

ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پل بتنی موجود به کمک تحلیل دینامیکی غیر خطی

فریبرز ناطقی الهی، استاد و رئیس پژوهشکده مهندسی سازه پژوهشگاه nateghi@dena.iiees.ac.ir

کارن زند، عضو هیأت علمی گروه شریانهای حیاتی پژوهشگاه kzns@dena.iiees.ac.ir

۱- چکیده

تحقیقات انجام شده آسیب پذیری پلها را می توان به روشهای کیفی و روشهای کمی تعیین نمود.

جدول (۱): آثار مخرب زلزله در سیستم های ترابری در زلزله های گذشته

ایران

| زلزله | سال وقوع | بزرگا | خسارات وارده به عناصر راه |
|---------|----------|-------|---|
| منجیل | ۱۳۶۹ | ۷/۴ | ۱- بسته شدن جاده ها به علت ناپایداری شیبها؛ ۲- ترک خوردگی لایه های جاده ها؛ ۳- انهدام کامل دو پل آجری؛ ۴- خرابی چهار پل بزرگراهی شامل از دست دادن نشیمنگاههای الاستومری. |
| داراب | ۱۳۶۹ | ۶/۶ | ترک خوردگی لایه آسفالتی در پل بزرگراهی |
| لردگان | ۱۳۷۰ | ۵/۰ | تخریب راههای کوهستانی به علت ناپایداری شیبها و زمین لغزش |
| سفیدابه | ۱۳۷۲ | ۶/۱ | تخریب سه دهانه از ۱۲ دهانه پل بزرگراهی به طول ۲۰۰ متر |
| بجنورد | ۱۳۷۵ | ۶/۱ | خرابیهای ناچیز راههای اصلی و فرعی |
| اردبیل | ۱۳۷۵ | ۶/۱ | - |
| قائن | ۱۳۷۵ | ۷/۱ | ناپایداری شیبها |

در روشهای کیفی با توجه به شرایط لرزه خیزی و شرایط پل سازی، بر اساس تجربه زلزله های گذشته فرمهای ویژه ای تهیه می شوند. پس از تکمیل این فرمها اطلاعاتی از قبیل سیستم باربر قائم، سیستم لرزه بر جانیسی شکل پذیری اعضا و ... در یک بانک اطلاعاتی کامپیوتری ذخیره و برای برآورد اولیه و تقریبی ظرفیت مقاومت لرزه ای یک پل استفاده می شوند.

پلها عناصر کلیدی بزرگراهها تلقی می شوند و احداث آنها نسبت به بقیه اجزای راه بسیار پرهزینه و به علت ظرافت ساختار سیستم سازه ای آنها، آسیب پذیرترین عناصر راه در برابر زلزله می باشند. زلزله های دو دهه گذشته در ایالات متحده، ژاپن و ترکیه نشان داد که بسیاری از پلها به علت طراحی ضعیف اجزاء و مشکلات ساختگاه، حتی با بکارگیری آخرین دستاوردهای تحقیقات در این زمینه و آیین نامه های مدون رفتار نامطلوبی داشته اند. بدین لحاظ ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پلهای موجود از اهمیت خاصی برخوردار است.

در این مقاله، یک پل بزرگراهی بتنی مسلح موجود که معرف تعدادی از پلهای بزرگراهی مهم و متداول در ایران و سایر کشورها می باشد به طور کامل مدل و تحلیل دینامیکی غیر خطی گردیده است. شتابنگاشتهای انتخابی مربوط به زلزله های ناغان، طیس وال سنترو می باشد که طیف وسیعی از شدت، مدت و محتوای فرکانسی را شامل می گردند.

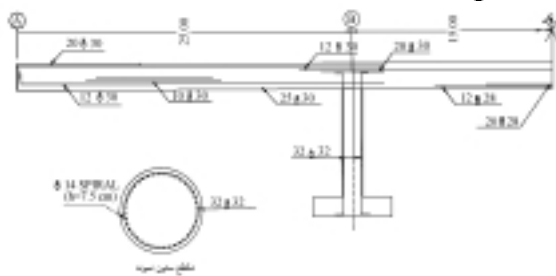
هدف از ارائه این مقاله، تعیین پارامترهای مهم در ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای پلها و مقایسه منحنی های ظرفیت و تقاضا برای اجزای زیر سازه و روسازه پلهای بزرگراهی بتنی مسلح می باشد.

کلید واژه ها: پل بتنی مسلح، آسیب پذیری لرزه ای، مرز خرابی سازه.

۲- مقدمه

شبکه راه ایران دارای بیش از ۱۴۰,۲۰۰ کیلومتر خطوط راه شامل بزرگراهها و بیش از ۵,۰۹۰ کیلومتر خط راه آهن می باشد. در حدود ۱۰,۰۰۰ پل مهم موجودند که دهانه ای بیش از ده متر دارند. زلزله های دهه گذشته نشان داده اند که بسیاری از پلهای موجود آسیب پذیرند (جدول ۱). در سالهای اخیر روشهای مختلفی برای بررسی میزان آسیب پذیری پلها ارائه گردیده است که هر یک، مزایا و نقاط ضعفی دارند. بر اساس

مشاهده می شود.



شکل (۲): جزئیات آرماتورگذاری پل بتنی مسلح

۳- بارگذاری و مشخصات دینامیکی پل

بار مرده روسازه شامل وزن صندوقه، آسفالت، عایق کاری و جان پناه معادل $10/276$ تن بر متر در نظر گرفته شده است. مطابق آیین نامه "آشتو" برای در نظر گرفتن بار زنده باید بار کامیون استاندارد یا بارهای باندی، هر کدام که تنشهای بیشتری را در اعضای مختلف ایجاد می کند، انتخاب نمود. براساس این آیین نامه [۱]، به ملحوظ- نمودن اثر همزمان بار زنده و زلزله نیازی نمی باشد؛ ولی، مطابق "پیش نویس آیین نامه طرح پلهای شوسه و راه آهن در برابر زلزله ایران"، در محاسبه نیروی جانبی زلزله، اگر بار زنده کمتر از نصف بار مرده عرشه باشد، بار زنده منظور نمی گردد. در غیر این صورت دو سوم مجموع بار مرده و زنده عرشه در محاسبات منظور می شود و متعاقب آن در بند دیگری تصریح می نماید که در محاسبه نیروی جانبی زلزله در پلهای شهری حداقل نصف بار زنده منظور گردد.

