

# مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تنیدگی با استفاده از روش المان مجزا

شهرام احمدوند؛ کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس

ناصر خاجی؛ دانشیار مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس

مسعود سلطانی محمدی؛ دانشیار مهندسی زلزله، دانشگاه تربیت مدرس

Email: nkhaji@modares.ac.ir

## چکیده

تحلیل جامع سازه‌های مصالح بنایی (از جمله بناهای تاریخی مانند پل‌های قوسی) چالش‌های مهمی را در مقابل مهندسان طراح ایجاد می‌کند که شاید بتوان این چالش‌ها را به پیچیدگی‌های الگوهای خاص رفتاری به دلیل وجود ناپوستگی‌ها و نیز تکنیک‌های ساخت و ساز سنتی آنان نسبت داد. در واحدهای مصالح بنایی، بخش مهمی از تغییر شکل‌ها به خاطر حرکت احتمالی بین بلوک‌های تشکیل دهنده سازه می‌باشد. روش تحلیلی المان مجزا، براساس نمایش صریح بلوک‌ها و درزها، ابزار عددی قدرتمندی است که می‌تواند بیشتر به جزئیات اجزای معماری سازه‌های مصالح بنایی بپردازد. در این تحقیق، کاربرد روش المان مجزا در محیط‌های ناپوسته متشکل از مصالح بنایی مورد مطالعه قرار می‌گیرد که در آن از برنامه سه‌بعدی  $3DEC$  استفاده شده است. بدین‌منظور و در ابتدا برای کسب اطمینان از عملکرد برنامه و تبیین رفتار مصالح بنایی در مدل‌های عددی المان مجزا، به حل و مقایسه نتایج مثال‌های مختلف<sup>1</sup> مصالح بنایی و سپس به مدل اصلی پل قوسی پرداخته می‌شود. در این تحقیق، با مطالعه عددی رفتار لرزه‌ای قوس‌های مصالح بنایی سنگی در یک مدل المان مجزا (با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی) پاسخ‌های سازه‌های به‌دست آمده و فرآیند خرابی به شکل مناسبی شبیه‌سازی شده است. در این شبیه‌سازی با یک رویکرد کلی به بررسی اثر زلزله بر روی قوس‌های مزبور و نحوه بروز خرابی در آنها پرداخته می‌شود. یکی از شیوه‌های رایج بهسازی رفتار در شیب‌های سنگی و تونل‌ها استفاده از تکنیک پس‌تنیدگی است. در این مقاله، ضمن بررسی امکان استفاده از این تکنیک برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی، میزان کارایی آن برای این پل‌ها مورد مطالعه قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل‌های روش المان مجزا بیانگر قابلیت مناسب این روش برای مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی است.

واژه‌های کلیدی: مصالح بنایی، پل‌های قوسی، مقاوم‌سازی لرزه‌ای، پس‌تنیدگی، روش المان مجزا

## ۱. مقدمه

پل‌های قوسی ساخته شده از مصالح بنایی از قرون گذشته مورد استفاده قرار گرفته‌اند. جاذبه‌های زیباشناختی آنها بدون تغییر باقی مانده، حتی تحلیل چنین اشکالی برای طراحان پل بسیار پربار بوده است. مقاومت‌سازی و بهسازی پل‌های مزبور که دارای ارزش‌های تاریخی ویژه‌ای هستند نیز عموماً از دو دیدگاه هیدرولیکی و لرزه‌ای (یا سازه‌ای) مورد بررسی قرار گرفته است. به منظور ارزیابی لرزه‌ای پل‌های با مصالح بنایی می‌توان از آزمایش‌های در محل و بعضاً از آزمایش‌های مخرب استفاده کرد، که البته پس از آزمایش ممکن است آسیب‌های قابل توجهی به سازه پل‌های موجود، وارد گردد [۱].

از سوی دیگر، تحلیل‌های عددی به عنوان گزینه دیگر برای ارزیابی لرزه‌ای محیط‌های ناپیوسته (نظیر پل‌های با مصالح بنایی) مطرح هستند. برای انجام تحلیل‌های عددی محیط‌های ناپیوسته بر اساس مدل‌های ریاضی، روش‌های عددی متنوعی ارائه و توسعه یافته‌اند [۲]. یک روش عددی مناسب روشی است که قابلیت پذیرش متغیرهای بیشتری را داشته و حتی الامکان همه متغیرهای اصلی را در تحلیل‌ها وارد کند. پل‌های قوسی با مصالح بنایی، محیط‌های ناپیوسته با رفتار پیچیده‌ای هستند که برای انجام تحلیل‌های غیرخطی، به یک مدل قابل اعتماد که به طور مناسبی با طبیعت ناپیوسته این سازه‌ها همخوانی داشته باشد، نیاز دارند. از میان روش‌های عددی موجود، روش المان محدود غیرخطی<sup>۲</sup> (به عنوان نمونه [۳-۶])، روش آنالیز تغییرشکل ناپیوسته<sup>۳</sup> (مثلاً [۷]) و روش المان مجزا<sup>۴</sup> [۷] دارای کاربرد بیشتری در مدلسازی و تحلیل محیط‌های ناپیوسته (مانند پل‌های قوسی مصالح بنایی) هستند.

موضوع تحقیق حاضر، پیشنهاد یک روش ساده و مناسب برای مقاومت‌سازی پل‌های قوسی مصالح بنایی است. روش‌های متنوعی برای مقاومت‌سازی این پل‌ها توسط محققان مختلف ارائه شده است که مرور نسبتاً جامعی از آنها را در مراجع [۸-۹] می‌توان یافت.

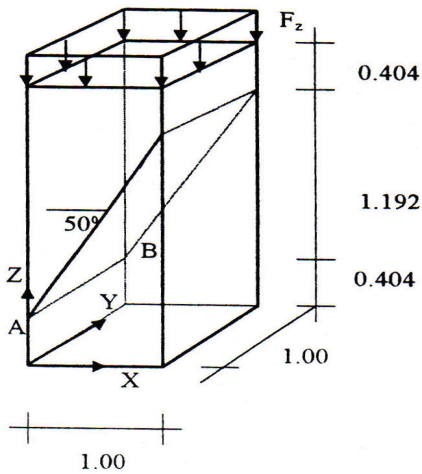
با توجه به قابلیت‌های روش المان مجزا، در این تحقیق از روش مزبور برای مدلسازی و تحلیل پل‌های قوسی با مصالح بنایی و نیز بررسی عملکرد روش پیشنهادی برای مقاومت‌سازی پل‌های مزبور استفاده شده است. در بخش بعدی به بیان جزئیات بیشتری از روش المان مجزا پرداخته می‌شود.

## ۲. روش المان مجزا

برای مدلسازی مصالح بنایی به کمک روش المان مجزا، واحدهای مصالح بنایی (آجر یا سنگ) به صورت محیط‌های پیوسته و اتصال بین آنها (مالات) با المان‌های تماسی (بدون بعد) مدل می‌شوند، و به این ترتیب امکان لغزش بین بلوک‌ها وجود خواهد داشت. این روش تحلیل برای سازه‌های با مقیاس بزرگ محاسبات طولانی و حجیمی را می‌طلبد، اما در مقایسه با آزمایش‌های پرهزینه و زمان‌بر، ابزار مناسب و ارزشمندی می‌باشد. روش المان مجزا در ابتدا توسط کاندال [۱۰] در زمینه مکانیک سنگ مورد استفاده قرار گرفت. در این روش، با در نظر گرفتن سطوح تماس انعطاف‌پذیر، حرکت بلوک‌ها و نیروهای اندرکنشی بین آنها با استفاده از قانون دوم نیوتن بیان می‌شود و بدین ترتیب، پاسخ ناپیوستگی‌ها (مانند درزه‌ها) که در معرض بارهای استاتیکی و دینامیکی قرار دارند، به خوبی شبیه‌سازی می‌شود. ناپیوستگی‌ها به عنوان شرایط مرزی بین بلوک‌هایی تلقی می‌شوند که به صورت صلب یا تغییرشکل‌پذیر رفتار می‌کنند. بلوک‌های تغییرشکل‌پذیر به شبکه‌های از المان‌های تفاضل محدود<sup>۵</sup> تقسیم می‌شوند و هر المان بر اساس یک رابطه تنش- کرنش خطی (یا غیرخطی) تعریف می‌شود. حرکت نسبی ناپیوستگی‌ها نیز توسط روابط جابه‌جایی- نیرو در جهات برشی یا نرمال بیان می‌گردد که به کمک آنها این روش قادر است جابه‌جایی‌های بزرگ در طول ناپیوستگی‌ها و چرخش بلوک‌ها را تحلیل کند. در این روش می‌توان مدل‌های رفتاری متنوعی برای بلوک‌ها و ناپیوستگی‌ها تعریف کرد تا بدین وسیله مدل رفتاری ناپیوستگی‌های ساختاری به رفتار واقعی آنها نزدیک‌تر گردد. ارائه جزئیات بیشتر تئوری این روش به مراجع موجود (مثلاً [۱۱]) واگذار می‌شود.

در این تحقیق از نرم‌افزار المان مجزای ۳DEC [۱۲] برای انجام تحلیل‌های مورد نیاز استفاده شده است. ۳DEC ابتدا برای تحلیل پروژه‌های مهندسی سنگ، طراحی گردیده و برای تحلیل پایداری شیب‌های سنگی توسعه یافته است. در حال حاضر، کاربرد این برنامه از مطالعه گسیختگی‌های پیش‌رونده<sup>۶</sup> در شیب‌های سنگی، تا برآورد تأثیر درزه‌ها، گسل‌ها، پی‌های سنگی و مصالح بنایی را دربر می‌گیرد. در ادامه، به منظور آشنایی با توانایی و عملکرد صحیح روش

### مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تندگی...



شکل ۱. منشور با درز مورب تحت فشار قائم

تختانی منشور در برابر کلیه درجات آزادی مقید شده است. مدول ارتجاعی و ضریب پواسون بلوک به ترتیب برابر

$$E_c = 100000 \text{ و } \nu = 0.0$$

انتخاب شده است. خصوصیات فیزیکی درز شامل مقاومت کششی  $F_t = 0$ ، سختی برشی  $k_s = 50000$ ، سختی نرمال  $k_n = 10000$ ، چسبندگی  $C = 1000$ ، ضریب اصطکاک  $\mu = 1$  و فشار قائم  $F_z = 1640$  مفروض هستند. لازم به ذکر است که پارامترهای فوق دارای واحدهای هماهنگ هستند. شکل ۲ مدل تهیه شده در برنامه ۳DEC را، قبل و بعد از لغزش و منحنی‌های شکل ۳، مقادیر تنش و تغییر مکان برشی نقاط گرهی را نشان می‌دهد.

نتایج حاصل از تحلیل توسط برنامه ۳DEC جهت مقایسه با پاسخ‌های مرجع [۱۳] در جدول ۱ آمده است. همان‌گونه

المان مجزا در حل مسائل مختلف، به تشریح مثال‌های عددی حل شده با برنامه‌ها و نرم‌افزارهای دیگر و مقایسه آنها با نتایج حاصل از برنامه المان مجزای ۳DEC پرداخته می‌شود.

