



ارزیابی عملکرد پل راه آهن بتنی با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی

احمد نیکنام^۱، حامد حمیدی^۲، آرایا مصلح^۳

- ۱- استاد یار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران
۲- دانشجوی دکترا مهندسی عمران - زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران
۳- کارشناسی ارشد مهندسی عمران - سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران

a_nicknam@iust.ac.ir
h_hamidi@iust.ac.ir
a_mosleh@yahoo.com

چکیده

پل‌ها به عنوان عناصر مهم و کلیدی در شبکه شریانی راه‌های یک کشور، نقش منحصر بفردی را به لحاظ اقتصادی، سیاسی و نظامی ایفا می‌کنند و لذا تأمین ایمنی آنها از الویت و اهمیت بالایی برخوردار است. بررسی ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای پل‌ها نشان می‌دهد که در اغلب آن‌ها طراحی‌های لرزه‌ای بر اساس روشهای خطی انجام می‌گیرد و به کارگیری روشهای غیرخطی فقط توصیه شده است. در این مقاله برای تبیین موضوع، پل بتنی مسیر راه آهن اصفهان - شیراز انتخاب و عملکرد لرزه‌ای آن با روش تحلیل دینامیکی غیرخطی و در دو سطح خطر ۱ و ۲ و همچنین در دو جهت طولی و عرضی بررسی شده است و رفتار آن با توجه به نتایج تحلیل مورد ارزیابی قرار گرفته است. ارایه توصیه‌هایی در مرحله آسیب‌پذیری و مقاوم سازی بخش نهایی این مقاله می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: پل بتنی، آسیب‌پذیری لرزه‌ای، تحلیل دینامیکی غیر خطی، مقاوم سازی

۱. مقدمه

فلات ایران از نظر وقوع زلزله یکی از فعال‌ترین مناطق جهان بوده است و بطور مکرر زلزله‌ای مخرب و مصیبت بار با آسیب‌های جانی و مالی وسیع در کشورمان به وقوع می‌پیوندد که پیشگیری از آن یا کاهش تلفات جانی و مالی ناشی از این زلزله‌ها در کشورمان از اهمیت خاصی برخوردار است. یکی از فعالیتهایی که امروزه در کشورهای مختلف از جمله ایران صورت گرفته، بررسی سازه‌های موجود از جمله پلهاست تا نقاط ضعف آنها شناسایی شده و سپس بصورت مناسبی مقاوم سازی گردند. انسان از قدیم به ساخت پل علاقه داشته است چه سواى اهمیت نظامی و غیرنظامی آنها، پلها به عنوان نشانه‌ای از کارهای بزرگ مهندسی شناخته شده بود. اگر چه ابتدای تاریخ پلسازی قدری مبهم است ولی تکامل تاریخی انواع مختلف پلها احتمالاً به بیش از ۵۰۰۰ سال پیش برآورد می‌گردد. در میان زمین‌لرزه‌های رخ داده تا کنون زمین‌لرزه‌های San_Fernando (۱۹۷۱) [۱]، Loma Prieta (۱۹۸۹) [۲] و Northridge (۱۹۹۴) [۳] در ایالات متحده (Hyogoken-Nanbu (۱۹۹۵) در کوبه ژاپن مهم‌ترین زلزله‌هایی بودند که اثرات تخریبی آنها بر پل‌ها قابل توجه بوده است، از این رو بررسی خرابی‌های ایجاد شده در پل‌ها طی این زلزله‌ها آموزنده خواهد بود. با توجه به شبکه راه‌های ایران که شامل بیش از ۵۰۹۰ کیلومتر خط راه آهن و حدود ۱۰۰۰۰ پل احداثی در این خطوط است، لزوم بررسی آسیب‌پذیری پل‌های کشور امری ضروری به نظر می‌رسد [۴].