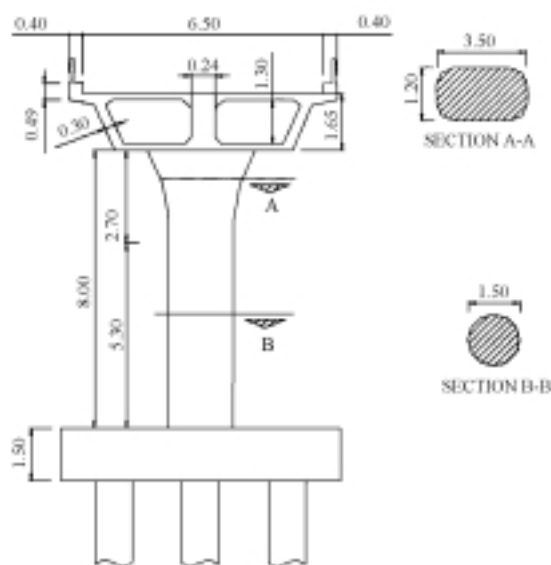
با توجه به مندرجات آیین نامه مذکور و با توجه به اینکه پل در منطقه شهری قرار گرفته است، ۵۰ درصد از بار گسترده خطی، معادل یک تن بر متر به ازای هر خط عبور $3/5$ متر برای محاسبات در مطالعات زلزله به کار رفته است.

مطابق آیین نامه آشتو ۹۶، نیروی افقی معادل را می توان به عنوان نیروی زلزله به سازه اعمال نمود. توزیع این نیرو با توجه به سختی سازه فوقانی و اعضای تکیه گاهی، قیدهای تکیه گاههای انتهایی و وضعیت تغییرشکل سازه انجام می گیرد. پیرو ارتعاشی پل، مطابق آیین نامه آشتو ۹۶، برای محاسبه نیروی استاتیکی زلزله و همچنین استفاده در محاسبه ضرایب میرایی مطابق رابطه (۱) محاسبه می شود:

$$T = 0.2 \sqrt{\left(\frac{W}{P}\right)} \quad (1)$$

در روشهای کمی، پل با دقت و جزئیات بیشتری مورد مطالعه قرار- می گیرد. در این روشها مدلسازی کامپیوتری و تحلیل دینامیکی غیرخطی پل ضروری می باشد.

شکل (۱)، ابعاد پل بتنی متداول در ایران و سایر کشورها را نشان می دهد. پل مورد نظر به طول ۸۰ متر از دو دهانه کناری ۲۵ متری و یک دهانه در وسط به طول ۳۰ متر تشکیل شده است. عرشه این پل صندوقه ای طراحی گردیده و عرض کامل آن معادل $7/3$ متر است و از یک سواره رو به عرض $6/5$ متر و دو دست انداز هر کدام به عرض $4/4$ متر تشکیل شده است. عرشه بر روی پایه های گیردار و کوله ها از طریق تکیه گاههایی از نوع نوپرین به طور آزاد قرار گرفته است.



شکل (۱): جزئیات ابعاد پل بتنی مسلح

ارتفاع پایه پل تا زیر عرشه ۸ متر می باشد. مقطع ستون تا ارتفاع $5/3$ متر از تراز زمین $0/757$ متر مربع و به صورت قیفی تا زیر عرشه به حداکثر $3/567$ متر مربع افزایش می یابد. بتن عرشه، کوله ها و پایه طبق مشخصات طراحی اولیه از نوع بتن 350 کیلوگرم سیمان در متر مکعب بوده و دارای مشخصات زیر می باشد:

مقاومت فشاری ۲۸ روزه بر روی نمونه استوانه ای: $f_c = 240 \text{ kg/cm}^2$

ضریب الاستیسیته بتن: $E_c = 2.34 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$

کلیه فولادهای به کار رفته از نوع میلگردهای آجدار $A=II$ با مشخصات ذیل می باشد:

حد جاری شدن فولاد مصرفی: $f_y = 3000 \text{ kg/cm}^2$

ضریب الاستیسیته فولاد: $E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$

مقاطع نماها و فولادگذاری پل در شکلهای (۱) و (۲)، به طور کامل

۴- آثار $P-\Delta$ و ملاحظات میرایی

از آنجا که تغییرشکل زیاد هر سازه ای باعث گسیختگی، ایجاد اشکال در اعضای ثانویه و اثر $P-\Delta$ می‌شود، معمولاً مقدار این تغییرشکل به اندازه خاصی محدود می‌شود. متأسفانه در این مورد برای پلها در هیچ آیین نامه ای، مقدار خاصی مشخص نشده است. هنگامی که یک پل در حالت تغییرمکان جانبی تحت اثر یک بار قائم قرار گیرد، اثر $P-\Delta$ به سبب وجود بار قائم (P) و تغییرمکان (Δ) باعث پیدایش تغییرمکان جانبی اضافی در کنار تغییرمکان حاصل از بار جانبی تنها می‌شود. معمولاً اثر لنگر $P-\Delta$ با استفاده از ضریب پایداری (θ) که به صورت نسبت لنگر $P-\Delta$ به لنگر حاصل از بار جانبی تعریف می‌گردد، ارزیابی می‌شود:

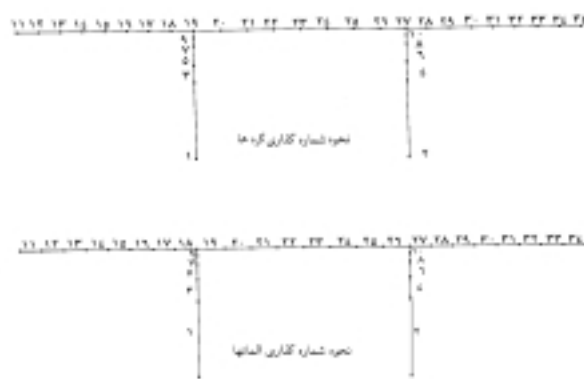
$$\theta = \frac{P \cdot \Delta}{V h c_d} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، P کل بار وزن اعمال شده بر عرشه، Δ تغییرمکان، V برش ناشی از زلزله، h ارتفاع پایه از روی پی و c_d ضریب تقویت به دست آمده از رابطه $C_d = \frac{1}{\mu}$ می‌باشد. طبق آیین نامه ATC-3 [۳] اگر $\theta \leq 0.1$ باشد اثر $P-\Delta$ نادیده گرفته می‌شود. اگر $\theta > 0.1$ باشد آیین نامه ملزم می‌کند که یا محاسبات دقیق صورت گیرد و یا به جای استفاده از برش (V) در محاسبه لنگر واژگونی و تغییرشکل، از برشی به مقدار $\frac{V}{(1-\theta)}$ استفاده شود. برای پل بتنی مسلح موردنظر $\theta = 0.59$ و مقدار آن از $1/8$ تجاوز می‌نماید؛ لذا، مطابق آیین نامه مذکور، در نظر گرفتن آثار $P-\Delta$ الزامی است. در این تحقیق اثر $P-\Delta$ با فعال کردن کد مربوطه در برنامه DRAIN-2D و سپس بدون آن، پاسخ اعضای مختلف سازه پل مورد بررسی قرار گرفت. از داده های به دست آمده می‌توان نتیجه گرفت که آثار $P-\Delta$ برای اعضای بحرانی سازه ناچیز است و در محاسبات قابل چشم پوشی خواهد بود؛ ولی به دلیل دقت لازم در مراحل بعدی، در تمام موارد آثار آن ملحوظ گردیده است.

میرایی یکی از ویژگیهای مهم دینامیکی هر سازه ای می‌باشد. یکی از روشهای مدل نمودن میرایی، استفاده از میرایی هیستریزس است که غالباً توسط میرایی لزج معادل جایگزین می‌شود. این راه حل اولین بار توسط جاکوبسن [۴] پیشنهاد شد. این مدل به علت ضعف در بروز جا به جایی های بیش از اندازه مدنظر قرار نگرفت. در بسیاری از مراجع مقدار میرایی را بین $1/8$ تا $2/10$ ارائه داده اند.

در رابطه (۱)، T زمان تناوب نوسان سازه بر حسب ثانیه، w وزن کل سازه (بار مرده + درصدی از بار زنده) و P کل نیروی یکنواخت لازم برای ایجاد تغییرمکان افقی معادل حداکثر یک سانتیمتر در سازه می‌باشد. مقدار این نیرو مطابق محاسبات انجام شده برای این پل برابر $15/84$ تن و زمان تناوب نوسان آن $0/46$ ثانیه است.

شکل (۳)، مدل اجزای محدود برای پل موردنظر را نشان می‌دهد. انتخاب نوع صحیح اجزا و تعداد آن تأثیر قابل ملاحظه ای بر روی پاسخ پل خواهد داشت. یکی از محدودیتهای نرم افزار DRAIN-2D [۲] آن است که مفصلهای خمیری می‌توانند فقط در دو انتها رخ دهند. به علت طول دهانه ها، امکان ایجاد مفصلهای خمیری در هر نقطه بر روی عرشه وجود دارد؛ لذا، پنج عضو برای ستونها در نظر گرفته شد؛ به طوری که بیشتر آنها در بالای ستون متمرکز بودند و ۲۴ عضو به فواصل مساوی برای عرشه ملحوظ گردید. علاوه بر آن از مدل تاکیدا برای اعضای بتن مسلح استفاده شده است.



شکل (۳): نحوه آرماتورگذاری گره ها و المانهای پل

به دلیل متفاوت بودن شدت، مدت و محتوای فرکانسی زلزله های مختلف، اثر آنها در پاسخ دینامیکی سازه ها متفاوت می‌باشد. در این طرح سه زلزله مختلف برای ارزیابی لرزه ای پل موردنظر انتخاب شده اند که بدین ترتیب دامنه وسیعی از فرکانسها را پوشش می‌دهند. زلزله های مذکور عبارتند از:

- ۱- زلزله ۱۹۴۰ ال سنترو با مؤلفه شمال- جنوب و حداکثر شتاب $0.319g$ ؛
- ۲- زلزله ۱۹۷۷ ناغان با مؤلفه طولی و حداکثر شتاب $0.723g$ ؛
- ۳- زلزله ۱۹۷۸ طیس با مؤلفه طولی (N16W) و حداکثر شتاب $0.933g$.

و $p_{s2} = 0.01$ به دست آمده است.

ملاحظه می‌شود که میلگردهای عرضی لازم طبق آیین نامه آشتو، محصورشدگی لازم را ندارند.

۵-۲- شکل پذیری ستونها

برای محاسبه شکل پذیری ستونها، تعیین انحنای تسلیم و نهایی مقاطع لازم می‌باشد. در این مطالعه، برای منحنی تنش- کرنش بتن، از مدل محصور نشده بتن فشاری هاگن ستاد (*Hognestad*) و برای منحنی تنش- کرنش فولاد، مدل الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده است. علاوه بر آن، در محاسبه انحنای نهایی مقدار کرنش نمای خارجی بتن، برابر 0.004 فرض شده است. داده های به دست آمده از برنامه *DRAIN-2D* بر اساس روش سازگاری کرنش ها مورد بررسی قرار گرفته اند تا مقادیر برش ایجاد شده در ستونها محاسبه گردند (جدول ۲).

