۲. معرفی بناهای دوره ایلخانی

بنای موجود **ارگ تبریز** که بزرگترین محراب جهان اسلام را در خود حفظ نموده، دارای ارتفاع ۳۳ متر است که برای ساخت آن بیش از ۴/۱ میلیون آجر بکار رفته است در شکل ۱ قابل مشاهده است. قدمت این بنای عظیم آجری به عهد ایلخانیان باز می گردد. بنای تاریخی ارگ تبریز تحت تاثیر عوامل طبیعی و غیر طبیعی در دوره های گذشته مورد تهدید و آسیب های جدی قرار گرفته است. از جمله حوادث غیر مترقبه، زلزله تاریخی سال ۱۱۵۸ هجری شمسی است که در آن آسیب های جدی به سازه ارگ وارد شد و ترک های عمیقی در دیواره های آن ایجاد شد. بقایای موجود ارگ علیشاه با پلان U شکل به عرض ۵۱/۲ متر و طول ۲۱/۱ متر، تنها بخش کوچکی از کل این مجموعه معماری تاریخی بوده است.

^۱ مربی موسسه آموزش عالی ایوانکی

^۲ استادیار دانشکده فنی دانشگاه آذربایجان- تبریز

از دیگر بناهای این دوره **بقعه شیخ شهاب الدین اهری** است که در پارک شیخ شهاب الدین قرار گرفته و آرامگاه شیخ شهاب الدین محمد اهری- عارف بزرگ قرن هفتم هجری است. دارای ۱۴۹۷ مترمربع بوده و ساختمانی مشتمل بر خانقاه، مسجد، ایوانی بلند، مناره ها و غرفه های متعدد است که در شکل ۱ قابل مشاهده است. خانقاه این بنا دارای فضای بزرگی است که زیر گنبد دو پوش قرار گرفته و مقطعی مربعی شکل دارد و هر ضلع آن ۱۱/۲۰ متر، ارتفاع آن ۱۸ متر و ضخامت دیوارهایش ۱/۳۰ متر می باشد که در اصطلاح محلی به "قوشخانه" معروف است. در ساخت هر دو بنا از آجر هایی به ابعاد ۲۲*۲۲*۵ سانتیمتر استفاده شده است. پس از بررسی خاک محل توسط شرکت کوبان کاو مشخص گردید که خاک ساختمانی طبق دسته بندی آیین نامه ۲۸۰۰ ایران در دسته ی خاک های نرم (نوع ۴) قرار می گیرد. در این تحقیق مطالعات اندرکنش خاک و سازه در نظر گرفته نشده و تکیه گاه ها به صورت گیردار فرض شده اند.



شکل ۱- نمای سه بعدی از بقعه (تصویر راست) و مدل سه بعدی از ارگک علیشاه و مدل اجزای محدود (تصویر چپ)

۳. برآورد مقدماتی خطر زمین لرزه در ساختمانه ها

واقع شدن شهر تبریز در پای گسل شمال تبریز آنرا به پر خطرترین پهنه از دیدگاه لرزه خیزی در کل استان تبدیل کرده، چرا که برای این محل بیشینه شتاب افقی حدود ($MCE = 0.64 g$) محاسبه شده است. شهر اهر نیز به علت واقع شدن در جوار گسل جنوب اهر، محلی پر خطر از دیدگاه لرزه خیزی می باشد بطوری که برای این محل بیشینه شتاب افقی حدود $0.36 g$ محاسبه شده است. (جدول ۱) بنابراین بطور کیفی می توان گفت که آثار تاریخی اهر و تبریز در وضعیت خطرناکی قرار دارند و زلزله عامل تهدید کننده جدی برای ابنیه تاریخی آنهاست. در جدول (۱) محاسبه بیشینه پارامترهای جنبش شدید زمین در گستره استان آذربایجان شرقی قابل مشاهده است. [2]