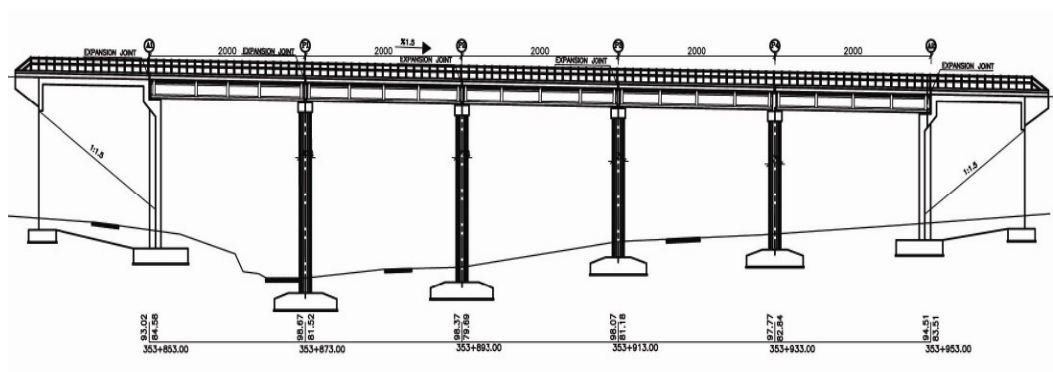
۲. پل مورد مطالعه

پل مورد مطالعه در این پژوهش پل قطعه سوم راه آهن اصفهان - شیراز است که با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی مورد ارزیابی قرار گرفته است، مشخصات پل مورد نظر به ترتیب زیر است:

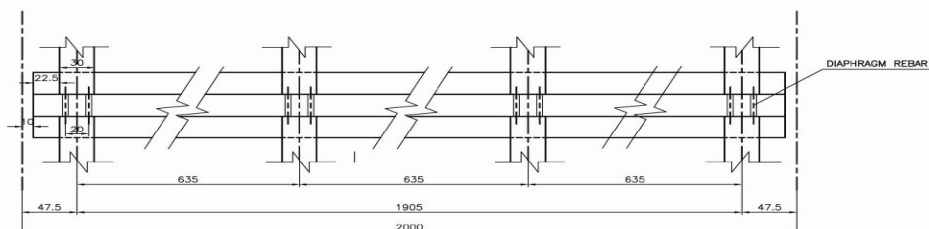
- طول پل ۱۰۰ متر که دارای ۵ دهانه ۲۰ متری و عرض پل ۵/۶ متر است که برای یک خط عبور طراحی شده است.



- ارتفاع ستونهای دیواری متغیر بوده به طوری که طول ستونها به ترتیب (۱۸ و ۱۶/۷۵ و ۱۴ و ۱۲/۷۵) متر از روی شالوده است و ابعاد پایه‌ها $۶/۸ \times ۱/۲$ است.
- روسازه پل شامل ۴ تیر بتنی پیش ساخته I شکل بطول ۱۹/۸ و ارتفاع ۱/۷ متر می باشد که بصورت ساده بر روی پایه های میانی و کوله های کناری قرار می گیرد. نکته قابل توجه آنکه رفتار لرزه‌ای برخی پل‌ها با دانه‌های ساده به تازگی توسط آقایان صادق وزیری و یزدانی مطلق بررسی شده است [۵].
- دال بتنی به ضخامت ۲۵ سانتی متر به صورت در جاریز بر روی آن اجرا می شود. فاصله تیرهای بتنی از یکدیگر ۱/۵ متر است.
- هر یک از تیرهای طولی روی نئوپرن با ابعاد $(۵۲ \times ۴۰ \times ۳۰)$ قرار دارد
- مجموعه عرشه بر روی سرستونهایی به ابعاد $(۱/۲ \times ۱/۹)$ قرار می گیرد.
- کوله های پل از نوع بسته بوده ارتفاع کوله چپ از روی شالوده ۱۵ متر و عرض نشمین فوقانی ۱/۵ متر است و ارتفاع کوله سمت راست از روی شالوده ۱۲ متر و عرض نشمین فوقانی ۱/۵ می باشد. در شکل (۱) نمای طولی پل و در شکل (۲) پلان عرشه پل نمایش داده شده است.



شکل ۱- نمای طولی پل



شکل ۲- پلان عرشه پل

۳. مشخصات بتن مصرفی در اعضا و جزئیات اجرایی

- بتن مصرفی در تیرهای پیش ساخته دارای مقاومت ۳۵۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع می باشد (B-350).
- بتن مصرفی در شالوده ها و کلیه اعضای کوله دارای مقاومت ۳۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع (B-300) می باشد.
- بتن مصرفی در دال عرشه مانند بتن مصرفی در شالوده ها ولی با سیمان نوع I می باشد.
- کلیه آرماتورهای بکار رفته از نوع آجدار با حد جاری شدن ۴۰۰۰ کیلوگرم بر سانتی مترمربع می باشد.