جدول (۲): مقادیر برش ایجاد شده در ستونها برحسب تن

| شماره المان | شماره گره | ال سنترو | ناغان | طبس |
|-------------|-----------|-----------------|-----------------|-----------------|
| ۱ | ۱ | ۲۳۵/۲ (۱۳۵۸) | ۳۲۳/۴ (۱۶۲۹) | ۳۳۳/۲ (۱۳۶۳) |
| ۳ | ۳ | -۲۴۶/۶ | -۲۱۵/۶ | -۲۹۴/۷ |
| ۹ | ۱۹ | ۲۴۹/۳ (۱۳۵۲) | ۲۰۳/۸ (۱۶۵۱) | ۲۸۱/۳ (۱۳۵۴) |
| ۹ | ۹ | -۲۲۲/۸ | -۳۱۴/۱ | -۳۱۲/۳ |
| ۲ | ۴ | ۲۳۸/۱ (۱۳۶۱) | ۳۴۷/۲ (۱۶۲۲) | ۳۱۸/۹ (۱۳۳۵) |
| ۲ | ۲ | -۲۶۸/۸ | -۲۳۳/۵ | -۲۸۹/۴ |
| ۱۰ | ۲۷ | ۲۵۸/۹ (۱۳۷۵) | ۲۲۴/۷ (۱۶۱۷) | ۲۷۳/۵ (۱۳۶۹) |
| ۱۰ | ۱۰ | -۲۲۶/۵ | -۳۳۲/۱ | -۳۱۱/۰ |

آزمایشها نشان داده اند که اگر تنش اسمی در یک عضو بتن آر مه از مقدار $0.5\sqrt{f'_c}$ تجاوز کند، عضو مذکور بیشتر محتمل به شکست برشی لغزنده است تا شکست خمشی. برخی از آیین نامه ها مانند آیین نامه *CEB* این مسأله را مورد بحث قرار داده اند [۵]. بدین صورت که اگر نیروی برشی از مقدار معینی ($VRd2$) تجاوز کند، کل نیروی برشی توسط میلگردهای قطری که در دو جهت به صورت مورب کارگذاری شده اند برابر است با:

$$VRd2 = 6(2 + \xi) \tau_{RD} \cdot bw \cdot d \quad (3)$$

در این تحقیق برای پی بردن به آثار میرایی و مقایسه نتایج حاصل از مقادیر متفاوت آن، نسبت میرایی را برای زلزله های ال سنترو، طبس و ناغان و اعضای مختلف تیر و ستون برابر ۰.۲، ۰.۵ و ۱.۰٪ تغییر داده، پاسخهای مربوطه به صورت نمودار ملاحظه شد. در نهایت، نسبت میرایی برابر با ۰.۵٪ برای تعیین پاسخ نهایی کلیه اعضا انتخاب شد. این مقدار برای نسبت میرایی در اکثر مراجع برای سازه های بتنی توصیه شده است.

۵- اصول کلی آیین نامه آشتو، نتایج تحلیل و پاسخ نهایی سازه پل

اصول کلی آیین نامه آشتو برای عملکرد مناسب پلها در برابر زلزله عبارتند از:

الف) اعضای سازه ای باید زلزله های کوچک تا متوسط را در محدوده خطی و بدون خسارت مهمی تحمل نمایند؛

ب) در روشهای طراحی، از شدت واقعی زمین لرزه و نیروهای منتج آن استفاده شود؛

پ) لرزش ناشی از زلزله های شدید نباید باعث خرابی موضعی یا کلی پل شود؛

ت) خطر جانی باید به حداقل کاهش یابد؛

ث) پلهای اصلی بعد از زلزله قابل بهره برداری باشند.

آیین نامه آشتو علاوه بر مقررات عادی طرح پلها، مقررات ویژه ای را برای آنها در مناطق با شدت لرزه خیزی بالا تدوین کرده است. هدف از این مقررات، اجبار ستونها به تسلیم خمشی با ظرفیت شکل پذیری مناسب می باشد تا امکان شکست برشی و فشاری و عدم کارایی مهارها، به حداقل رسانیده شود.

تأکید آشتو بر مسأله برشی ستونها، ایجاد شکل پذیری کافی و به حداقل رسانیدن امکان شکست برشی ستونهاست؛ زیرا، ایجاد آنها به معنای فرو ریختن عرشه و از بین رفتن پل می باشد. اجزای پل بتنی مسلح موجود در قسمتهای بعدی مورد بررسی قرار گرفته است.

۵-۱- کنترل میلگردهای محصورکننده

در بخش هشتم آیین نامه آشتو [۱]، شرایط محصوریت لازم ارائه شده است. مطابق شکل (۲)، نسبت حجمی میلگرد عرضی موجود برابر با $p_s = 0.0046$ است. مقدار نسبت حجمی میلگرد عرضی مطابق آیین نامه آشتو برابر بزرگترین دو مقدار از معادله ۸-۱ و ۸-۲ می باشد [۱]. با قرار دادن مقادیر در دو این معادله $p_{s1} = 0.0053$

در رابطه (۳)، ξ تنش برش طراحی طبق آیین نامه CEB برابر با $\tau_{RD} = 0.5\sqrt{f'_c}$ نسبت برش حداقل به حداکثر در انتهای عضو مورد نظر که اثر بارگذاری معکوس شونده جزئی را در نظر می‌گیرد $0 \leq \xi \leq 1$ ، bw عرض مقطع عضو و d عمق مؤثر عضو می‌باشد.

اگر نیروی برشی طراحی کمتر از $0.5VRd2$ باشد، روش طراحی استاندارد برای برش اعمال می‌شود. جدول (۲) نشان می‌دهد که مقادیر حداکثر برش ستونها از مقادیر $VRd2$ کوچکتر نمی‌باشند؛ لذا، برای ستونهای این پل شکست برشی لغزنده محتمل نیست.