جدول ۱- محاسبه بیشینه پارامترهای جنبش شدید زمین در گستره استان آذربایجان شرقی

شهر و بخش	سرچشمه خطی لرزه (مهندسی سرچشمه لرزه) (نسبت به تهران)						بیشینه پارامترهای جنبش شدید زمین MCE		
	گسل	طول (کیلومتر)	طول گسستگی (کیلومتر)	بزرگای	شدت پیشینه بر روی گسل I(MSK)	فاصله از گسل (کیلومتر)	بیشینه شتاب افقی (g) PGA	بیشینه شدت در محل I(MSK)	
تبریز شمال تبریز	گسل شمال تبریز	۱۵۰	۵۸	۷/۳	IX	۱	۰/۶۴	IX	
اهر	گسل جنوب اهر	۶۲	۲۳	۶/۵	VII*	۸	۰/۳۶	VII*	

نقشه لرزه زمینساخت پهنه استان آذربایجان شرقی

۴. مدل سازی اجزای محدود به روش ماکرو

بر پایه این روش از مدل سازی مصالح بنایی، نمی توان واحدهای منفرد و اتصالات را از یکدیگر تشخیص داد و محیط مصالح بنایی به صورت پیوسته در نظر گرفته می شود به این معنی که آجرها و ملات و سطح مشترک ملات و آجر به صورت یک ماده همگن معادل فرض می گردد. خواص فیزیکی این محیط با

انجام آزمایشات، و یا متوسط گیری وزنی بین خواص فیزیکی محیط آجر و ملات تعیین می گردد. یکی از این پارامترها که در نتایج آنالیز تاثیر زیادی دارد، مدول الاستیسیته مصالح است. در ادامه رابطه ای جهت تعیین دقیقتر این پارامتر ارائه شده است. روش مدلسازی بکار رفته در این مقاله مدلسازی ماکرو می باشد. [1]

تعیین مدول الاستیسیته معادل مصالح بنایی: جهت تعیین مدول الاستیسیته مصالح بنایی برای بارگذاری های بدون خروج از مرکزیت رابطه ای به صورت زیر ارائه شده است. [3] در این تحقیق با توجه به نوع مصالح و ابعاد آجر، خواص مکانیکی آنها با میانگین گیری وزنی طبق رابطه ۱ بدست آمده است. که در جدول ۲ قابل مشاهده است. عوامل تاثیرگذار در رابطه (۱) مشخصات هندسی و خواص مکانیکی اجزای اساسی تشکیل دهنده مصالح می باشد.

$$\frac{1}{E_M} = \frac{\eta_b}{E_b} + \frac{\mu_m}{E_m} + 2\eta_m\eta_b \frac{v_b E_m - v_m E_b}{\eta_m(1-v_b)E_m + \eta_b(1-v_m)E_b} \left[\frac{v_m}{E_m^2} - \frac{v_b}{E_b^2} \right] \quad (1)$$

$$\eta_m = \frac{t_m}{(t_m + t_b)} \quad \eta_b = \frac{t_b}{(t_m + t_b)} \quad (2)$$

ضخامت ملات و آجر t_m, t_b مدول الاستیک ملات و آجر E_m, E_b و ضریب پواسون ملات و آجر v_m, v_b

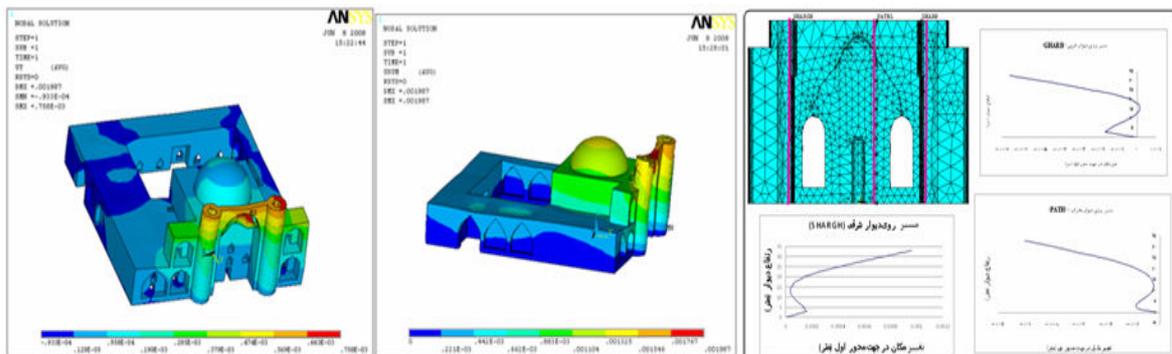
جدول ۲- خواص فیزیکی در نظر گرفته شده برای مصالح