۴. مدلسازی

پل مورد مطالعه توسط نرم افزار SAP2000 بصورت سه بعدی مدل شده است [۶]. جزئیات المانهای به کار رفته در مدل به شرح زیر است.

الف: المان FRAME

۱- جهت مدلسازی تیرهای پیش ساخته عرشه استفاده شده است.



۲- تیر سرستون با استفاده از المان FRAME مدل گردیده است.

۳- ستونهای دیواری شکل نیز با استفاده از المان FRAME بصورت ستون معادل مدل گردیده‌اند.

ب: المان LINK

۱- تکیه‌گاههای الاستومر مورد استفاده در پل با استفاده از المان LINK که در تحلیل همانند یک فنر عمل می‌نماید با لحاظ نمودن سختی نتوپرها مورد استفاده در محل نشیمن تیرهای عرشه، مدلسازی شده‌اند.

۲- تکیه‌گاههای کوله‌ها با المان LINK GAP مدل شده‌اند که در تحلیل همانند یک فنر عمل می‌نماید با لحاظ نمودن سختی کوله‌ها.

پ: المان SHELL

جهت مدلسازی فونداسیون و بدنه کوله‌ها از المان SHELL استفاده شده است.

ت: المان SPRING

از این المان جهت مدلسازی رفتار ارتجاعی خاک در محل فونداسیون استفاده شده است.

۴-۱. مدل سازی عرشه پل

یکی از نکات مهمی که در مدلسازی عرشه وجود دارد در نظر گرفتن دیافراگمهای عرضی می‌باشد. این اعضا از حرکات منفرد تیرها جلوگیری کرده و سختی پیچشی مورد نیاز عرشه را تامین می‌نماید. در صورتیکه دیافراگمهای عرضی در نظر گرفته نشوند مود غالب ارتعاشی، مود پیچشی خواهد بود. برای در نظر گرفتن دیافراگمهای عرضی در مدل در محل دیافراگمها در نقشه‌ها نقاط عرشه در جهت عرضی به هم بسته شده‌اند.

۴-۲. مدلسازی اتصال عرشه به پایه‌ها

اتصال عرشه به پایه‌ها به طرق مختلفی انجام می‌شود. بطور کلی اتصال عرشه‌های بتنی و فولادی متفاوت است. در بعضی موارد دیده می‌شود که شاه‌تیرهای عرشه بصورت ساده بر روی تیر سرستون نشسته‌اند. در مورد تیرهای بتنی، در اکثر موارد بر روی نشیمن الاستومری قرار گرفته و به تیر سرستون متصل می‌شود. رفتار الاستومرها را می‌توان با مصالح غیرخطی مدل کرد. در مرحله اول سختی افقی برابر منحنی جابجایی المان نتوپرن می‌باشد. در صورتیکه نیرو افزایش یابد الاستومر تا ماکزیمم مقداری که می‌تواند مقاومت می‌کند و از بین می‌رود و تنها نیروی مقاومت اصطکاک میان قطعات می‌باشد. از طرفی در بین المانهای تیر معمولاً از برشگیر استفاده می‌شود. بنابراین در صورتیکه تغییر شکلها از حدی افزایش یابد به این المان برخورد کرده و از حرکت آن جلوگیری می‌شود. در جهت عرضی اتصال تیر عرشه به تیر سرستون بصورت فیکس است.

۴-۳. مدلسازی پایه‌ها

پایه‌ها بصورت ستون معادل مدل شده و از جداول مربوط به دیوار برشی مطابق دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۷] برای تخصیص مفاصل پلاستیک استفاده شده است.

۵. بارگذاری

۵-۱. بارگذاری ثقیلی

W_{DL} عرشه= دیافراگم+ دست‌اندازهای بتنی+ سرستون+ ریل و بالاست و تراورس+ وزن دال+ وزن تیرهای بتنی.