۳-۵- شکست دورانی مقطع

برای تعیین طول معادل مفصل خمیری محاسبه θ_p و θ_y ضروری است. از تحلیل کامپیوتری مقادیر θ_p در گره های ۱، ۱۹، ۲ و ۲۷ و مقادیر θ_y از رابطه $\theta_y = \phi_y L/6$ برای هر یک از گره ها به دست آمد. تعیین شکل پذیری (μ_θ) از رابطه $\mu_\theta = \theta_p/\theta_y + 1$ امکان پذیر می‌باشد. با داشتن مقادیر مذکور طول معادل مفصل خمیری از رابطه (۴) به دست می‌آید:

$$L_p = \sqrt{\left(\frac{\mu_\theta - 1}{3}\right)} (0.08 L_o + 6\phi) > 0.25d \quad (4)$$

یا در صورتی که $\mu_\theta > 4$ باشد:

$$L_p = (0.08 L_o + 6\phi) > 0.25d \quad (5)$$

در رابطه (۴)، μ_θ شکل پذیری، L_o فاصله بین مقطعی بحرانی لنگر

خمشی حداکثر و نقطه عطف، ϕ قطر میلگرد طولی و d عمق مؤثر مقطع می‌باشد. حال با مشخص بودن L_p ، θ و θ_y از رابطه $P_{capacity} = (\phi_u - \phi_y) L_p$ مقادیر θ_p مجاز ظرفیت محاسبه و در جدول (۳) نشان داده شده است.

شاخص خسارت پذیری اعضا از رابطه (۶) به دست می‌آید:

$$\%D = \frac{\theta_{demand}}{\theta_{capacity}} \quad (6)$$

در این رابطه، θ_{demand} دوران مورد تقاضا و $\theta_{capacity}$ دوران ظرفیت عضو است. درصد خسارت قابل قبول (D) می‌تواند در محدوده صفر تا یک قرار داشته باشد. عدد صفر به این معناست که هیچ گونه خسارتی وارد نشده و مقطع مورد نظر در محدوده الاستیک است. عدد ۱ و بالاتر به معنای خسارت سنگین و انهدام کامل مقطع مورد نظر خواهد بود و محتاج مقاوم سازی است. در جدول (۳)، D داده شده است.

۳-۵-۴- خسارت پذیری عرشه

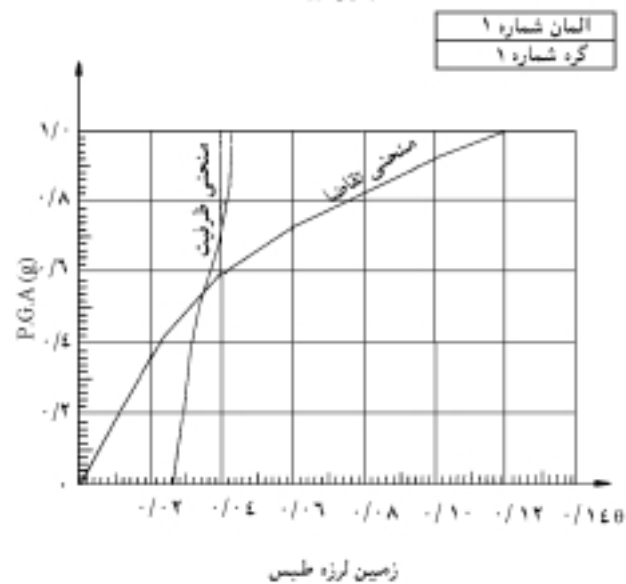
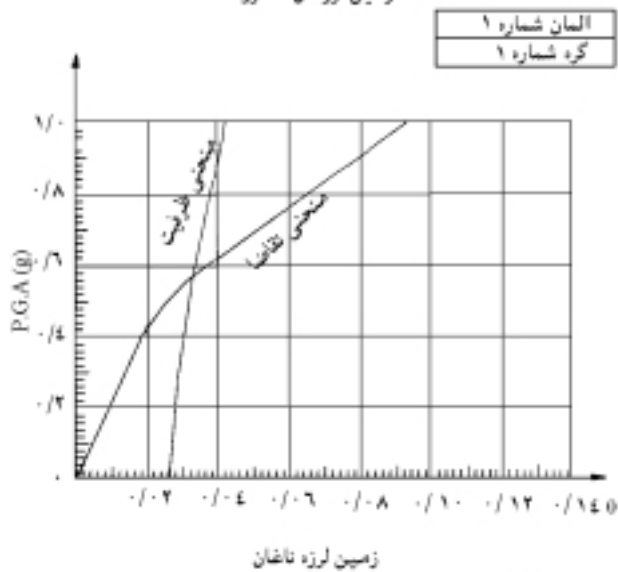
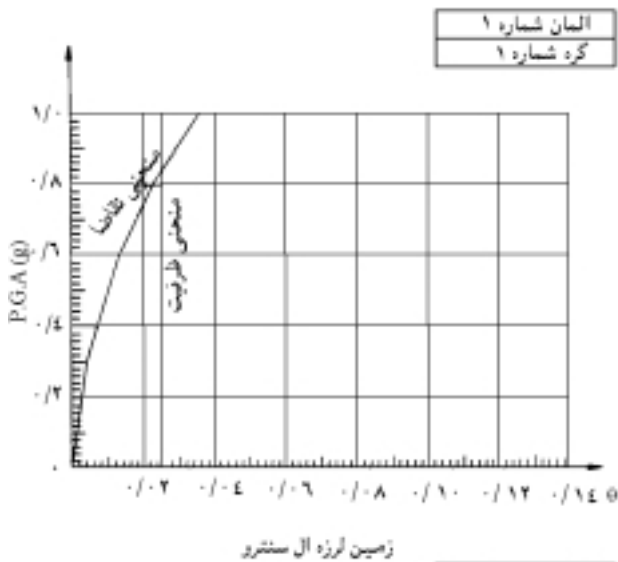
برای تعیین خسارت پذیری عرشه می‌توان همانند آنچه که برای خسارت پذیری ستونها ذکر شد، عمل نمود. با این تفاوت که در این مورد به کنترل شکست برشی لغزنده نیازی نمی‌باشد. با توجه به نتایج