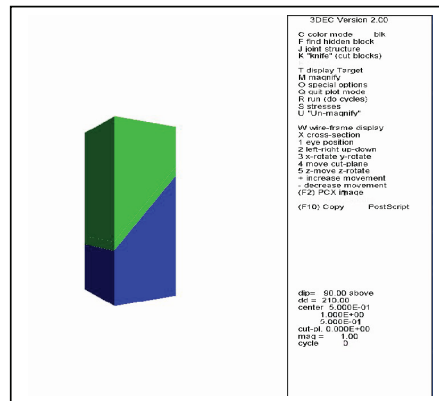
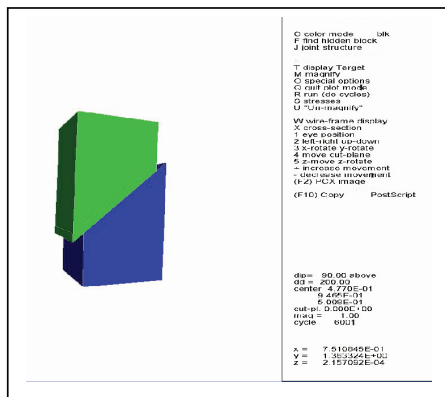
### ۳. صحت‌سنجی نرم‌افزار المان مجزای ۳DEC

همان‌گونه که ذکر گردید، هدف از این بخش بررسی عملکرد صحیح مدل‌های استفاده شده و کنترل صحت اجرای برنامه، در تحلیل مسائل محیط‌های ناپیوسته می‌باشد. بدین منظور، نتایج حاصل از نرم‌افزار در مقایسه با مدل‌های درز تدوین شده در سایر تحقیقات به کمک تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی با مثال‌های متنوعی بررسی می‌گردد. با توجه به مجهول بودن مقادیر ضرایب سختی برشی و سختی نرمال درز در برخی از مثال‌ها، این مقادیر به کمک تحلیل‌های عددی متعدد و مطالعه روند همگرایی برای نیل به نتایج واقعی به‌دست آمده‌اند.

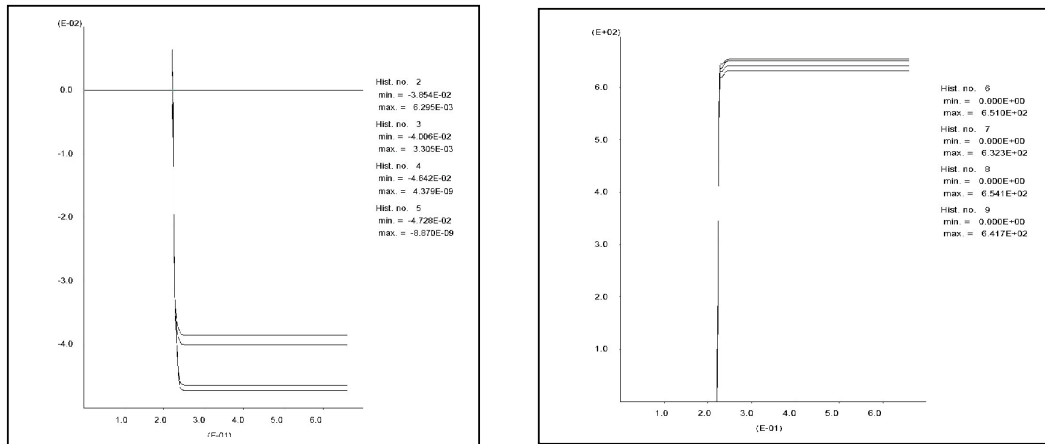
#### ۳-۱ منشور دارای درز مورب تحت فشار قائم

در این مثال، یک منشور شامل یک درز مورب تحت فشار قائم  $F_z$  (مطابق شکل ۱) در نظر گرفته شده است.

برای مقایسه نتایج تحلیل‌های حاضر با نتایج مرجع [۱۳]، مشابه مرجع مزبور، واحد اندازه‌گیری خاصی انتخاب نشده است. مشابه مرجع [۱۳]، مقاومت برشی درز (شامل مؤلفه‌های چسبندگی و زاویه اصطکاک داخلی) به اندازه کافی بزرگ اختیار می‌گردد تا جابه‌جایی‌های برشی الاستیک در صفحه درز رخ دهد. قاعده



شکل ۲. منشور دارای درز مایل در برنامه ۳DEC، قبل از لغزش (سمت راست) و بعد از لغزش (سمت چپ)



شکل ۳- نتایج تحلیل توسط برنامه 3DEC، مقادیر تنش برشی (سمت راست) و مقادیر جابه‌جایی برشی (سمت چپ)

### ۳-۲ تیر طره با تکیه‌گاه مفصل برشی

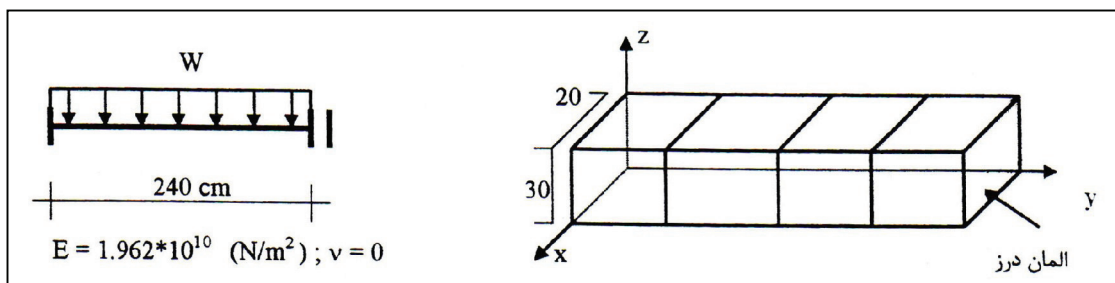
در این مثال، یک تیر طره‌ای با تکیه‌گاه مفصل برشی در انتهای آزاد آن، با استفاده از برنامه 3DEC به صورت استاتیکی تحلیل می‌شود و نتایج حاصل از آن با نتایج دو مدل مختلف دیگر مقایسه می‌شود. در مدل مقایسه‌ای اول [۱۳] بر اساس روش المان محدود، تیر خمشی و مفصل برشی به ترتیب توسط چهار المان آجری و یک المان درز جایگزین شده است. در مدل مقایسه‌ای دوم، تیر خمشی به‌عنوان یک المان قاب در نظر گرفته شده و از نرم‌افزار SAP2000 برای تحلیل استفاده شده است (شکل ۴).

مدول ارتجاعی تیر  $E = 1.962 \times 10^{10} (N/m^2)$  و ضریب پواسون آن  $\nu = 0.0$  انتخاب شده‌اند. برای المان درز، سختی برشی  $k_s = 0.0$ ، سختی نرمال  $k_n = 9.81 \times 10^{12} (N/m^2)$  چسبندگی و ضریب اصطکاک  $\tan \phi = 1.0$  مفروض هستند. تیر مذکور را تحت بار گسترده،

که ملاحظه می‌شود، تنش‌ها و جابه‌جایی‌های حاصل با تقریب مناسبی به نتایج مرجع مزبور نزدیک هستند. تفاوت‌های موجود را میتوان به تفاوت‌ها و تقریبات موجود در دو روش مختلف المان مجزا (تحقیق حاضر) و المان محدود (مرجع [۱۳]) نسبت داد.

جدول ۱. مقایسه مقادیر تغییر مکان برشی، تنش‌های نرمال و برشی

در دو مدل			
مدل	$d_x$	$t_s$	$s_n$
مرجع [۱۳]	-۰/۰۵۲۳۴	۸۰۶/۵۱	۶۷۵/۲۱
برنامه 3DEC	-۰/۰۴۳۰۸	۶۴۴/۷۸	۷۲۷/۰۵

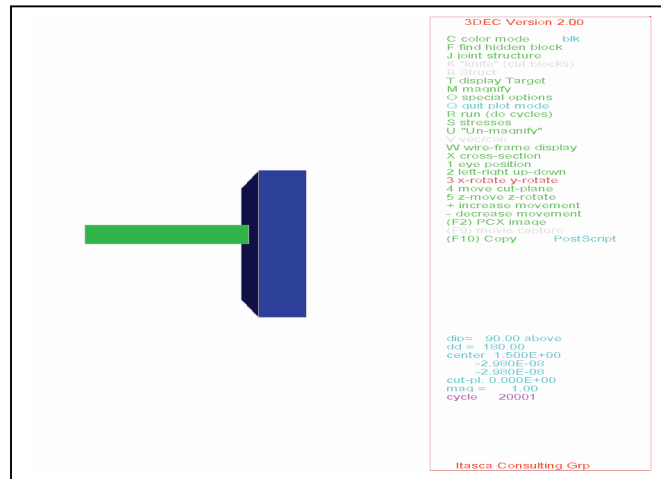


شکل ۴. تیر طره‌ای با تکیه‌گاه مفصل برشی، مدل مقایسه‌ای اول (سمت راست) و مدل مقایسه‌ای دوم (سمت چپ)

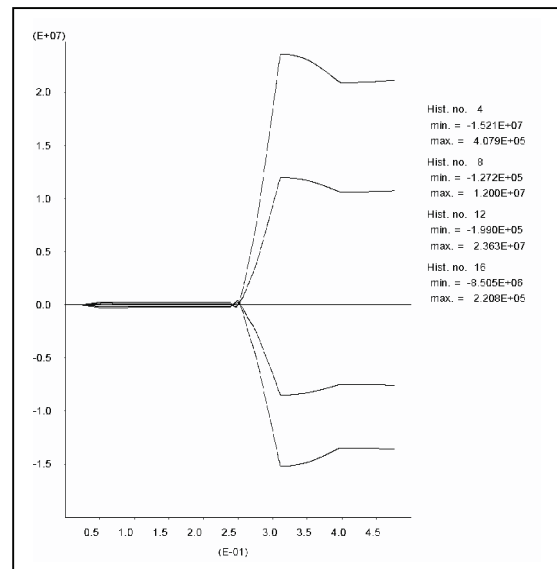
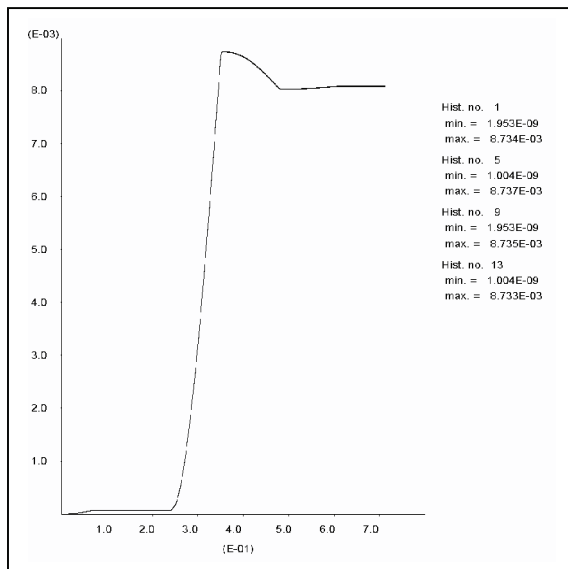
## مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تندگی...