طبق این محاسبات وزن کل عرشه حدود ۱۹۰۶/۸۵ تن برآورد شده است. محاسبات بارهای مرده اعضا توسط برنامه بصورت خودکار و با کمک وزن مخصوص اعضای مدل انجام می‌شود. برای لحاظ نمودن بار زنده عرشه بر اساس آیین‌نامه بارگذاری پلها نشریه ۱۳۹ [۸] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی برای ابنیه فنی راه‌آهن به جای بار حقیقی قطار بار فرضی قرار داده می‌شود. به منظور تعیین پارامترهای اولیه و یک ارزیابی کلی از وضعیت عادی سازه، در حالتی که فقط به سازه بارهای دائمی و بهره‌برداری اختصاص یافته است، سازه مورد یک تحلیل ایستایی قرار گرفت تا اطلاعاتی عمومی نظیر خیز عرشه، بار محوری ستونها، وزن کل سازه، لنگر خمشی تیرها و توزیع نیروی برشی در آنها و مقادیر بیشینه تعیین گردند. یکی از قابلیت‌های سودمند نرم‌افزار مورد استفاده اعمال بارگذاری بارهای در حال حرکت می‌باشد. این بارها شامل بارهای متمرکز و گسترده می‌شود که مطابق آیین‌نامه‌های مختلف طراحی پلها باید به برنامه معرفی شود. الگوی بارگذاری استاندارد راه‌آهن ایران با اعمال ضرایب بار ویژه (۱/۲) و ضریب ضربه (۱/۲۴)، نیروی ترمز و شتاب به هر تیر در جهت طولی (۱۰/۶۱) تن و نیروی نوسانات جانبی بصورت منفرد و در امتداد عمود بر محور پل (۱۰۰) کیلو نیوتن به نرم‌افزار معرفی شد. نرم‌افزار با بررسی حالات مختلف تاثیر بار متحرک روی خطوط بارگذاری توانایی ترسیم خطوط تاثیر را دارا است.



۵-۲. ترکیب بارهای ثقلی و جانبی

ترکیب بارهای پیشنهاد شده برای پلها طبق آیین نامه آشتو به شرح زیر است:

$$1.1(QD+QSI)+0.5QL = \text{حد بالای بارهای ثقلی}$$

$$0.9(QD+QSI) = \text{حد پائین بارهای ثقلی}$$

QD: بارهای مرده، QSI: بارهای ناشی از وزن روسازه، QL: بارهای زنده

۵-۳. اثر همزمان مولفه‌های زلزله

به منظور در نظر گرفتن اثر همزمان مولفه‌های زلزله، مطابق بخش I-A آیین‌نامه آشتو [۹]، در تحلیل‌های غیرخطی بایستی در هر امتداد ۱۰۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در جهت مورد بررسی به همراه نیروهای متناظر با ۳۰٪ تغییرمکان ناشی از زلزله در امتداد عمود بر آن در نظر گرفته شود.

۵-۴. اثر $p-\Delta$

از آنجایی که تغییر شکل زیاد هر سازه‌ای باعث گسیختگی، ایجاد اشکال در عملکرد اعضای ثانویه و اثرات $p-\Delta$ می‌شود، معمولاً مقدار این تغییرشکلها به اندازه خاصی محدود می‌شود. متأسفانه در این مورد برای پلها در هیچ آیین‌نامه‌ای مقدار خاصی پیشنهاد نشده است. هنگامیکه پل در حالت تغییرمکان جانبی تحت اثر یک بار قائم قرار می‌گیرد، اثر $p-\Delta$ به سبب وجود بار قائم (P) و تغییر مکان (Δ) باعث پیدایش تغییر مکان جانبی اضافی در کنار تغییر مکان حاصل از بار جانبی تنها می‌شود. معمولاً اثر لنگر $p-\Delta$ با استفاده از ضریب پایداری (q) که بصورت لنگر $p-\Delta$ به لنگر حاصل از بار جانبی تعریف می‌شود ارزیابی می‌شود:

$$q = \frac{P\Delta}{u h c_d} \quad (۱)$$

P : وزن اعمال شده به عرشه، Δ : تغییر مکان، u : برش ناشی از زلزله، h : ارتفاع پایه از روی پی، C_d : ضریب تقویت بدست آمده از رابطه $C_d = \frac{1}{m}$ طبق آیین‌نامه ATC-32 اگر $q < 0.1$ باشد اثر $p-\Delta$ نادیده گرفته می‌شود اما اگر $q > 0.1$ باشد آیین‌نامه ملزم می‌کند که با محاسبات دقیق صورت گیرد یا به جای استفاده از برش (u) در محاسبات لنگر واژگونی و تغییر شکل از برشی به مقدار $\frac{u}{1-q}$ استفاده شود. با توجه به مطالب عنوان شده در بالا در تمامی محاسبات این مطالعه اثر $p-\Delta$ لحاظ شده است.