جدول (۳): مقادیر θ_p مجاز تقاضا و ظرفیت

| شماره گره | ال سنثرو | شاخص خسارت پذیری (D) | ناغان | شاخص خسارت پذیری (D) | طیس | شاخص خسارت پذیری (D) |
|-----------|--|----------------------|---|----------------------|---|----------------------|
| ۱ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00042}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۱۶۵ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00148}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۵۸۳ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00186}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۷۳۲ |
| ۱۹ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00002}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰۴ |
| ۲ | $\frac{\theta_{demand} = 0.000460}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۱۸۱ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00146}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۵ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00186}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۷۳۲ |
| ۲۷ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00006}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۱۳ |

جدول (۴): میزان خسارت وارده بر عرشه

| شماره گره | ال سنثرو | شاخص خسارت پذیری (D) | ناغان | شاخص خسارت پذیری (D) | طیس | شاخص خسارت پذیری (D) |
|-----------|---|----------------------|---|----------------------|---|----------------------|
| ۱۹ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00042}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۱۶۵ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00148}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۵۸۳ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00186}{\theta_{capacity} = 0.00254}$ | ۰/۷۳۲ |
| ۲۳ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰ | $\frac{\theta_{demand} = 0.00002}{\theta_{capacity} = 0.00460}$ | ۰/۰۰۴ |



شکل (۴): منحنی های تقاضا و ظرفیت برای المان شماره ۱

خروجی مدل کامپیوتری پل ملاحظه می شود که هیچ نقطه ای از عرشه پل به تسلیم نرسیده و پاسخ عرشه پل موجود در محدوده الاستیک قرار دارد (جدول ۴).

۶- مرز خرابی سازه پل و منحنی های تقاضا و ظرفیت

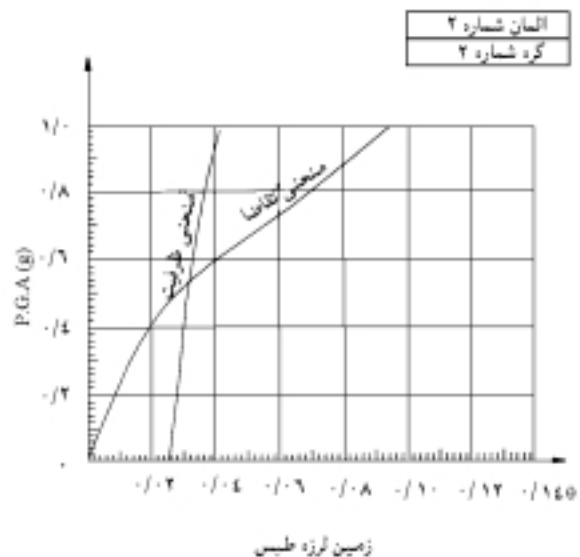
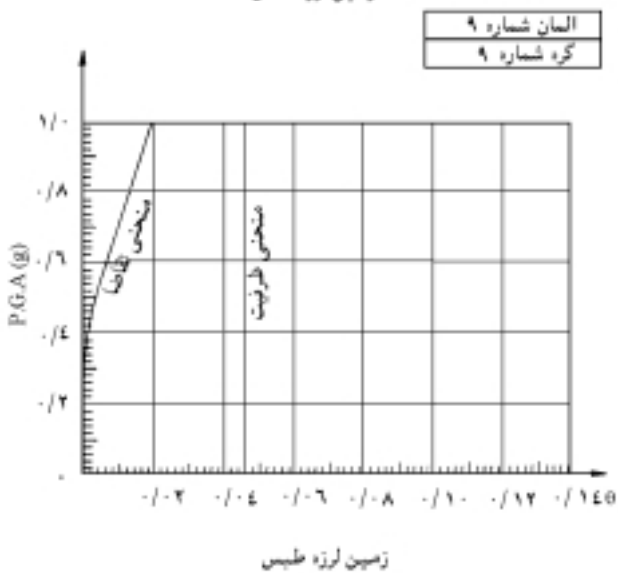
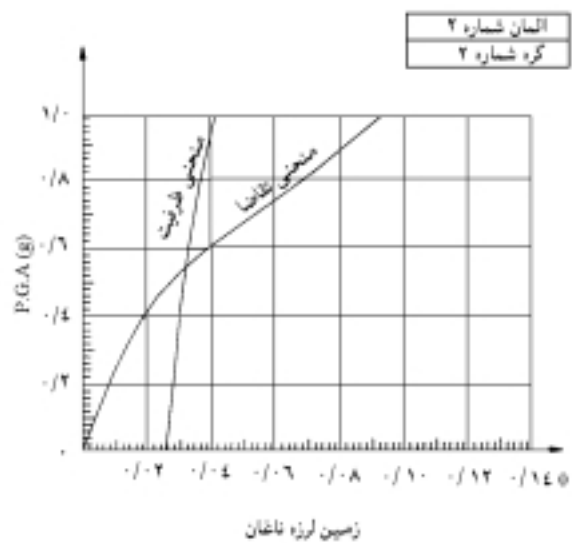
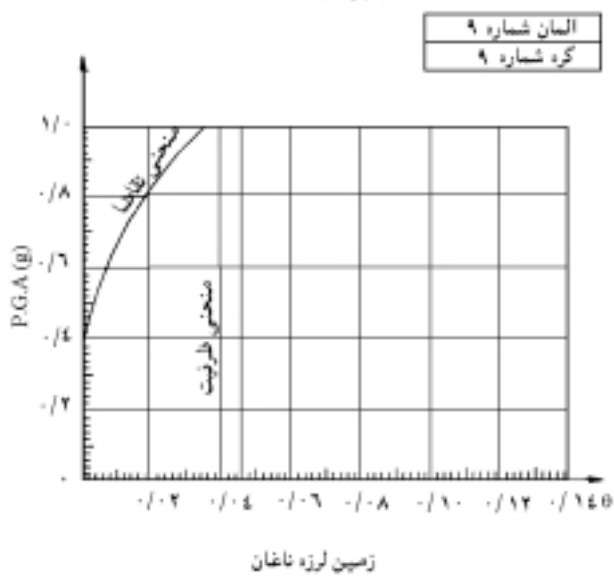
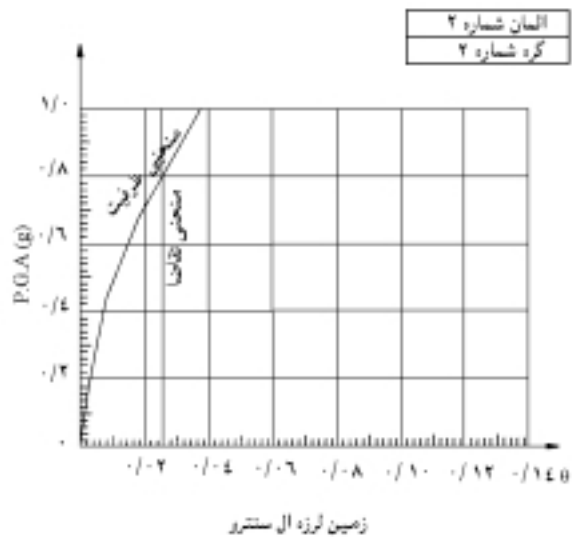
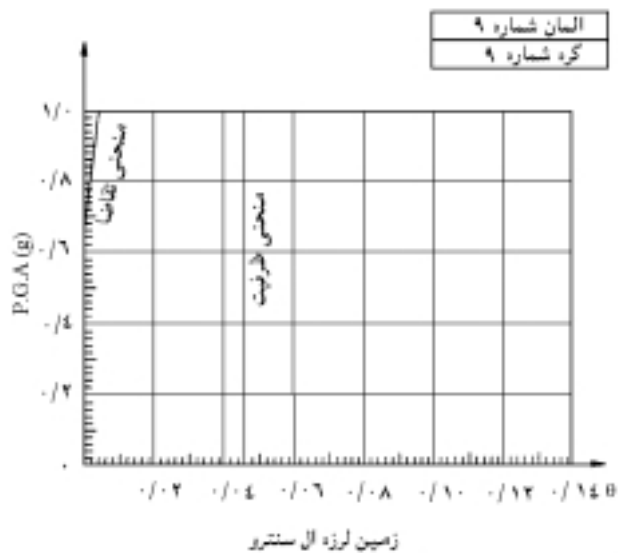
با توجه به اینکه وقوع زمین لرزه ای با حداکثر شتاب زمین بزرگتر از مقادیر ارائه شده در آیین نامه محتمل می باشد، لازم است مقادیر بحرانی حداکثر شتاب زمین برای اعضای مختلف که خسارت پذیری آنها بالاست را محاسبه نمود. در این صورت، با در دست داشتن شاخص خسارت پذیری اعضای مختلف و کنترل پایداری کل سازه پل می توان محدوده ایمن عضو را مشخص نمود. برای این کار با تغییر مقادیر حداکثر شتاب زمین بین $0.35g \leq PGA \leq 1.00g$ و تکرار کلیه محاسبات انجام شده برای تعیین خسارت پذیری، منحنی های تقاضا و ظرفیت به دست خواهند آمد.