از تیر جدا شده (و به تیر امکان لغزش و حرکت در امتداد قائم را می‌دهد)، استفاده شده است. مقادیر تغییر مکان برشی و تنش‌های نرمال نقاط گرهی انتهایی تیر در شکل ۶ ارایه شده است.

با استفاده از نرم‌افزار المان مجزای ۳DEC تحلیل و پاسخ‌ها را با نتایج دو مدل دیگر مقایسه می‌کنیم. برای مدل‌سازی مناسب مفصل برشی در برنامه ۳DEC، مطابق شکل ۵، در انتهای تیر طره از بلوکی که توسط یک درزه



شکل ۵. مدل تیر طره‌ای در برنامه ۳DEC



شکل ۶. مقادیر تنش نرمال (سمت راست) و تغییر مکان برشی (سمت چپ) برای چهار نقطه گرهی انتهایی تیر در برنامه ۳DEC. این چهار نقطه گرهی در محل تماس دو بلوک راست و چپ، و روی آخرین المان مجزای بلوک سمت چپ قرار دارند

حاصله مورد بررسی قرار گرفته است.

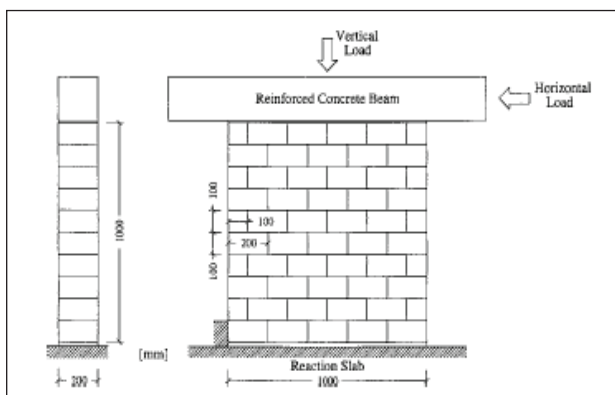
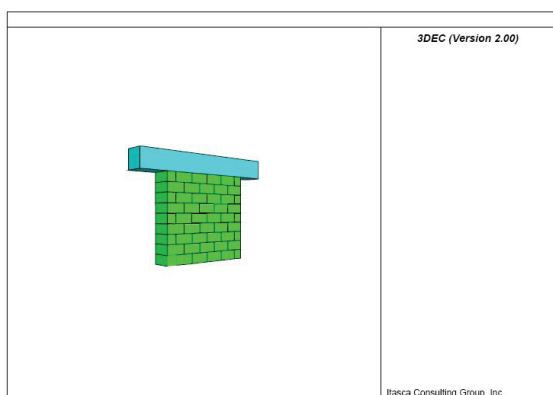
برای انجام آزمایش، دیوار تحت بار قائم ( $kN$ ) ۱۰۰ قرار می‌گیرد که در نتیجه آن، تنش نرمال فشاری ( $0.5(N/m^2)$ ) در سطح بالایی دیوار ایجاد می‌شود. بین سطح بالایی دیوار و تیر بتن مسلح روی دیوار (به ابعاد  $0.20 \times 0.20 \times 1.6 m^3$ ) تماس خوبی وجود دارد. دیوار در آزمایشگاه یک روز پس از ساخته شدن آزمایش شده است. ابتدا یک بار فشاری عمودی به وسیله محرک هیدرولیکی، در حالی که نیرو کنترل می‌شود، اعمال شده تا جایی که بار مورد انتظار کاملاً به دیوار وارد شود. سپس بار افقی به تدریج به تیر بتنی وارد می‌شود. در حین انجام آزمایش، وقایع اصلی مثل باز شدن اتصالات و ظهور شکاف‌ها ثبت شده‌اند (شکل ۸).

با استفاده از میانگین مقادیر تنش نرمال گرهی، می‌توان لنگر انتهای تیر را بر اساس روابط ساده مقاومت مصالح محاسبه نمود. جدول ۲ نتایج تحلیل‌های سه‌گانه فوق را برای تیر طره‌ای، در مقایسه باهم نشان می‌دهد. نتایج جدول ۲ نشان می‌دهد که مدلسازی و تحلیل با استفاده از نرم‌افزار 3DEC<sup>۳</sup> به نتایج مطلوبی منتهی می‌شود و مقایسه پاسخ‌ها با حل روش‌های دیگر، دقت و کارایی این برنامه را بیان می‌کند.

۳-۳ دیوار مصالح بنایی با درزهای خشک، تحت اثر بار درون صفحه<sup>۷</sup> یک تحقیق تجربی [۱۴] توسط دانشگاه مینهو<sup>۸</sup> انجام گرفته که در آن به رفتار سازه‌ای دیوارهای سنگی مصالح بنایی با درزهای

جدول ۲. نتایج تحلیل تیر طره‌ای با مدل‌های مختلف

نتایج تحلیل	مرجع [۱۳]	SAP2000	3DEC
تغییر مکان انتهای $V(m)$	$7.501 \times 10^{-3}$	$9.464 \times 10^{-3}$	$8.735 \times 10^{-3}$
لنگر انتهای $M(N.m)$	$4.650 \times 10^4$	$5.592 \times 10^4$	$4.445 \times 10^4$

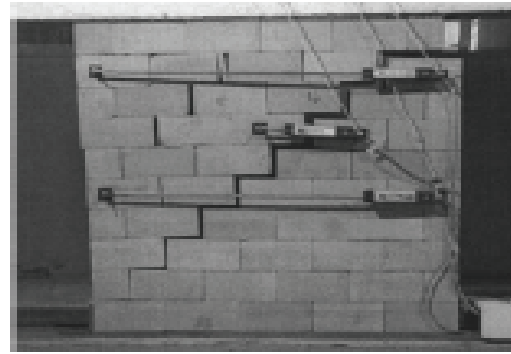
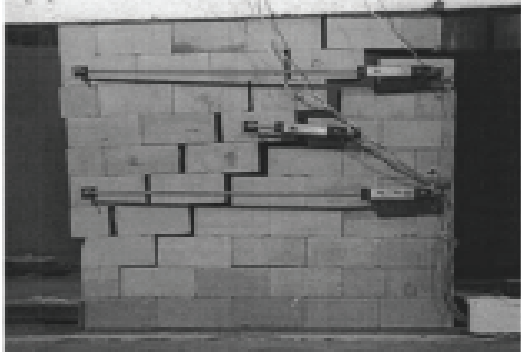


شکل ۷. دیوار مصالح بنایی تحت بارهای درون صفحه‌ای، مدل آزمایشگاهی (سمت راست) و مدل المان مجزا (سمت چپ)

به منظور تکمیل تحقیقات تجربی، تحلیل‌های عددی با استفاده از مدل سطح مشترک چند سطحی که توسط لورنکو و همکاران [۱۵] پیشنهاد شده اجرا گردید. این مدل کاملاً بر اساس تئوری پلاستیسیته است و فرض می‌شود که واحدهای سنگی به صورت

خشک پرداخته شده است. این آزمایش‌ها بر روی هفت دیوار با سطوح مختلف بارگذاری انجام شده است. در تحقیق حاضر، به منظور نشان دادن قابلیت‌های برنامه 3DEC<sup>۳</sup>، یکی از این دیوارها مطابق شکل ۷ با استفاده از برنامه مزبور مدل شده و نتایج

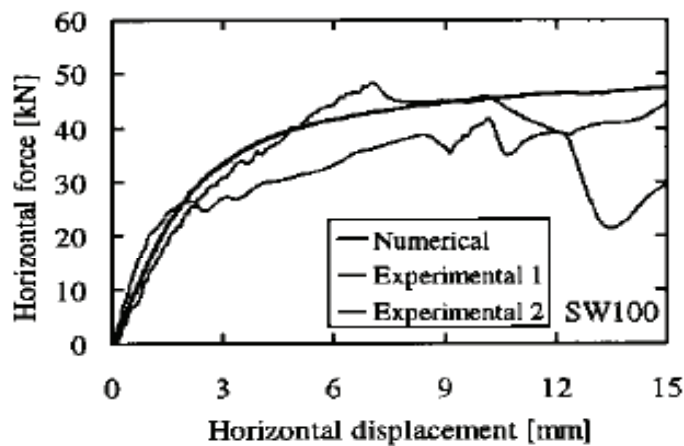
شکل ۸. ثبت وقایع اصلی آزمایش [۱۴]



سختی برشی  $(N/m^3) \times 10^9$  3.37 و زاویه اصطکاک  $31/8$  در نظر گرفته شد. نتایج حاصل از آنالیز عددی در مقایسه با نتایج آزمایشگاهی در شکل ۹ نشان داده شده است.

در ادامه این بخش، نتایج حاصل از تحلیل سه‌بعدی المان مجزای دیوار مصالح بنایی مزبور (که در تحقیق حاضر مورد بررسی قرار گرفته است) ارائه می‌گردد. در انجام این تحلیل‌ها از خواص مصالح (بر اساس مدل کولمب)، ابعاد هندسی و شرایط مرزی کاملاً مشابه با تحقیق تجربی استفاده شده است. محورهای مختصات XYZ به‌گونه‌ای انتخاب شده است که محور X در

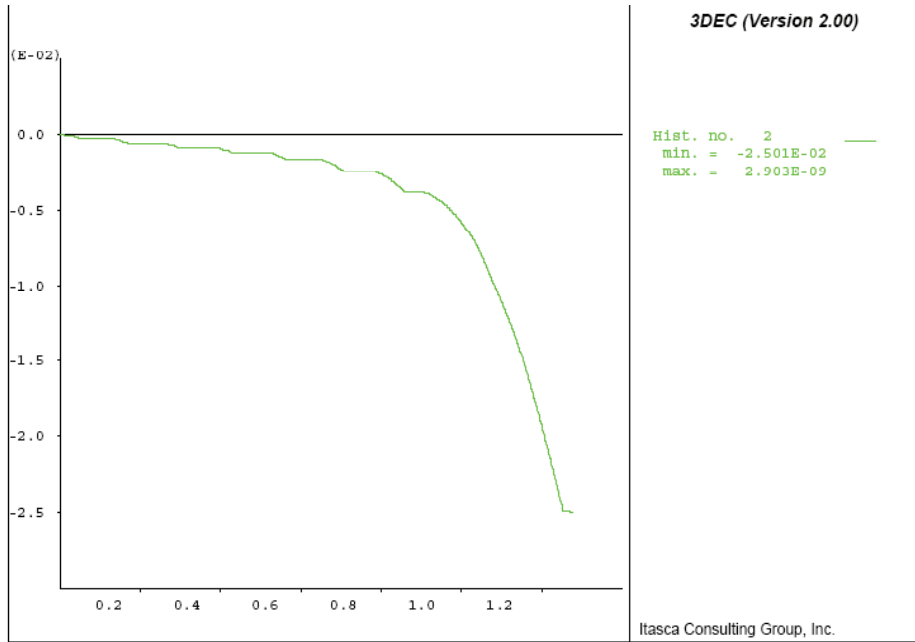
الاستیک رفتار می‌کنند و رفتار غیرالاستیک روی درزها متمرکز است. مدل‌سازی عددی واحدهای مصالح بنایی با استفاده از المان‌های پیوسته تنش مسطح هشت‌گره‌ای و درزها با المان‌های درز بدون بعد شش‌گره‌ای انجام گرفت. به بیان دیگر، با ارایه یک مدل دوبعدی شرایط کار آنالیز عددی با تقریب مناسبی مطابق روش تجربی بود. برای انجام آنالیزهای عددی، مدول یانگ مصالح بنایی برابر،  $(kN/mm^2) 15.5$  وزن مخصوص آن  $(kN/m^3) 25$  مقاومت کششی آن  $(N/m^2) 3.7$  و نسبت پواسون آن برابر  $0.25$  منظور گردید. تیر بتن مسلح