$\rho = 1800 \frac{kg}{m^3}$	و	$E = 2 \times 10^4 \frac{kg}{cm^2}$	،	$\nu = 0.22$	مشخصات مکانیکی مصالح :
------------------------------	---	-------------------------------------	---	--------------	------------------------

معمولاً روش مدلسازی ماکرو برای آنالیز سازه های بنایی بزرگ مورد استفاده قرار می گیرد. در این پژوهش نیز به علت حجیم بودن سازه و تعداد بی شمار آجرهای بکار رفته، از این روش جهت مدلسازی محیط بنایی استفاده شده است. بدین منظور و با توجه به خصوصیات مکانیکی مصالح مصرفی، مدلسازی سه بعدی در نرم افزار Ansys انجام شده و تحلیل های مختلف بر روی مدل صورت گرفته است. از جمله المان های مورد استفاده در مدلسازی SOLID65, SOLID45 می باشد. مدل هندسی سازه ها به علت حجم بزرگ و پیچیدگی فراوان، پس از مدلسازی در نرم افزار Solid Works به محیط نرم افزار Ansys انتقال داده شد و سپس اقدام به مش بندی مدل گردید. تعدادی از آنالیز های انجام شده در ادامه نشان داده شده است.

۵. آنالیز تحت اثر وزن بنا

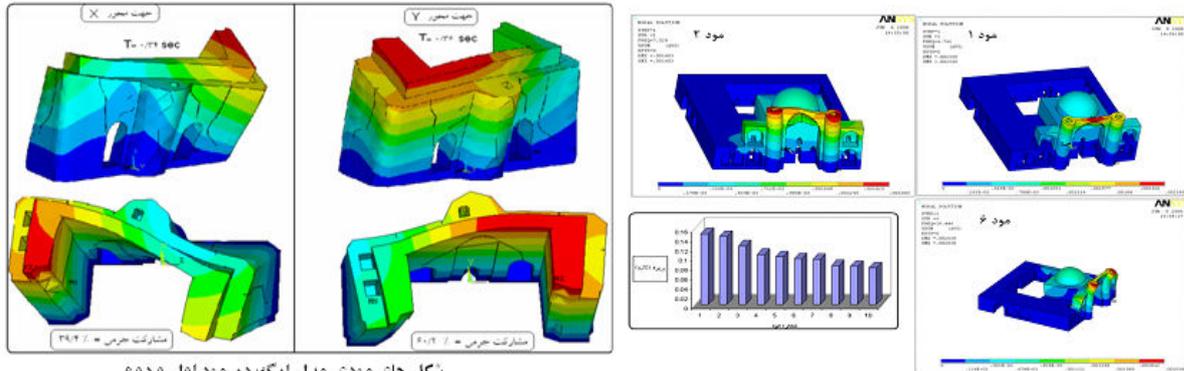
پس از بررسی نتایج مشخص گردید که هر دو بنا باربری ثقلی مناسبی دارند و تنش ها و تغییر شکل های حاصل از وزن بنا بسیار کمتر از مقادیر مجاز تنش و تغییر شکل هایی که تحت آنها سازه دچار رفتار غیر خطی شود، هستند. میل ریزشی دیوارهای ارگ به صحن اصلی است. نتایج تغییر شکل سازه در شکل ۲ قابل مشاهده است.