۶. کنترل‌های ویژه

۶-۱. کنترل خیز عرشه

طبق آیین نامه بارگذاری پلها (نشریه ۱۳۹) [۸] در پلهای بتنی اعم از تک دهانه یا ممتد، حداکثر تغییرشکل ناشی از بارهای بهره برداری به ۱/۱۰۰۰ طول دهانه (بر حسب سانتیمتر +۵/۰ سانتیمتر) محدود میشود.

$$\frac{\Delta}{L} = 0.00149 > \frac{1}{1000} \rightarrow$$

با کنترل صورت گرفته خیز عرشه در محدوده مجاز نمی باشد.

۶-۲. حداقل ارتفاع روسازه

طبق آیین نامه [۹] AASHTO حداقل ارتفاع روسازه باید از رابطه زیر بیشتر باشد.

$$0.07 \times L = 0.07 \times 20 = 1.4 < 1.7 \rightarrow ok$$

۶-۳. کنترل عرض نشیمن کوله‌ها و پایه‌های میانی

طبق کنترل صورت گرفته عرض نشیمن کوله‌ها مطابق آیین‌نامه‌های CALTRANS و AASHTO مناسب در نظر گرفته شده است.



۷. تعیین هدف بهسازی

مطابق آیین‌نامه‌های CALTRANS [۱۰]، [۹] AASHTO و FHWA [۱۱] پل مذکور جز پلهای با اهمیت زیاد تلقی شده و هدف بهسازی در بررسی آسیب پذیری آن مطلوب در نظر گرفته می شود.

۸. تحلیل دینامیکی غیر خطی

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، پاسخ سازه با در نظر گرفتن رفتار غیر خطی مصالح و رفتار غیر هندسی سازه محاسبه می شود. در این روش فرض بر آن است که ماتریس سختی و میرایی از یک گام به گام بعد می تواند تغییر کند، اما در طول هر گام زمانی ثابت است و پاسخ مدل تحت شتاب زلزله به روش های عددی و برای هر گام زمانی محاسبه می شود. تحلیل دینامیکی غیر خطی دقیق ترین روشی است که در تحلیل سازه ها مورد استفاده قرار می گیرد. در واقع هدف اصلی در این روش، حل معادله دیفرانسیل تعادل دینامیکی حرکت می باشد (معادله ۲). تحلیل دینامیکی غیر خطی با دو روش کلی انتگرال گیری مستقیم و تحلیل مودال انجام می شود [۱۲]. روش انتگرال گیری مستقیم (شیوه ویلسون q و نیومارک) استفاده شده است. میانی، ویلسون q و نیومارک می باشد. در این تحقیق، از روش انتگرال گیری مستقیم (شیوه ویلسون q و نیومارک) استفاده شده است.

$$K u(t) + C \dot{u}(t) + M \ddot{u}(t) = r(t) \quad (2)$$

در این رابطه: K, C, M به ترتیب ماتریس سختی، میرایی و جرم بوده و $u, \dot{u}, \ddot{u}$ به ترتیب بردار جابجایی، سرعت و شتاب می باشد. $r(t)$ هم بردار نیروهای خارجی می باشد [۱۳].

۹. انتخاب شتاب نگاشت های مناسب و همپایه کردن آنها

۹-۱. انتخاب شتاب نگاشت های مناسب

در این تحقیق از هفت شتاب نگاشت جهت انجام آنالیز دینامیکی غیر خطی استفاده گردید در نتیجه می توان مقدار متوسط آنها را برای کنترل تغییر شکلهای و نیروهای داخلی در نظر گرفت. شتاب نگاشتهایی که برای تحلیل دینامیکی غیر خطی انتخاب می شوند باید حتی الامکان دارای مشخصات هماهنگی با ساختگاه سازه باشند. این مشخصات شامل PGA، محتوای فرکانسی، مدت زمان دوام حرکات شدید و هماهنگی با طیف طرح [۱۴] می باشند. برای آنکه بتوان از شتاب نگاشت در تحلیل دینامیکی غیر خطی استفاده نمود، باید طیف این شتاب نگاشت تا حد امکان با طیف طرح ساختگاه سازه همخوانی داشته باشد. در واقع قبل از استفاده از شتاب نگاشتها باید آنها را همپایه کرد.