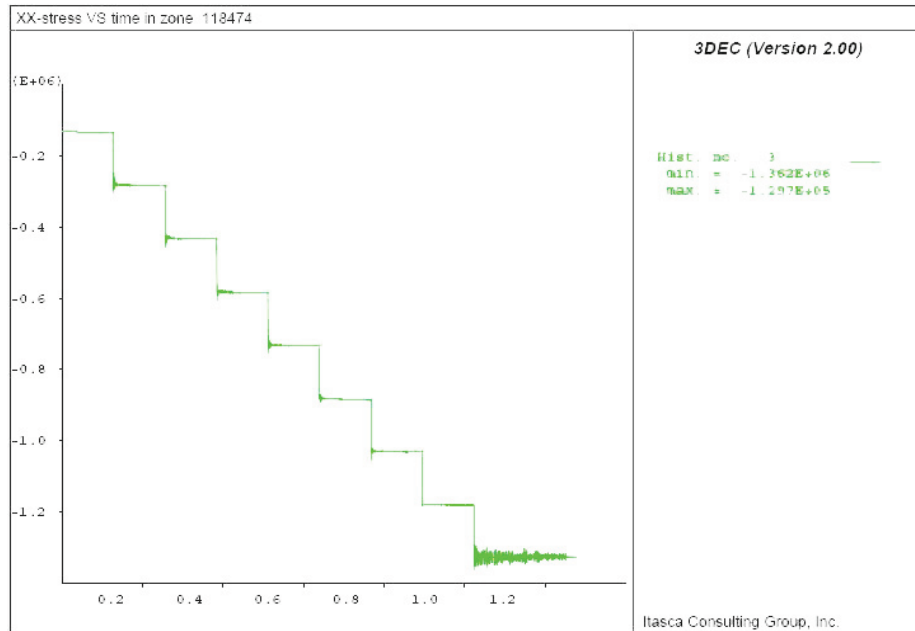
شکل ۹. نتایج روش عددی و آزمایشگاهی

صفحه دیوار (در جهت طولی آن)، محور Y در صفحه دیوار (در جهت ارتفاعی آن) و محور Z در جهت عمود بر صفحه دیوار قرار دارند. نمونه‌هایی از نتایج حاصل از تحلیل المان مجزای دیوار مصالح

فوقانی دارای مدول یانگ  $(kN/mm^2) 30$ ، وزن مخصوص و  $(kN/m^3) 40$  نسبت پواسون  $0.2$  است. برای اتصال با درزهای خشک بین بلوک‌ها، سختی نرمال  $(N/m^3) 8.08 \times 10^9$ ،



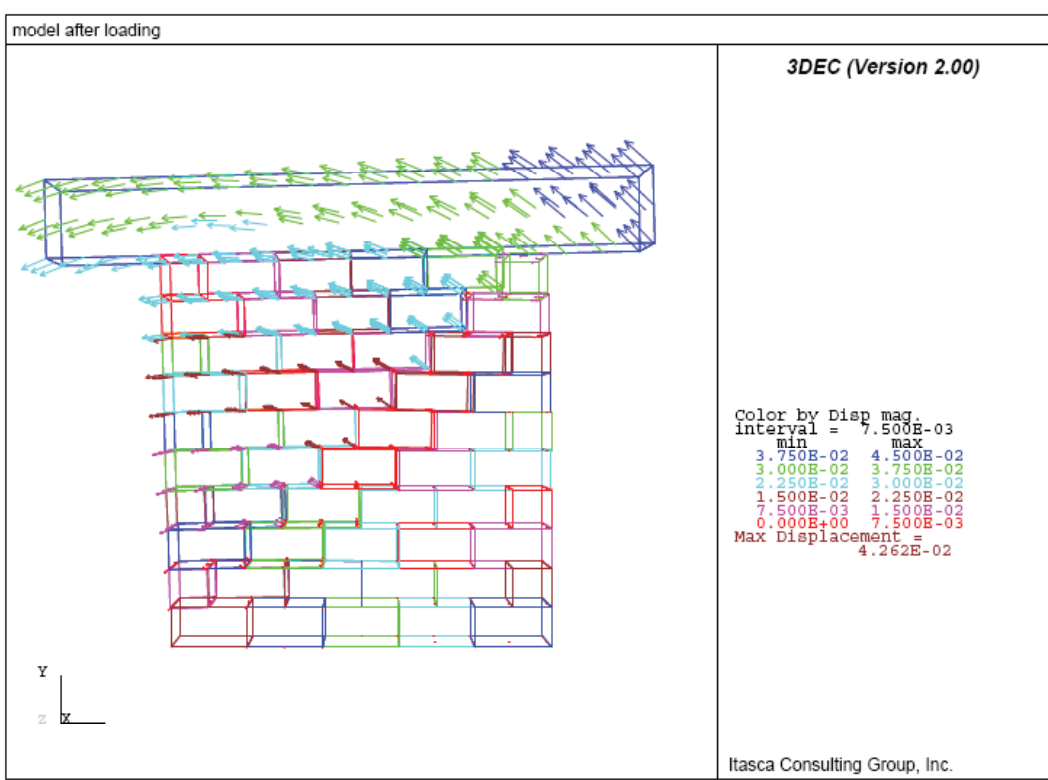
شکل ۱۰. تغییر مکان یک نقطه نمونه با مختصات (۰/۱, ۰/۹, ۰/۱m).



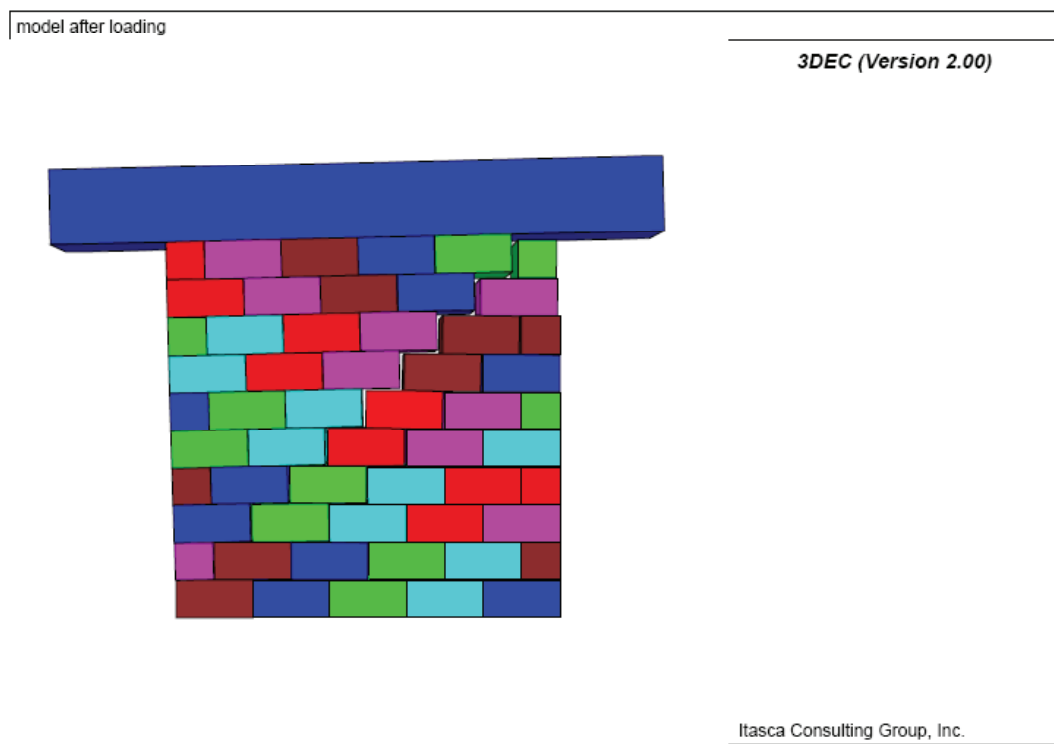
شکل ۱۱. تنش برشی در جهت محور X



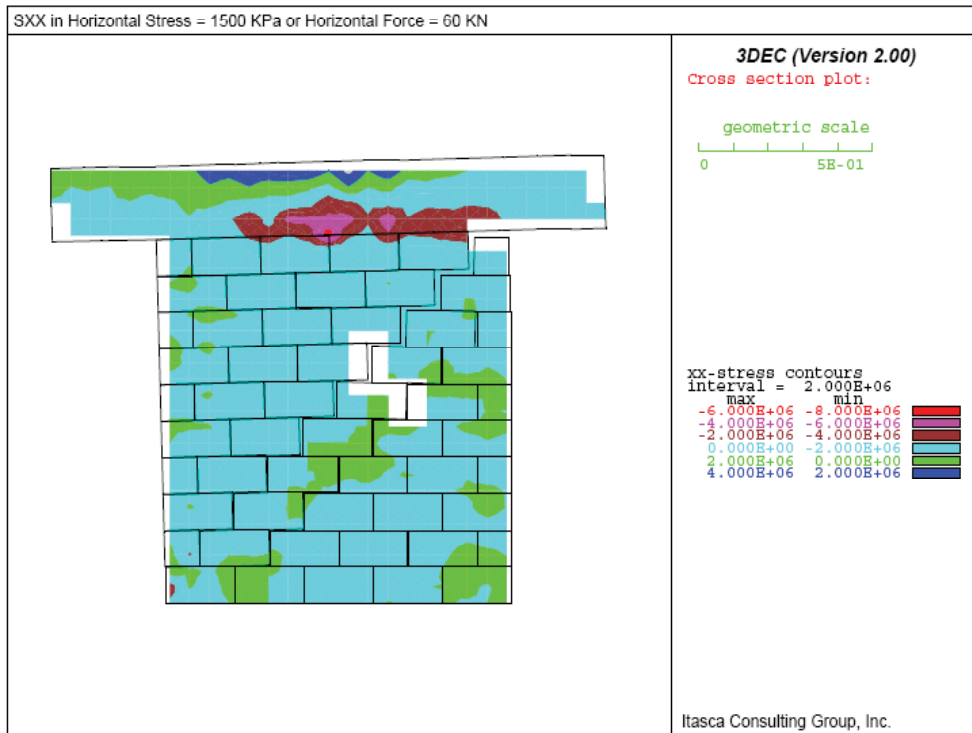
مقاوم سازی لرزه ای پل های قوسی مصالح بنایی به روش پس تنیدگی...