شکل ۲- تغییر شکل دیوارهای ارگ (تصویر راست) و تغییر شکل بقعه تحت اثر وزن بنا

۶. آنالیز مودال

شکل های مودی و مودهای غالب برای ۲ بنا در شکل ۳ نشان داده شده است. در مدل ارگ هم مود خمشی و هم مود پیچشی داریم. برای بنای شیخ شهاب مود غالب در جهت محور اول، مود ۲ و مود غالب برای جهت محور دوم مود اول بدست آمد. اگر بنا را در سه طبقه در نظر گرفته شود، با مشاهده تغییر شکل های مودی، مشاهده می شود که طبقه اول دارای سختی زیادی نسبت به دو طبقه دیگر دارد. همچنین مشاهده می شود که طبقه سوم نسبت به دو طبقه پایین تر طبقه نرم محسوب می شود.



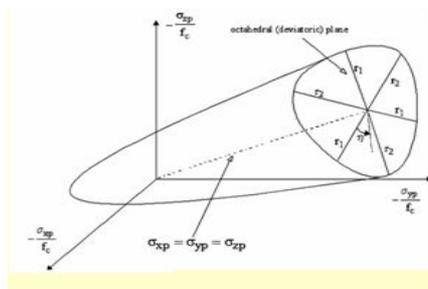
شکل های مودی مدل ارگ در مود اول و دوم

تغییر شکل های مودی و پریود 10 مود اول

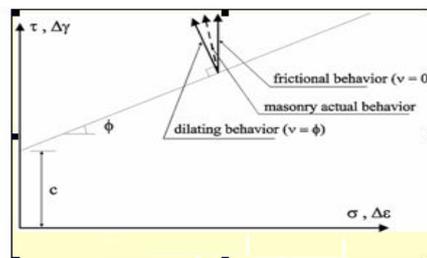
شکل (۳) بقعه ی شیخ شهاب (سمت راست) و ارگ تبریز (سمت چپ)

۷. آنالیز تاریخچه ی زمانی ارگ تبریز (ماکرو مدل پخشی)

دیوار مصالح بنایی با استفاده از المان سه بعدی Solid 65 مدل سازی شده است. فرض های رفتار الاستیک غیر خطی مادی برای المان های بنایی در نظر گرفته شده است. رفتار غیر خطی مصالح مطابق شکل ۴ در نظر گرفته شده است. مدل ترک هایی که این المان در نظر می گیرد، مدل پخش شده، 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 مدل سازی شده است. معیارهای بکار رفته در مدل سازی مطابق جدول (۳) در نظر گرفته شده است. از آنجاییکه شتابنگاشت زلزله های قوی ثبت شده در استان موجود نمی باشد سعی شد از میان شتابنگاشت زلزله های قوی موجود، شتابنگاشت های مناسب منطقه انتخاب شود. عواملی که در انتخاب شتابنگاشت ها لحاظ گردید شامل: دوره زمینساختی شهر تبریز، انتخاب شتابنگاشت زلزله های قوی کشور ایران، انتخاب زلزله های قوی کشور ترکیه (زیرا گسل شمال تبریز ادامه گسلی است که از کشور ترکیه عبور کرده است)، انتخاب شتابنگاشت زلزله های کشورهای همسایه شمالی و شتابنگاشت زلزله های تکان قوی جهان می باشد. شتابنگاشت های اعمالی مصنوعی است که مطابق با بیشینه شتاب افقی امکان پذیر برای ساختگاه مقیاس شده است.



سطح گسیختگی ویلیام وارنکه



پلاستیسیته مستقل از زمان: رفتار انبساطی و اصطکاک مصالح

شکل ۴- فرضیات رفتار غیر خطی مصالح برای مدل های اجزای محدود

جدول (۳) معیارهای گسیختگی بکار رفته در مدلسازی اجزای محدود
معیارهای بکار رفته در مدلسازی

ضرایب مورد نیاز جهت اختصاص معیار گسیختگی	ضرایب مورد نیاز جهت اختصاص معیار دراگر - پراگر
$\beta_1 = 0/01$ $\beta_c = 0/65$ $\sigma_t = 0/7 \text{ MPa}$ $\sigma_c = 2/7 \text{ MPa}$	$C = 100000 \text{ Pa}$ $\varphi = 20^\circ$ $\eta = 15^\circ$
ضرایب مورد نیاز جهت اختصاص معیار گسیختگی ویلام - وارنکه ضریب انتقال برش در ترک باز ضریب انتقال برش در ترک بسته مقاومت کششی مصالح مقاومت فشاری مصالح	چسبندگی زاویه اصطکاک داخلی زاویه انبساط حجمی