۹-۲. همپایه کردن شتاب نگاشتها

در این تحقیق با استفاده از روش همپایه کردن طیف، شتاب نگاشتها همپایه شدند. در این روش شتاب حداکثر هر یک از شتاب نگاشتها به g_1 مقیاس می شود. سپس پاسخ سازه یک درجه آزادی در مقابل این شتاب نگاشت (طیف شتاب نگاشت) محاسبه می شود و سطح زیر این طیف بین دوره تناوبهای 0.2T و 1.5T به دست می آید. سطح زیر منحنی طیف ساختگاه (شکل (۳)) بین این دو دوره تناوب نیز محاسبه می شود. با ضرب شتاب نگاشت مقیاس شده به g_1 ، در نسبت سطح طیف ساختگاه به سطح طیف شتاب نگاشت و در پایان در شتاب طرح ساختگاه، شتاب نگاشت مقیاس شده با منطقه بدست می آید. در این روش انرژی شتاب نگاشتها با طیف طرح سازگار می شود.

جدول ۱- شتاب نگاشت های مورد استفاده به همراه ضریب مقیاس

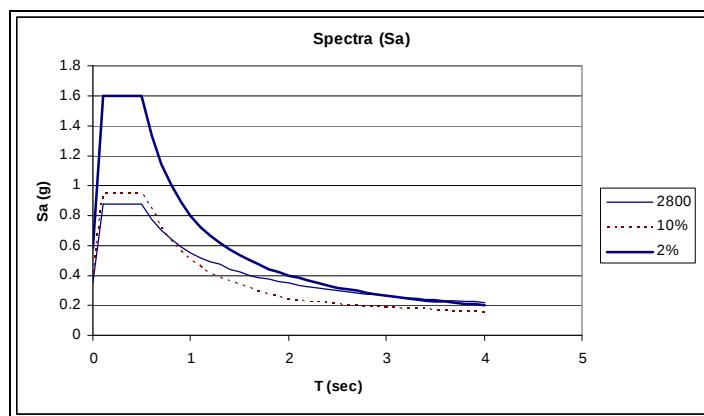
Record No.	Name	Year	Direction	PGA(g)	SF (HL 1)	SF (HL 2)
1	CAPEMENDOCINO	1992	CAPEMEND-RIO270	0.385	1.29	1.33
2	KOCAELI	1999	KOCAELI-SKR090	0.376	1.40	1.44
3	KOBE	1995	KOBE-KJM000	0.821	1.10	1.14
4	NORTHRIDGE	1994	NORTHT-OPPR360	0.514	1.12	1.16
5	SUPERSTITION HILLS	1987	SUPERST-B-PTS315	0.377	1.10	1.14



6	LOMA PRIETA	1989	LOMAP-CLS090	0.479	1.28	1.32
7	N. PALM SPRINGS	1985	PALMSP-NPS210	0.594	1.44	1.48

۱۰. طیف ساختمان مورد مطالعه

خاک ساختمان مورد مطالعه طبق طبقه بندی استاندارد ۲۸۰۰ از نوع II می باشد. بدین منظور از نتایج تحلیل ریسک احتمالاتی انجام گرفته در دو سطح خطر ۱ و ۲ (۱۰ و ۲ درصد در ۵۰ سال) استفاده گردیده است [۱۵]. سطح خطر ۱ بر اساس ۱۰٪ احتمال رویداد زلزله در ۵۰ سال (معادل دوره بازگشت ۴۷۵ سال) و سطح خطر ۲ بر اساس ۲٪ احتمال رویداد زلزله در ۵۰ سال (معادل دوره بازگشت ۲۴۷۵ سال) تعیین می گردد. در شکل (۳) نمودار طیف طرح بدست آمده نشان داده شده است.