شکل ۱۲. مقادیر تغییر مکان المان های دیوار



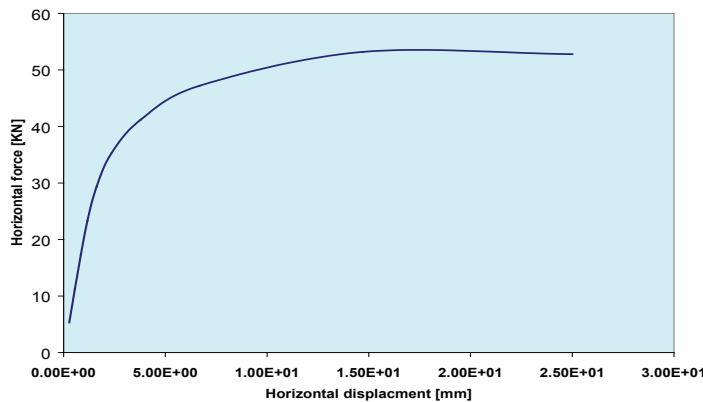
شکل ۱۳. مکانیزم خرابی دیوار



شکل ۱۴. توزیع تنش برشی افقی در مرحله شکست

شکاف عمودی نابهنگام در واحدهای بنایی می‌شود. این الگوی خرابی در آزمایش‌ها اثبات گردیده است و مدل برنامه ۳DEC (شکل ۱۳) نیز این مکانیسم را به خوبی نشان می‌دهد. توافق بین پاسخ‌های عددی، تجربی و نتایج حاصل از برنامه ۳DEC نسبتاً رضایت‌بخش است که این امر را می‌توان با مشاهده نمودار شکل ۱۵ و مقایسه آن با نمودار شکل ۹ تصدیق نمود. همچنین تفاوت‌های ناچیز بین بارهای فروریزش (جدول ۳) نیز مؤید این مطلب است.

بنایی مزبور در شکل‌های ۱۰ تا ۱۴ ارایه شده است. تجارب قبلی در زمینه بررسی رفتار دیوارهای با مصالح بنایی نشان داده است که عمده نقص دیوار تحت بار افقی درون‌صفحه‌ای، نقص برشی بوده که با شروع لغزش در درزها، باعث بروز ترک مورب در دیوار می‌شود. در این حالت، نیروی فشاری اعمالی از بالا، فقط بروز ترک را به تأخیر می‌اندازد. فقدان یک ماده بین‌لایه‌ای، تنش را در نقاط تماس متمرکز می‌کند، و این منجر به



شکل ۱۵. نمودار تغییر مکان - نیروی افقی در دیوار، حاصل از آنالیز برنامه ۳DEC

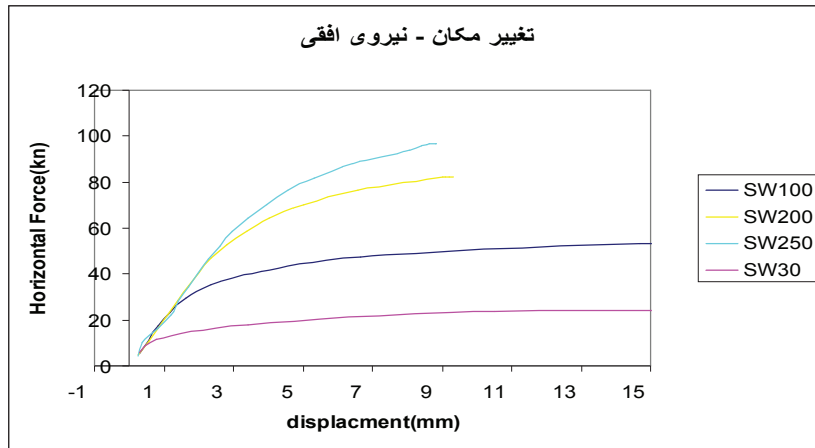
مقاوم سازی لرزه ای پل های قوسی مصالح بنایی به روش پس تندگی...

جدول ۳. مقایسه بارهای فرو ریزش دیوار با بار قائم ۱۰۰ کیلو نیوتن

Wall-۱۰۰	FEM (joint element)	۳DEC	Experimental	Ratio (۳DEC/Experimental)
Collapse loads	۴۵	۵۲	۴۷/۵	۱/۰۹

(جدول ۴). همان گونه که قابل انتظار است، ملاحظه می شود که در دیوار تحت تنش های نرمال بالاتر، میزان سختی افزایش می یابد و این به خاطر افزایش تماس بین واحدهای بنایی می باشد. منطبق بر نتایج آزمایشگاهی مرجع برای تنش های قائم بالا خطر کماتش با یک ترک مورب کامل در میان اتصال نسبت به نمونه های با تنش کمتر وجود دارد.

در ادامه تحلیل ها، دیوار برای نیروهای فشاری قائم  $30 (kN)$ ،  $200 (kN)$  و  $250 (kN)$  که هریک به ترتیب تنش های  $0.15(N/mm^2)$ ،  $1.00(N/mm^2)$  و  $1.25(N/mm^2)$  را ایجاد می کنند، آنالیز گردیده که نتایج آنها در شکل ۱۶ ارایه شده است. این نتایج قابل مقایسه با نتایج مرجع [۱۴] می باشد



شکل ۱۶. پاسخ جابه جایی دیوار بنایی تحت تنش های قائم مختلف به افزایش نیروی افقی

جدول ۴. مقایسه بارهای فرو ریزش دیوار با بارهای قائم مختلف

Collapse loads	Numerical	۳DEC	Experimental	Ratio (۳DEC/Experimental)
SW۳۰	۱۷	۲۳/۷	۲۲/۴	۱/۰۵
SW۱۰۰	۴۵	۵۲	۴۷/۵	۱/۰۹
SW۲۰۰	۸۱/۴	۸۲/۴	۷۰/۳	۱/۱۷
SW۲۵۰	۹۸	۹۶/۸	۱۰۲/۷	۰/۹۴

فیزیکی ملات به هم متصل شده‌اند. بلوک‌های بنایی دارای مدول ارتجاعی  $E = 50(GPa)$ ، ضریب پواسون  $\nu = 0.2$  و جرم مخصوص  $\rho = 2700(kg/m^3)$  هستند. ملات نیز دارای سختی برشی  $k_s = 20(GPa/m)$ ، سختی نرمال  $k_n = 50(GPa/m)$  زاویه اصطکاک داخلی  $\phi = 30^\circ$ ، چسبندگی  $C = 0$  و مقاومت کششی  $f_t = 0$  است. در قسمت‌های بعدی حالت‌های مختلف تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی (لرزه‌ای) انجام شده بر روی پل مزبور ارایه می‌شود.

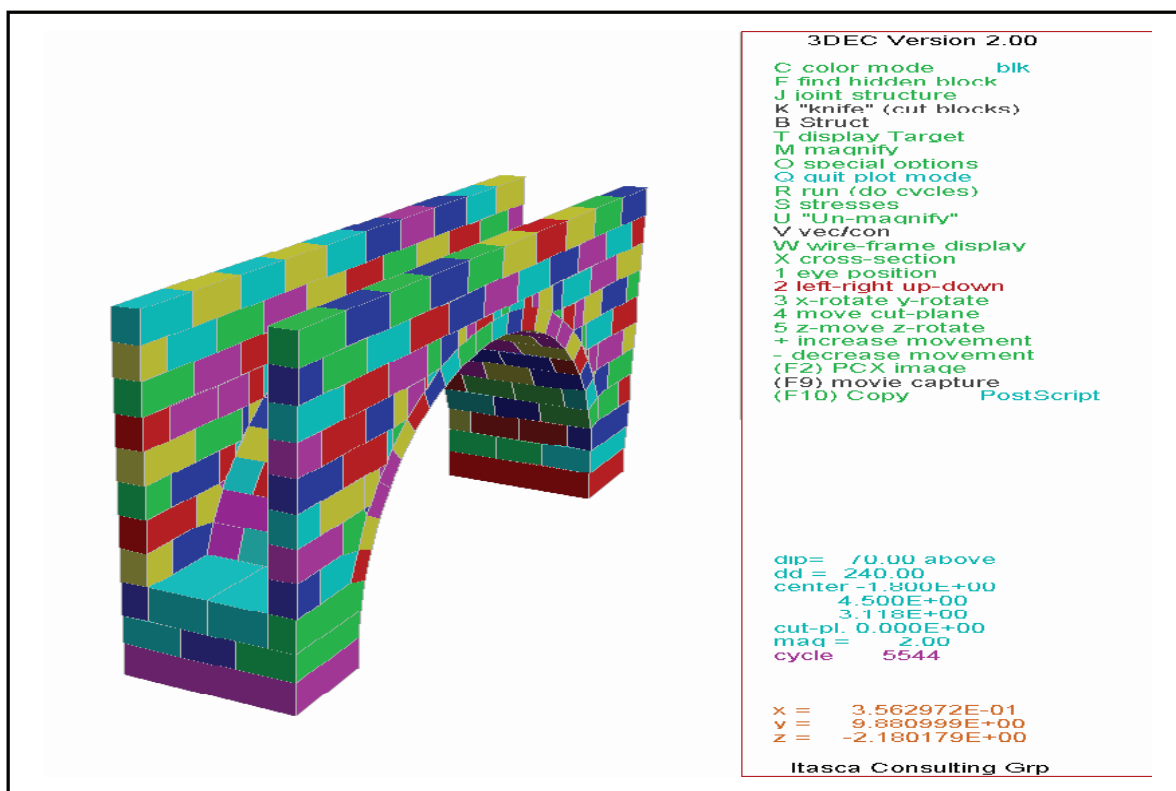
#### ۴-۱ تحلیل پل قوسی تحت اثر بار متمرکز

در این حالت بارگذاری، تحلیل با اعمال یک بار نامتقارن متمرکز در یک طرف دیوارها آغاز می‌شود و تا زمان وقوع شکست در دیوار، ادامه می‌یابد. مدل ابتدا تحت اثر شتاب ثقل است و سپس ماده پرکننده بین دیوارها به‌عنوان یک بار مرده اضافه می‌شود. در ادامه بار زنده ۶۰۰ کیلو نیوتنی که به‌طور پیوسته تا زمان

#### ۴. بررسی آسیب‌پذیری و مقاوم‌سازی یک پل قوسی با مصالح بنایی

در این بخش به بررسی رفتار یک پل قوسی فرضی با مصالح بنایی می‌پردازیم. به این منظور یک پل با دهانه ۱۴، عرض ۴/۴ و ارتفاع ۱۰ متر مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. شکل ۱۷، پل مورد مطالعه را که شامل یک قوس نیم‌دایره با دیوارهای پیشانی<sup>۹</sup> است نشان می‌دهد.