جدول (۴): آسیب پذیری مدل در جهت و زلزله های مختلف

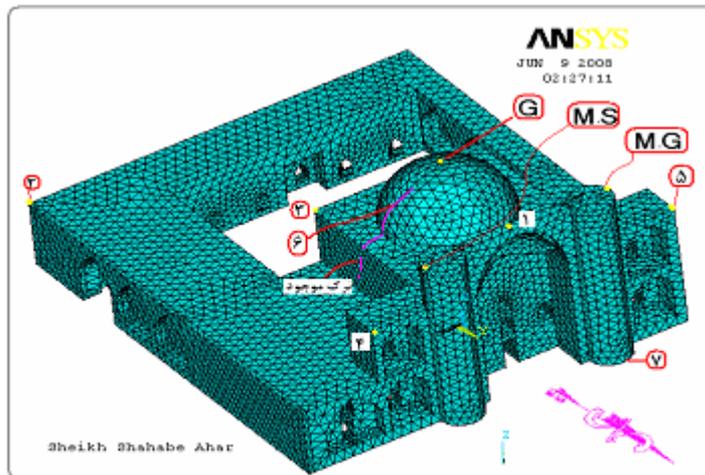
توضیحات	۰/۶۴g (زلزله های چی چی، کوبه)			۰/۴ g			۰/۲ g			۰/۱۲ g			۰/۱ g			PGA	نام دیوار
	ξ_{max}	ξ_{avg}	ξ_{min}	ξ_{max}	ξ_{avg}	ξ_{min}	ξ_{max}	ξ_{avg}	ξ_{min}	ξ_{max}	ξ_{avg}	ξ_{min}	ξ_{max}	ξ_{avg}	ξ_{min}		
ب.ت: بدون ترک	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	X
ت.خ: ترک خوردگی خفیف	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	Y
ت.ش: ترک خوردگی شدید	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	-X
خ: خرابی و ناپایداری خرابی در دیوار جنوبی زودتر از دو دیوار دیگر رخ می دهد.	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	۰	Y

نتایج تحلیل ها نشان می دهد (مطابق جدول ۴) ارگ تبریز مانند اکثر سازه های بنایی تاریخی ظرفیت باربری مناسبی جهت تحمل بار های ثقلی و وزن خودش دارد. همچنین در برابر بارگذاری لرزه ای به شدت آسیب پذیر است. همچنین بررسی کانتورهای تنش در المانها تحت بارگذاری ثقلی نشان می دهد که تنش های کششی از تنش کششی مجاز مصالح کمتر بوده و ترک خوردگی و همچنین پکیدگی در هیچ نقطه اتفاق نمی افتد. همچنین میل گسیختگی تمامی دیوارها به سمت صحن اصلی می باشد. باربری جانبی سازه در هر دو جهت (محور X و Y) کم بوده و تقویت ظرفیت باربری سازه در هر دو جهت امری اجتناب ناپذیر می باشد. وزن زیاد بنا، پایین بودن مقاومت کششی و فشاری مجاز مصالح، عدم تقارن بنا در هر دو جهت و ترک های موجود از عوامل ایجاد این ضعف می باشد. در مقام مقایسه، ظرفیت باربری سازه در جهت محور Y کمتر از جهت محور X است. وجود ترک های فراوان در دیوار محراب، ضخامت کم این دیوار و وجود دو درگاه در آن را می توان از علل ضعف در این راستا (جهت محور دوم) که خرابی خارج از صفحه خواهد بود، نام برد. بارگذاری جانبی در جهت های مثبت هر دو محور وضعیت بحرانی تری نسبت به بارگذاری لرزه ای در جهت منفی محور ها ایجاد می کند. این نتیجه گیری در هر دو نوع بارگذاری استاتیکی و دینامیکی قابل مشاهده می باشد که به علت محدودیت فضا از آوردن نتایج آنالیز بارافزون صرف نظر شده است.