اشکال (۴) تا (۷) مربوط به نحوه خسارت و مرز خرابی برای اعضای ۱، ۲، ۹ و ۱۰ می باشند. شکل (۴) نشان می دهد که این عضو قادر به تحمل ارتعاشاتی با محتوای فرکانسی ال سنترو و با حداکثر شتاب زمین $0.85g$ و برای ارتعاشاتی با محتوای فرکانسی ناغان و طیس به ترتیب برابر $0.58g$ و $0.56g$ می باشد. با توجه به پاسخ این عضو برای زلزله های طراحی می توان چنین نتیجه گرفت که عضو مزبور برای زلزله های احتمالی در آینده تا حدود $0.55g$ را به طور ایمن تحمل نماید.

در مورد ابتدای پایه شماره ۲ در شکل (۵)، مقادیر توضیح داده شده برای این عضو مربوط به زلزله های ال سنترو، ناغان و طیس به ترتیب برابر $0.7g$ ، $0.55g$ و $0.56g$ می باشد. شکل های (۶) و (۷) نیز مربوط به مرز خرابی انتهای پایه در محل اتصال با عرشه است. در این نمودارها دیده می شود که در هیچ نقطه ای منحنی های مربوط به ظرفیت و تقاضا همدیگر را قطع نمی نمایند؛ لذا، تا $PGA = 1.00g$ هیچ کدام از آنها تحت تأثیر زلزله های طراحی آسیب نمی بینند.

۷- نتیجه گیری

تحلیل غیرخطی برای یک پل بزرگراهی بتن مسلح موجود که معرف تعدادی از پلهای بزرگراهی مهم و متداول است به کمک نرم افزار *DRAIN-2D* مورد بررسی قرار گرفت. تعداد و چگونگی المان بندی سازه و انتخاب صحیح نوع اعضا به نحوی که بتوانند به خوبی نمایانگر وضعیت واقعی پل باشد، در پاسخ نهایی سازه از اهمیت خاصی برخوردار است. همچنین انتخاب تعداد گره ها و توزیع جرم پل بین آنها به گونه ای که همانند جرم گسترده عمل نماید از موارد اساسی می باشد.