بارهای زنده که معرف ترافیک عبوری هستند به قسمت فوقانی دیوارهای پیشانی وارد می‌شوند. ماده پرکننده<sup>۱۰</sup> روی طاق بین دو دیوار پیشانی، به‌صورت یک بار مرده برای بلوک‌های طاق معرفی می‌شود. دیوارهای پیشانی ابتدا توسط دو بلوک بزرگ که طاق قوس را احاطه می‌کنند، تولید شده و در ادامه با استفاده از دستورات ایجاد بلوک و درزه، این دیوارها ساخته می‌شوند. طاق قوس از ۷۵ بلوک تشکیل می‌شود و مدل کامل شامل ۲۴۷ بلوک است که با اتصال ملاتی (به‌صورت درزه) با خصوصیات

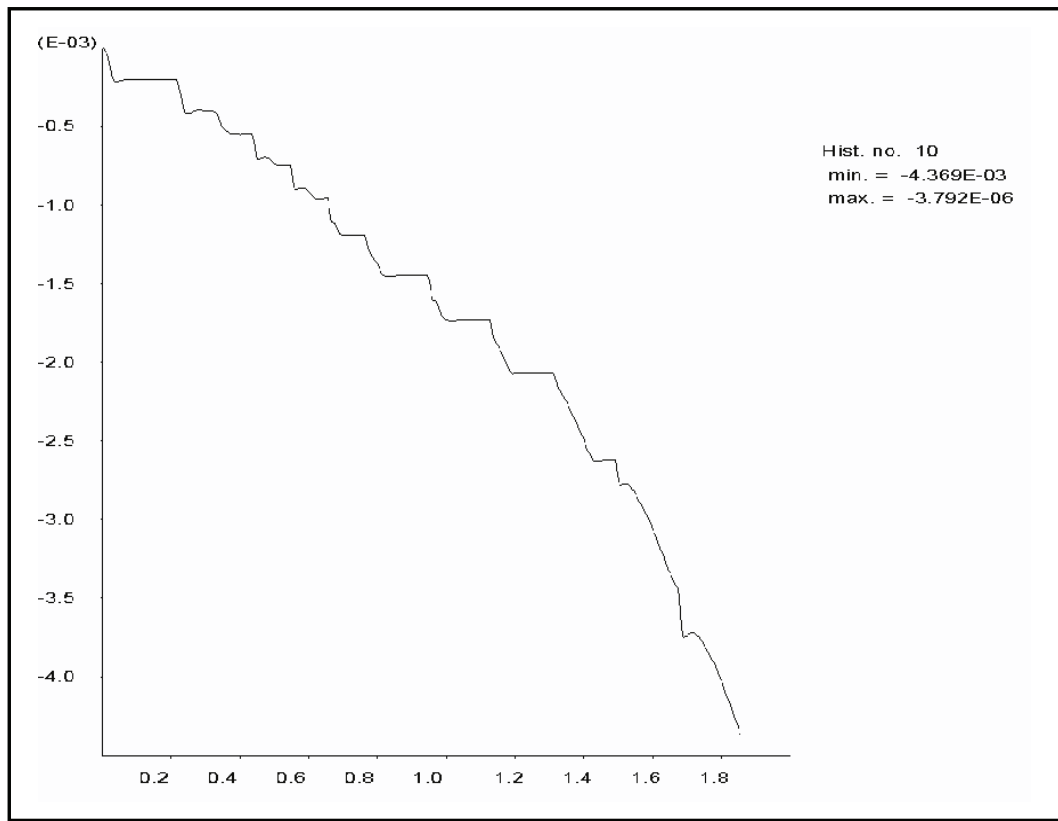


شکل ۱۷. پل قوسی با مصالح بنایی مورد مطالعه در این تحقیق

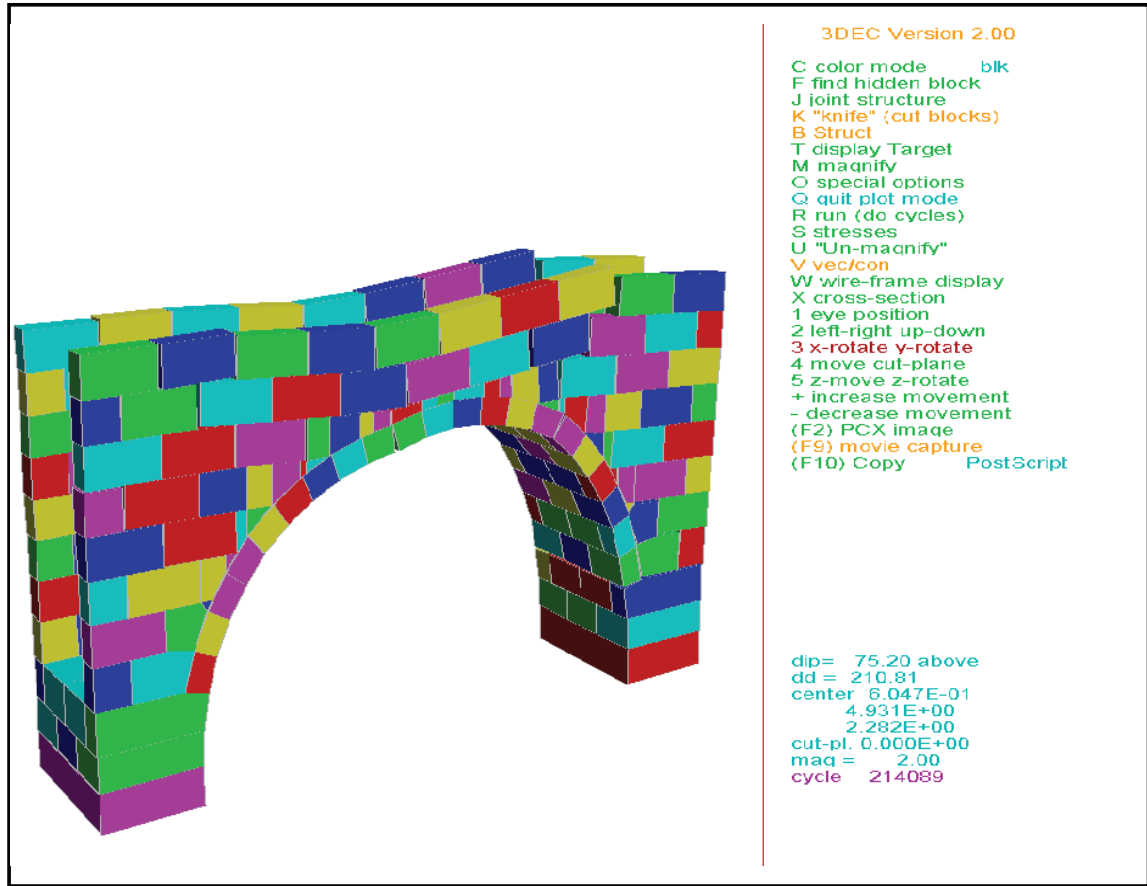
## مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تندگی...

با بررسی نتایج، لزوم اعمال تقویت احساس می‌گردد و لذا در ادامه با استفاده از بولت‌هایی با ظرفیت باربری بالا در کلید طاق و دو نقطه دیگر در طرفین آن، طاق قوس را تقویت کرده و نتایج را بررسی می‌کنیم. منحنی شکل ۲۰ تغییر مکان نقطه شاخص را در حالت تقویت شده نشان می‌دهد. جدول ۵ مقایسه بین نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی پل مورد مطالعه را در سه حالت مختلف نشان می‌دهد. همان‌گونه که انتظار می‌رود، ملاحظه می‌شود که تأثیر تقویت در سه نقطه (کلید طاق و یک سوم ابتدایی و انتهایی طاق)، به مراتب بیشتر از تقویت در نقطه کلید تنها است. از تحلیل‌های انجام شده می‌توان چنین برداشت نمود که در مجموع این روش مقاوم‌سازی می‌تواند یک روش مؤثر باشد. انتخاب یک بارگذاری متمرکز نامتقارن به منظور ایجاد یک میدان تنش کاملاً دلخواه بوده است [۱۶]. در ادامه، اثرات این روش تقویت تحت بارگذاری لرزه‌ای بررسی می‌گردد.

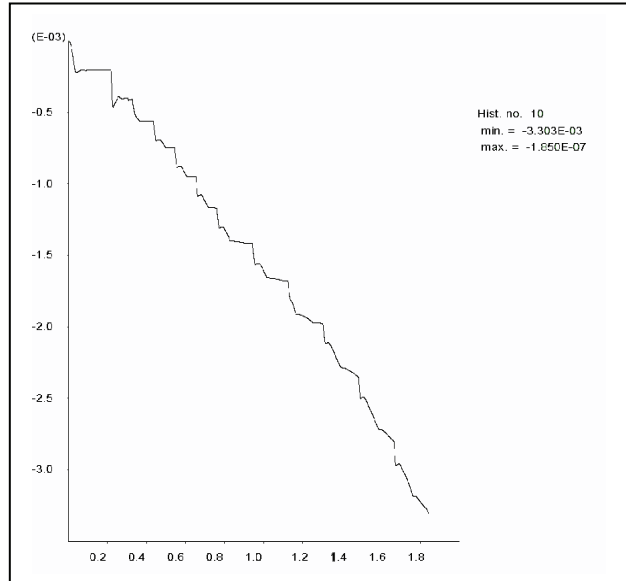
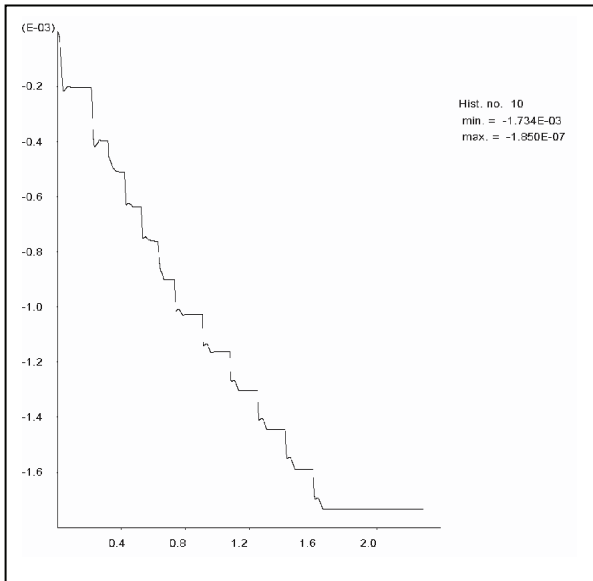
فروریزش افزایش می‌یابد به ناحیه مشخصی از قسمت فوقانی دیوارهای پیشانی به صورت متمرکز اعمال می‌گردد تا شرایط یک بارگذاری نامتقارن را فراهم کند. در بررسی نتایج تحلیل عددی، مقادیر تغییر مکان قائم یک نقطه معلوم در محدوده زیر محل اعمال بار متمرکز (به عنوان نقطه شاخص) با مختصات (۳/۵، ۶، ۲/۲m) مورد ارزیابی قرار گرفته و با پاسخ سازه در حالت‌های مختلف تقویت شده مقایسه می‌گردد. لازم به ذکر است که جزئیات کامل طرح تقویت در بخش ۴-۳ ارایه شده است. منحنی شکل ۱۸ تغییر مکان نقطه شاخص را برای بار ۶۰۰ کیلونیوتن، طی ۵۱۰۰۰ سیکل بارگذاری در راستای محور قائم Y نشان می‌دهد. ملاحظه می‌شود که سیستم همچنان ناپایدار است و با افزایش سیکل‌ها به سمت فروریزش پیش می‌رود. شکل ۱۹ پل قوسی مورد مطالعه را نشان می‌دهد که طی ۲۱۴۰۸۹ سیکل دچار آسیب جدی در محل اعمال بار متمرکز شده است.