۸. آنالیز تاریخچه ی زمانی بقعه شیخ شهاب

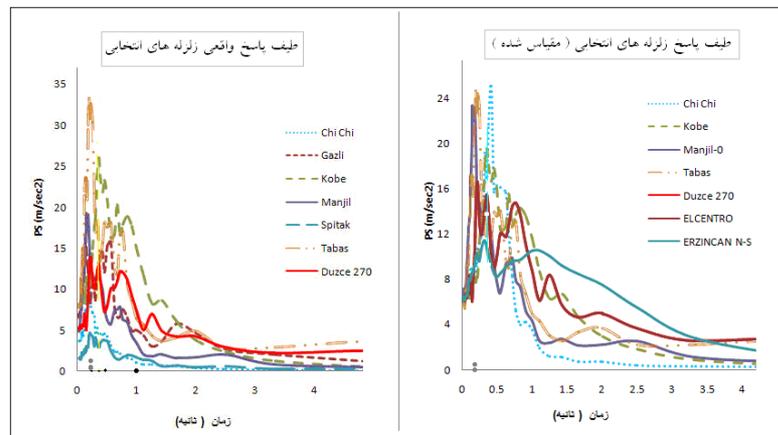
با انتخاب تعدادی زیادی از شتابنگاشت های مناسب منطقه از جمله زلزله های چی چی، کوبه، طیس، منجیل، دوزسی، ارزینکن و الاسترو و... اقدام به تحلیل لرزه ای مدل عددی گردید. برای تعیین زلزله ای که سازه را در ناحیه تشدید قرار دهد اقدام به تهیه طیف های پاسخ شتابنگاشت زلزله های منتخب نموده و شتابنگاشتی را که بزرگترین پاسخ را برای سازه ارائه دهد، برای اعمال به مدل انتخاب می شود. طیف پاسخ واقعی و مقیاس شده این شتابنگاشت ها در شکل (۶) آورده شده است طیس به ترتیب بزرگترین پاسخ ها را دارند. شتابنگاشت زلزله منجیل از میان شتابنگاشت های ذکر شده انتخاب گردید. به طوری که ماکزیمم شتاب افقی زمین در این شتابنگاشت $3/53 \text{ m/s}^2$ رسانده و به مدل اعمال گردید. زیرا مطابق

جدول ۱ پارامتر بیشینه شتاب افقی برای ساختگاه ۰/۳۶ برابر شتاب ثقلی بدست آورده شده است. در شکل ۵ نمای مدل نرم افزاری بنا و نقاط کنترلی قابل مشاهده است.