شکل (۶): منحنی های تقاضا و ظرفیت برای المان شماره ۹

شکل (۵): منحنی های تقاضا و ظرفیت برای المان شماره ۲

می باشند، تعیین کننده خواهد بود. با توجه به بررسیهای انجام شده برای طراحی این نوع مشخص از پلهای بزرگراهی اثر مزبور بسیار کم است؛ لیکن به طور کلی به عنوان یک اصل توصیه می شود که برای تعیین میزان آسیب پذیری لرزه ای پلهای بلند آثار $P-\Delta$ ملحوظ و در صورتی که نتایج به صورت کلان متأثر نشوند از آنها چشم پوشی گردد.

۲- با توجه به بررسیهای انجام شده چنین برداشت می شود که تأثیر میرایی بر پاسخ اعضایی که وارد مرحله غیرارتجاعی شده اند بسیار بیشتر از مواقعی است که در مرحله ارتجاعی قرار دارند؛ لذا، در یک تحلیل دینامیکی غیرخطی برای سازه هایی که به صورت غیرارتجاعی عمل می نمایند، تعیین دقیق میرایی با توجه به خصوصیات پل بسیار با اهمیت خواهد بود.

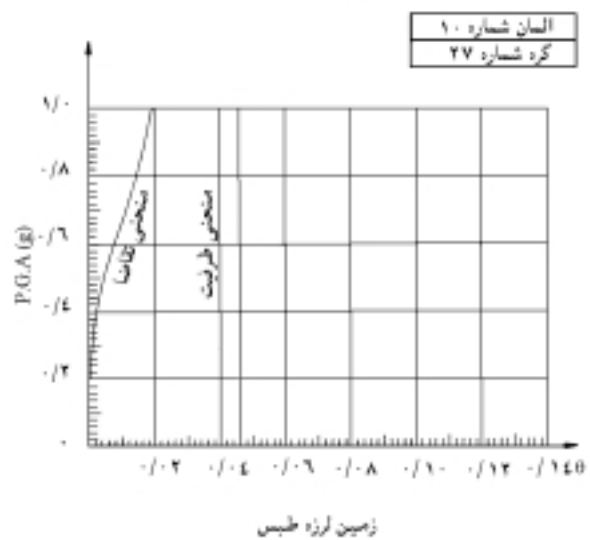
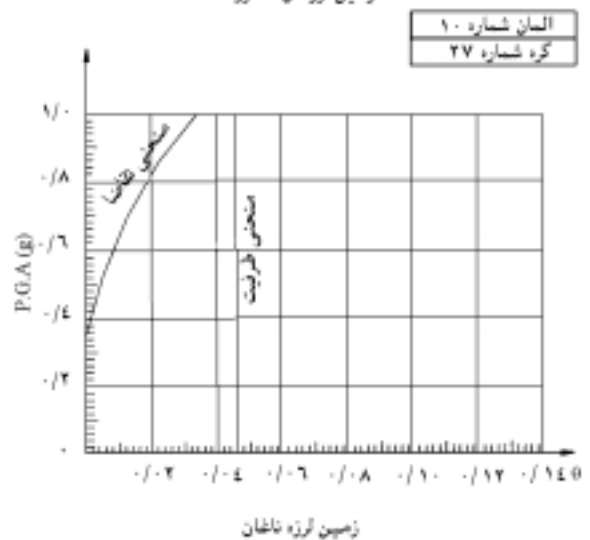
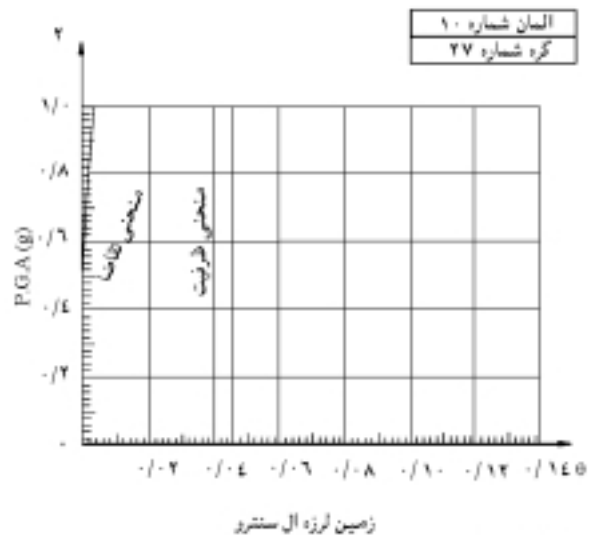
۳- ستونهای پل بزرگراهی موجود به علت کمبود محصوریت میلگردها، باید مقاوم سازی شود و روش روکش کردن با ورقه های فولادی و یا صفحات پلیمری پیشنهاد می گردد. این پیشنهاد منوط به روشهای مقاوم سازی موجود در کشور و ملاحظات اقتصادی می باشد.

۴- منحنی های تقاضا و ظرفیت برای هر یک از اعضای پل بزرگراهی که با خصوصیات هندسی و آرماتورگذاری پل بزرگراهی مورد تحلیل متفاوت است، باید مدنظر قرار گیرد تا نقاط ضعف مشخص گردند.

۵- اندرکنش خاک و سازه و اثر تحریک چندتکیه گاهی در پاسخ نهایی پل باید در نظر گرفته شود.

۸- مراجع

1. The American Association of State Highways and Transportation Officials (AASHTO), Standard Specification for Seismic Highway Bridge Design, 1996.
2. DRAIN-2DX, (1992), Base Program User Guide, University of California, Berkeley, Report No: UCB/ SEMM-92/29.
3. American Technology Council, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings, ATC3-06, 1978.
4. Jacobson, L.S., Steady Forced Vibration as Influenced by Damping, American Society for Mechanical Engineers, Part I.
5. Committee Euro-International du Beton Model Code for Seismic Design of Concrete Structures, Bull-d Inf, CEB No: 165, Paris, April, 1982. ◀



شکل (۷): منحنی های تقاضا و ظرفیت برای المان شماره ۱۰

اهم نتایج حاصل از بررسیهای انجام شده عبارتند از:
 ۱- آثار $P-\Delta$ عموماً بر سازه هایی که دارای ارتفاع زیاد