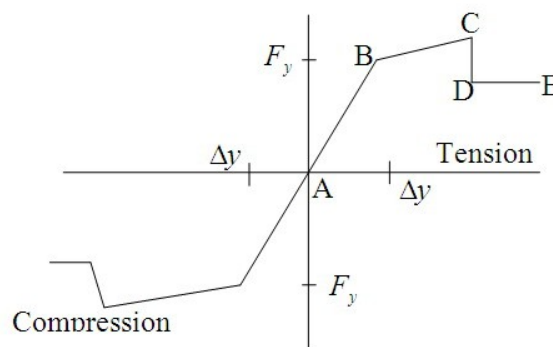
شکل (۳): نمودار طیفهای بدست آمده از تحلیل ریسک (سطح خطر ۱ و ۲) و استاندارد ۲۸۰۰

۱۱. انواع مفاصل کنترلی

برای انجام آنالیز دینامیکی غیر خطی نیاز به تعریف رفتار غیرخطی اعضا می باشد. در این تحقیق برای تعریف رفتار غیرخطی اعضا از مفاصل استاندارد ارائه شده در آیین نامه بهسازی لرزه ای استفاده شده است. نکته شایان توجه آنکه با توجه به ارتفاع ستونها و سطح مقطع آنها واضح است که رفتار ستونها تغییر شکلی بوده لذا جهت ارزیابی رفتار پایه در هنگام زلزله نیاز به تعریف یک نوع مفصل (Hinge) با مشخصات زیر است.

۱۱-۱. مفصل خمشی-محوری (P-M-M)

برای تعریف ویژگی این مفصل از ضوابط ATC40 استفاده شده است. از آنجا که اتصال تیرها بر روی سر ستونها به صورت ساده می باشد در تیرها مفصلی تشکیل نشده، لذا به آنها مفصلی تخصیص نیافته است.

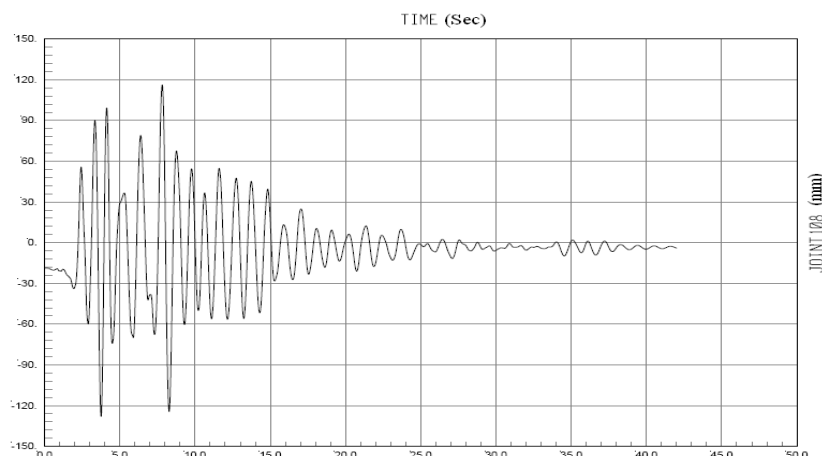


شکل ۴- مفصل پلاستیک خمشی-محوری (PMM)



۱۲. نتایج تحلیل

پل مذکور به روش دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۷ شتاب‌نگاشت یاد شده به کمک روش انتگرال گیری مستقیم تحلیل گشته و مورد ارزیابی قرار گرفته است. به عنوان نمونه، تاریخچه جابجایی-زمان مربوط به نقطه کنترل پل مورد بررسی برای شتاب‌نگاشت Loma Prieta در شکل (۵) نشان داده شده است. همچنین نتایج این آنالیز در دو سطح خطر I و II در جدول (۲) آورده شده است. همانطور که از نتایج آنالیز پیداست این پل در برابر زلزله‌های انتخاب شده آسیب پذیر می‌باشد.