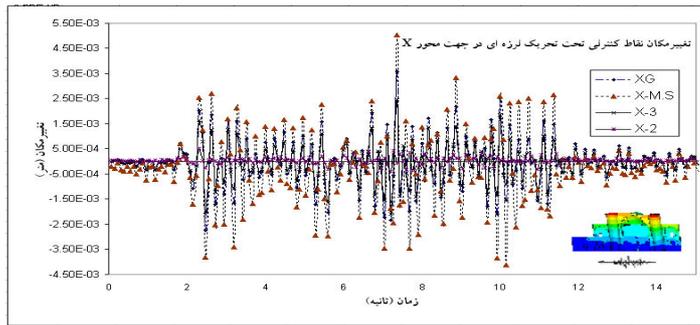
مدل اجزای محدود بنه و معرفی نقاط کنترلی

شکل (۵) نمای سه بعدی مدل نرم افزاری

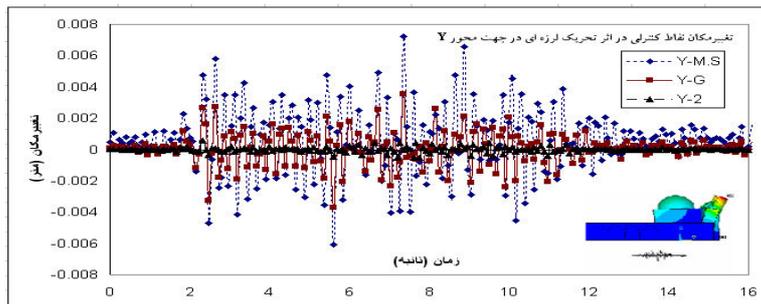


شکل ۶ - مقایسه طیف پاسخ شتابنگاشت های انتخابی

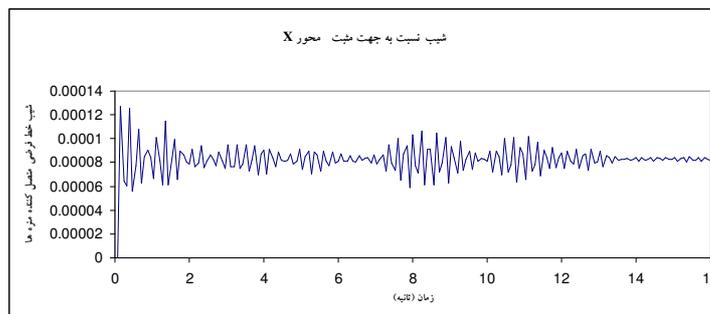
در شکل ۷ تاریخچه تغییر مکان نقاط کنترلی در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل در جهت محور اول نشان داده شده است. سختی زیاد طبقه اول از این نمودار قابل مشاهده است. همچنین نتایج بارگذاری برای جهت دوم در شکل ۸ قابل مشاهده است. از مقایسه تغییر مکان شکل های ۷ و ۸ مشخص است که تغییر مکان ماکزیمم در نوک مناره در اثر تحریک در جهت محور دوم اتفاق افتاده است. در شکل ۹، شیب خط فرضی متصل کننده نوک مناره ها نشان داده شده است. بدین صورت که اگر خطی فرضی در نظر بگیریم که نوک مناره ها را به هم متصل کند، و شیب مثبت آن در جهت مثبت محور اول و پادساعتگرد باشد، تاریخچه ی شیب خط فرضی را در این شکل نشان می دهد. همانطور که در اشکال مودی مشخص شد این فرم تغییر شکل مربوط به مد ۲ بود که در جهت محور اول غالب بود. و شکل ۹ نیز از نتایج بارگذاری در جهت همین محور بدست آمده است. در شکل ۱۱ و ۱۰ نیز تاریخچه تغییرات تنش در نقطه کنترلی ۶ در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می شود در اثر اعمال بارگذاری لرزه ای در جهت محور اول مقادیر تنش های کششی زیادی در جهت محور ۳ در این نقطه از سازه بوجود می آید.



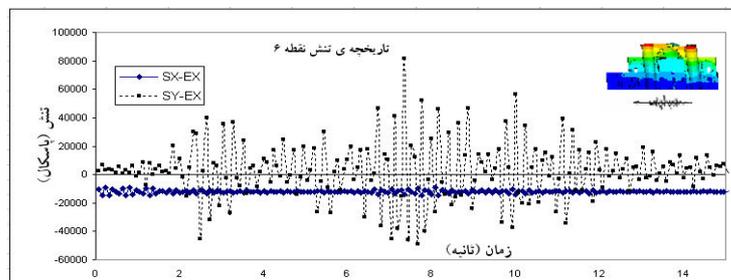
شکل ۷- تاریخچه تغییر مکان نقاط کنترلی در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل



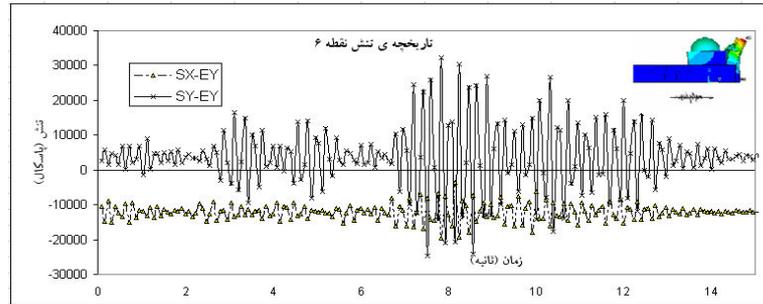
شکل ۸- تاریخچه تغییر مکان نقاط کنترلی در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل



شکل ۹- تاریخچه ی شیب خط فرضی متصل کننده نوک مناره ها



شکل ۱۰- تاریخچه تغییرات تنش در نقطه کنترلی ۶ در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل



شکل ۱۱- تاریخچه تغییرات تنش در نقطه کنترلی ۶ در اثر تحریک لرزه ای شتابنگاشت زلزله منجیل

می توان این چنین نتیجه گیری نمود که بنا در طبقه اول از استحکام و سختی خوبی برخوردار بوده و در صورت ارائه طرحی جهت مقاوم سازی باید نسبت به تقویت آن در طبقات بالاتر اقدام نمود. برای بارگذاری در جهت محور دوم مقادیر بالاتری هم برای تغییر مکان ها و هم برای تنش ها داریم. لذا بنا در این جهت آسیب پذیرتر خواهد بود. و در صورت ارائه طرحی جهت مقاوم سازی بنا در برابر بارگذاری لرزه ای تقویت بنا در این جهت در اولویت قرار دارد. مناره ها، دیوار متصل کننده مناره ها که به عنوان بازوی کوپل آنها محسوب می شوند و همچنین گنبد و دیوار زیر آن نیاز به تقویت و بهسازی دارند.

۹. نتیجه گیری

بناهای دوره ایلخانی با بکار بردن تکنیک هایی از جمله تکنیک شناژتخته ای و کرانه نمودن دیوارها و تبدیل مقطع ۴ ضلعی به ۸ ضلعی به وسیله فیل گوشها تا حدودی ظرفیت باربری بنا را چه از طریق کاهش وزن سازه یا بهبود مسیر انتقال نیرو افزایش داده است ولی ظرفیت باربری جانبی آنها بسیار کمتر از ظرفیت مورد نیاز است. نتیجه هایی در انتهای آنالیز تاریخچه ای زمانی در بخش ۷ و ۸ آورده شده است که جمع بندی آن به صورت: این بناها همانند اکثر بناهای تاریخی ظرفیت باربری مناسبی در برابر بارهای ثقلی دارند اما در برابر بارگذاری لرزه ای بسیار آسیب پذیرند.

۱۰. قدردانی

- معاونت فنی سازمان میراث فرهنگی، صنایع دستی و گردشگری استان آذربایجان شرقی

۱۱. مراجع

۱. پورامینیان، مجید، (۱۳۸۷)، " بررسی رفتار لرزه ای بناهای تاریخی " پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه تربیت معلم آذربایجان، تبریز.
- ۲- شاه پسند زاده ، مجید: بررسی مقدماتی لرزه خیزی، لرزه زمینساخت و خطر زمین لرزه گسلش در پهنه استان آذربایجان شرقی؛ دکتر مهدی زارع، موسسه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، ایران / تهران، شهریور ۱۳۷۴، ۷۴-۹۵-۷/۲.
3. Blasi. C: the Fractures of the French pantheon: Survey and Structural analysis; Coisson .E; Iori. I; Engineering Fracture mechanics; Article in press 2007
4. Berto .L: Failure mehanism of masonry prism Loaded in axial compression: A. Saetta, R. Scotta, R .Vitaliani; Materials and Structures; 2005, 38, 249 -256.
5. Lourenco. P.B: Assessment, diagnosis and strengthening of Outeiro church, Portugal; Con build mat; 2005, 19, 634-645.
6. Lourenco. P.B: Improving the Seismic resistance of Cultural heritage building; D.V. Oliveira, G. Vasconcelos, L.F. Ramos; Azurem, 4810-058 Guimaraes, Portugal; 2005.
7. Mallardo, Vincenzo: 2D non – Linear seismic analysis of a historical masonry building in Ferrara; Roberto Malvezzi, Enrico Milani, Gabriele Milani; Department of Architecture, University of Ferrara; 2006.
8. Mistler. M: Modelling methods of historical masonry buildings under seismic excitation; C. Butenweg, K Meskourisl; J. Seismol; 2006, 10:497-510.
9. Ansys (2004) <http://www.ansys.com> FE_software, SAS IP Inc.