شکل ۱۸. تغییر مکان قائم نقطه شاخص



شکل ۱۹. ترک خوردگی در محل اعمال بار متمرکز



شکل ۲۰. تغییر مکان نقطه شاخص در دو حالت مختلف تقویت: تقویت در کلید طاق (سمت راست) و تقویت در سه نقطه طاق (سمت چپ)

## مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تندگی...

جدول ۵. تغییر مکان نقطه شاخص در حالات مختلف تقویت

ردیف	حالت سازه	تعداد سیکل	تغییر مکان نقطه شاخص بر حسب میلی‌متر
۱	بدون تقویت	۵۱۰۰۰	۴/۳۶۹
۲	تقویت در نقطه کلید	۵۱۰۰۰	۳/۳۰۳
۳	تقویت در کلید و دو نقطه در طرفین	۵۱۰۰۰	۱/۷۳۴

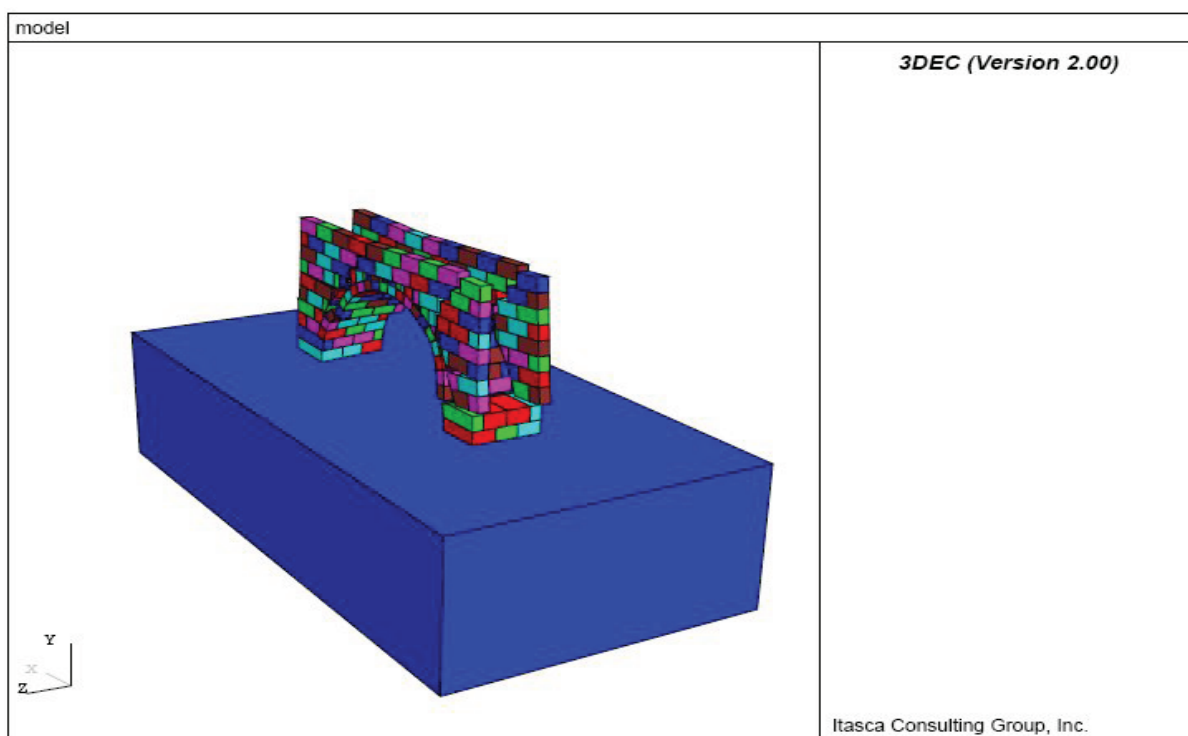
آمده و به‌عنوان ورودی برنامه منظور می‌شود. الگوی خرابی سازه پل تحت اثر زلزله مذکور در شکل ۲۱ نشان داده شده است. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، سازه دچار آسیب جدی (به صورت گسیختگی پای قوس در جهت طولی) شده است.

### ۳-۴ معرفی طرح مقاوم‌سازی لرزه‌ای

با مشاهده میزان و مکانیزم خرابی در سازه، لزوم مقاوم‌سازی آن آشکار می‌گردد. نخست بشرح روش تقویت و سپس به

### ۲-۴ تحلیل لرزه‌ای پل قوسی قبل از مقاوم‌سازی لرزه‌ای

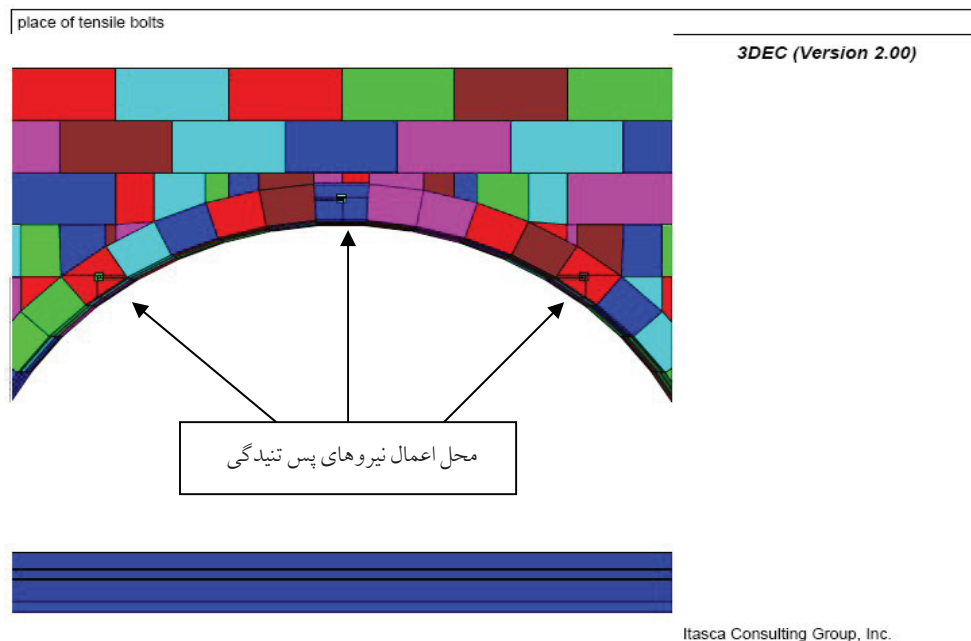
در این قسمت، سازه پل برای دو حالت قبل و بعد از مقاوم‌سازی تحت اثر رکورد زلزله تحلیل و نتایج باهم مقایسه می‌شوند. بدین‌منظور، رکورد زلزله طبس انتخاب و پس از اصلاح و مقیاس‌کردن، در جهت طولی به پایه پل اعمال می‌گردد. به‌خاطر محدودیت‌های برنامه ۳DEC، به جای شتاب، تاریخچه زمانی سرعت به سازه اعمال می‌شود. به همین منظور با استفاده از برنامه Seisomsignal، تاریخچه سرعت رکورد اصلاح شده به‌دست



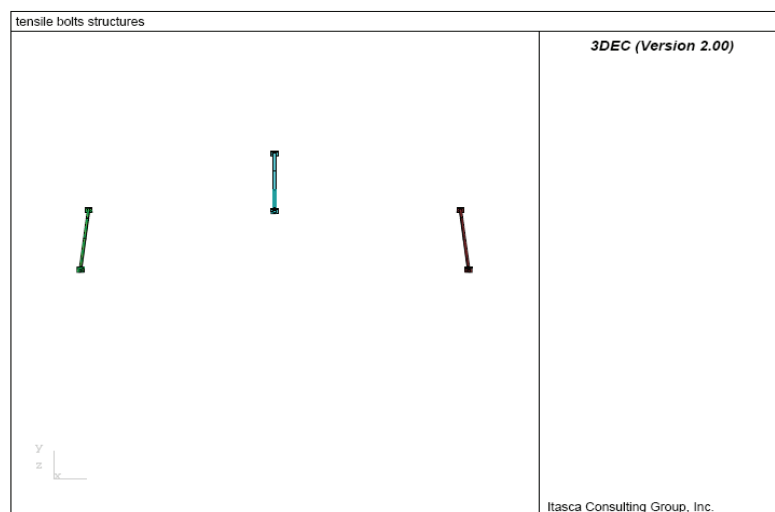
شکل ۲۱. الگوی خرابی پس از اعمال بار زلزله قبل از تقویت لرزه‌ای

(مطابق شکل ۲۲) تنها در سه نقطه از طاق قوس اعمال می‌شود. در این روش علاوه بر اقتصادی بودن و سهولت نسبی اجرا، زیبایی این سازه‌ها که اغلب بناهای تاریخی نیز محسوب می‌شوند، حفظ می‌گردد. روش تقویتی مزبور قوس را در سه نقطه طاق در جهت عرضی دوخته است (شکل ۲۳). با اعمال نیروی پس‌تندگی، طاق تحت یک فشار دائمی قرار گرفته که به طاق صلابت و یکپارچگی خاصی می‌بخشد.