شکل ۵- تاریخچه جابجایی-زمان مربوط به نقطه کنترل پل برای شتاب‌نگاشت Loma Prieta

جدول ۲- درصد اعضایی از پل که معیار پذیرش را ارضا ننموده‌اند

Hazard level 2								Hazard level 1							
SUPERSTITION HILLS	PALM SPRINGS	NORTHRIDGE	LOMA PRIETA	KOCAELI	KOBE	CAPE MENDOCINO		SUPERSTITION HILLS	PALM SPRINGS	NORTHRIDGE	LOMA PRIETA	KOCAELI	KOBE	CAPE MENDOCINO	Structure
Instability	100	Instability	Instability	Instability	Instability	Instability		100	100	Instability	100	100	Instability	Instability*	Bridge

۱۳. نتیجه گیری

با در نظر گرفتن شرایط ویژه پل مورد بررسی و استفاده از طیف ویژه ساختمانی در دو سطح خطر مختلف نتایج زیر بر اساس FEMA 356 به شرح زیر می‌باشد:

۱- نتایج تحلیل دینامیکی غیر خطی پل یاد شده نشان می‌دهد که پل در جهت طولی آسیب پذیر می‌باشد.

۲- پل مورد مطالعه در جهت عرضی آسیب پذیری نمی‌باشد.

۳- بر اساس ضوابط آیین‌نامه بارگذاری پلها، خیز تیرهای عرشه بیشتر از محدوده مجاز می‌باشد.

توصیه می‌شود اعضای آسیب دیده پل (پایه‌ها) به روش‌های زیر مقاوم‌سازی شود:

- استفاده از کامپوزیت FRP (الیاف پلیمری مرکب)

- ژاکت‌گذاری فولادی و ژاکت‌های بتنی



- بتن پرمقاومت با استفاده از مواد ضد جمع شونده و چسب بتن
- استفاده از بتن در جاریز

مراجع

- 1- Palmer, D.F. and Henyey T.L., "San Fernando Earthquake of February 1971, Pattern of Faulting", Science Magazine, Vol.172, No.3984, PP712-715, 1971
- 2- Arnadottir, T., Segall, P., "The 1989 Loma Prieta earthquake imaged from inversion of geodetic data", Journal of Geophysical Research, Vol.99, No.B11, PP 21,835-21,855, 1994.
- 3- Asa, P., Kraus, F., Bouraque, B., Vimalachandr, D., Yu, J., and Abrams, J., "Fatal and hospitalized injuries resulting from the 1994 Northridge earthquake", International Journal of Epidemiol, vol 27(3): pp 459-65, 1998.
- ۴- نیکنام، ا. و مصلح، آ. "بررسی آسیب پذیری پل های بتنی به روش عملکردی، سومین کنفرانس بین المللی پل، بهار ۱۳۸۷.
- 5- Saadeghvaziri, M.A., Yazdani-Motlagh, A.R., "Seismic behavior and capacity/demand analyses of three multi-span simply supported bridges", Engineering Structures vol. 30, pp. 54-66. 2008
- 6- Computers & Structures, Inc., "SAP2000, Structural Analysis Program". Berkeley, California, 2005
- ۷- دفتر امور فنی و تدوین معیارها، "دستورالعمل بهسازی لرزه ای سازه های موجود"، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.
- ۸- دفتر امور فنی و تدوین معیارها، "آیین نامه بارگذاری پل ها"، نشریه شماره ۱۳۹، تجدید نظر اول، سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۷۹.
- 9- AASHTO, "Standard Specification for highway Bridges", 16th edition, American association of state highway and transportation officials, Washington D.C., 1996.
- 10- Caltrans, "seismic Design Criteria", Version 1.4, California Department of transportation, 2006.
- 11- FHWA, "Seismic design and retrofit of highway bridges", Report No. FHWA-RD-94-052, Federal Highway Administration, Springfield, Virginia. 1995.
- 12- Bathe, K.J, "Finite Element Procedure", Prentice-Hall, 1996
- 13- Clough, R.W.and Penzin, J.P. "Dynamics of Structures", Mc Graw Hill, 1993
- 14- Lestuzzi P., Schwab P., Koller M. and Lacave C., 2004. "How to choose earthquake recordings for nonlinear seismic analysis of structures". 13WCE, No. 1241, 2004.
- ۱۵- حمیدی، ح. "تاثیر نوع تحلیل بر نتایج پاسخ سازه های فولادی مهاربندی شده در بهسازی لرزه ای" پایان نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت ایران، ۱۳۸۵.
- 16- FEMA 356, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. Federal Emergency Management Agency.