مقایسه نتایج در دو حالت (قبل و بعد از مقاوم‌سازی) می‌پردازیم. اجرای طرح تقویت با استفاده از تکنیک پس‌تندگی است. در این تحقیق، برای تعیین تعداد و موقعیت نقاط انجام این طرح از روش سعی و خطا استفاده شده است. بدین منظور، با انتخاب تعداد و موقعیت نقاط مختلف، پاسخ لرزه‌ای سازه مورد بررسی قرار گرفته و در نهایت، با استفاده از قضاوت مهندسی، طرح بهینه انتخاب شده است. برای پل مورد بررسی، نتیجه نهایی طرح پست‌تندگی



شکل ۲۲. اعمال پست‌تندگی در سه نقطه از طاق قوس



شکل ۲۳. تقویت در سه نقطه طاق قوس



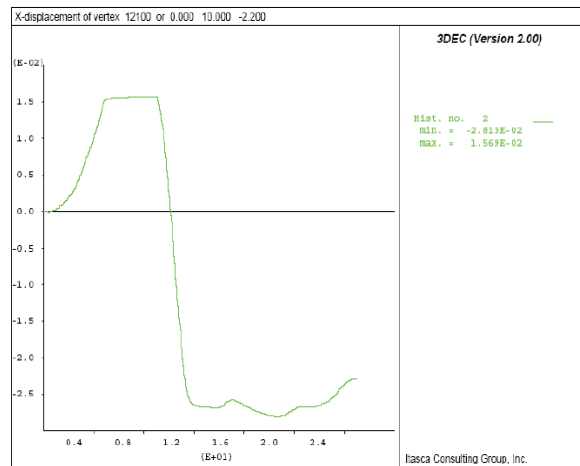
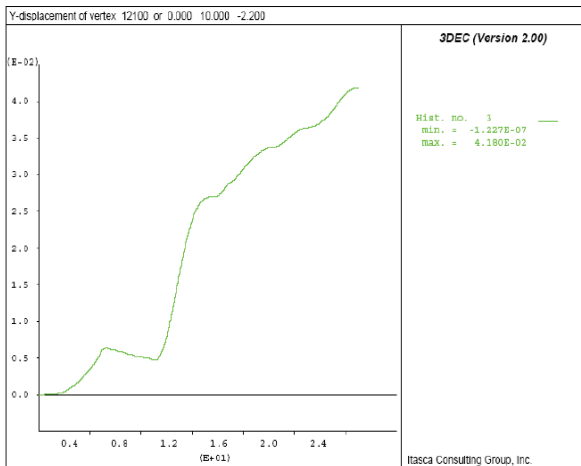
## مقاوم‌سازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی به روش پس‌تندگی...

پارامترها مانند تغییر مکان‌ها و تنش‌ها در نقاط شاخص پرداخته شد. به عنوان نمونه، مطابق شکل‌های ۲۴ و ۲۵، مقادیر تغییر مکان در بالاترین نقطه میانی پل روی طاق قوس (به عنوان یکی از نقاط شاخص)، قبل و بعد از مقاوم‌سازی مقایسه شده است. نتایج مقایسه شده در جدول ۶ تأثیر قابل توجه و چشمگیر این شیوه مقاوم‌سازی را نشان می‌دهد که شاید بتوان از این روش به‌عنوان یک گزینه مناسب در طرح‌های بهسازی لرزه‌ای پل‌های قوسی مصالح بنایی استفاده نمود.

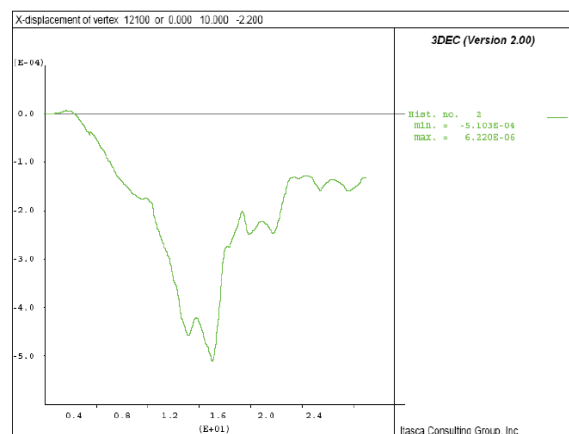
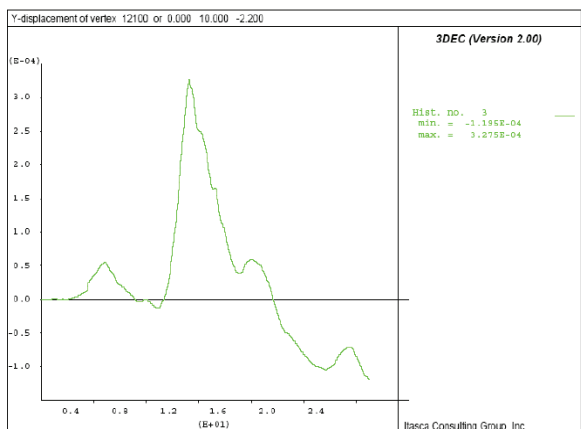
المان‌های تقویتی دارای سختی محوری  $(MPa/m)$  500 و ظرفیت مجاز محوری  $(MPa)$  1 هستند که در دو انتهای خود به ورق‌های فولادی منتهی می‌شوند.

در اینجا ورق‌ها به عنوان صفحات توزیع تنش طی اعمال نیروی پس‌تندگی بر روی مصالح بنایی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

تغییر رفتار سازه را پس از اعمال تقویت به وضوح می‌توان با بررسی نتایج مشاهده نمود. برای این منظور به مقایسه برخی



شکل ۲۴. تغییر مکان نقطه شاخص قبل از مقاوم‌سازی، در جهت X (سمت راست) و در جهت Y (سمت چپ)



شکل ۲۵. تغییر مکان نقطه شاخص بعد از مقاوم‌سازی، در جهت X (سمت راست) و در جهت Y (سمت چپ)

جدول ۶. مقایسه مقادیر ماکزیمم تغییر مکان نقطه شاخص پل

ماکزیمم تغییر مکان (بر حسب متر)	قبل از مقاوم سازی	بعد از مقاوم سازی
تغییر مکان در جهت X	$1.569 \times 10^{-2}$	$6.220 \times 10^{-5}$
تغییر مکان در جهت Y	$4.180 \times 10^{-2}$	$3.275 \times 10^{-4}$

## ۵. جمع بندی

بررسی بیشتر عملکرد روش پیشنهادی در پل های واقعی، مناسب است که چند تیپ دیگر از پل های موجود در کشور نیز مورد بررسی قرار گیرد.

در این تحقیق تلاش گردید تا یک روش مدلسازی عددی که تا حد امکان بر واقعیت رفتار فیزیکی پل های قوسی مصالح بنایی منطبق باشد، مورد بررسی قرار گیرد. روش عددی مزبور روش المان مجزا است که در محیط برنامه ۳DEC اجرا گردید. روش المان مجزا بر اساس نمایش صریح بلوک ها و اتصالات، وسیله توانمندی است که می تواند بیشتر به جزئیات اجزا پردازد. در این روش، پیچیدگی الگوهای خاص رفتاری را می توان بر اساس جزئیات مربوط به هندسه مدل، رفتار مصالح، شرایط مرزی و بارگذاری به سادگی بیان نمود. عملکرد صحیح مدل های استفاده شده در کنترل صحت اجرای برنامه، برای تحلیل و بررسی چند مساله مختلف، در مقایسه با تحقیقات دیگران می تواند برنامه ۳DEC را به عنوان یک ابزار مناسب برای نیل به هدف فوق معرفی کند. با معرفی یک روش مؤثر مقاوم سازی برای این قبیل سازه ها (بر اساس پس تنیدگی) و با انجام تحلیل های عددی، عملکرد تقویت مزبور مورد بررسی قرار گرفته است. در این شیوه تقویت به عنوان یک روش ساده و اقتصادی، شکل ظاهری پل های قوسی که اغلب دارای ارزش تاریخی هستند حفظ می شود. اگرچه در این مقاله، فقط به بررسی بهبود رفتار لرزه ای یک پل نمونه به کمک روش مقاوم سازی پیشنهادی پرداخته شده است، مقایسه نتایج حاصل از تحلیل مدل المان مجزا نشان دهنده تأثیر قابل توجه مقاوم سازی با روش پس تنیدگی است. همچنین نحوه اعمال پس تنیدگی، قابلیت و کارایی برنامه ۳DEC را نشان می دهد، که در مقایسه با سایر روش های عددی قابل توجه است. برای بررسی بیشتر عملکرد روش پیشنهادی، مناسب است که در آنالیزهای لرزه ای، زلزله های بیشتری مورد استفاده قرار گیرد. همچنین برای

## ۶. پانویس ها

- 1 - Verification Problems
- 2 - Nonlinear Finite Element Method (FEM)
- 3 - Discontinuous Deformation Analysis (DDA)
- 4 - Discrete Element Method (DEM)
- 5 - Finite Difference
- 6 - Progressive Failure
- 7 - In-Plane
- 8 - University of Minho
- 9 - Spandrel walls
- 10 - Fill material

## ۷. مراجع

1. Page, J. (1993) «Masonry arch bridges – state-of-art-review», Transport Research Laboratory, Department of Transport.
2. Jing, L. (2003) “A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering”, International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences, 40, pp. 283-353.
3. Fanning, P.J. and Boothby, T.E. (2001) “Three-dimensional modelling and full-scale testing of Stone arch bridges”, Computers and structures, 79, pp. 2645-2662.
4. Fanning, P.J., Boothby, T.E. and Roberts, B.J. (2001) “Longitudinal and transverse effects in masonry arch assessment”, Construction and Building Materials, 15, 51-60.

11. Jing, L. (2003) "A review of techniques, advances and outstanding issues in numerical modelling for rock mechanics and rock engineering", *International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences*, 40, pp. 283-353.
12. ITASCA Consulting Group, Inc. (2003) "3DEC Manual", Version 2.00
13. Hoberg, J.M. (1992) "A Joint Element for the Dynamic Analysis for Arch Dam", Institute of Engineering, Swiss Federal Institute of Technology, Zurich.
14. Lourenço, P.B., Oliveira, D.V., Roca, P. and Orduña, A. (2005) "Dry joint stone masonry walls subjected to in-plane combined loading", *Journal of Structural Engineering ASCE*, 131(11), pp. 1665-1673.
15. Lourenço, P.B., de Borst, R. and Rots, J.G. (1997) "A plane stress softening plasticity model for orthotropic materials", *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 40, pp. 4033-4057.
16. Azevedo, J., Sincaian, G. and Lemos, J.V. (2000) "Seismic Behavior of Blocky Masonry Structures", *Earthquake Spectra*, 16, pp. 337-365. Seismic Rehabilitation of Masonry Arch Bridges Using Post-Tensioning Method
5. Cavicchi, A. and Gambarotta, L. (2005) "Collapse analysis of masonry bridges taking into account arch-fill interaction", *Engineering Structures*, 27, pp. 605-615.
6. Cavicchi, A. and Gambarotta, L. (2006) "Two-dimensional finite element upper bound limit analysis of masonry bridges", *Computers and Structures*, 84, pp. 2316-2328.
7. Thavalingam, A., Bicanic, N., Robinson, J.I. and Ponniah, D.A. (2001) "Computational framework for discontinuous modelling of masonry arch bridges", *Computers and Structures*, 79, pp. 1821-1830.
8. Caporale, A., Luciano, R. and Rosati, L. (2006) "Limit analysis of masonry arches with externally bonded FRP reinforcements", *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 196, pp. 247-260.
9. Drosopoulos, G.A., Stavroulakis, G.E. and Massalas, C.V. (2007) "FRP reinforcement of stone arch bridges: Unilateral contact models and limit analysis", *Composites: Part B*, 38, pp. 144-151.
10. Cundall, P.A. (1971) "A computer model for simulating progressive, large scale movements in blocky rock systems", *Proceedings of the International Symposium Rock Fracture, ISRM, Nancy, Paper No. II-8, Vol. 1.*