

بررسی اثر تحریک چند تکیه‌گاهی بر روی پاسخ لرزه‌ای پل‌های ترک‌های

محمودرضا شیراوند^{۱*}، پارسا پروانه رو^۲، سینا باقری^۳

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۲- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

۳- کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، آب و محیط زیست، دانشگاه شهید بهشتی، تهران، ایران

چکیده

در تحقیق حاضر، پاسخ لرزه‌ای پل‌های ترک‌های تحت تحریک چند تکیه‌گاهی بررسی شده است. موج زلزله در هنگام حرکت در مسیر خود دچار تغییراتی می‌شود که عمدتاً ناشی از اثر سه اصلی اثر گذر موج، کاهش همبستگی و اثرات خاک است. در سازه‌های طویل، برای مثال پل‌های ترک‌های، این تغییرات بسیار مشهود بوده و شاید تحلیل سازه بصورت سنتی و با فرض تحریک یکنواخت تمامی تکیه‌گاه‌ها بصورت همزمان صحیح و محافظه‌کارانه نباشد. از این رو، بررسی پاسخ‌های پل ترک‌های تحت زلزله غیریکنواخت ضروری به نظر می‌رسد. بدین منظور، شتاب نگاشت مصنوعی به روش کریجینگ، بر اساس سه سری شتاب نگاشت معلوم در تکیه‌گاه غربی پل تولید شده است. در ادامه، تحلیل غیرخطی لرزه‌ای انجام شده و نیروی محوری کابل‌ها، لنگر عرشه، لنگر پایه و جابجایی نسبی در دو حالت تحریک یکنواخت و غیر یکنواخت با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نتایج حاکی از آن است که تحریک غیریکنواخت در برخی موارد موجب افزایش پاسخ لرزه‌ای و سایر موارد موجب کاهش پاسخ می‌شود. این در حالیست که انرژی شتاب نگاشت غیریکنواخت نسبت به شتاب نگاشت یکنواخت کاهش یافته است. هرچند انتظار می‌رود پاسخ‌ها به علت کاهش انرژی شتاب‌نگاشت‌ها کاهش یابند ولی به علت تغییر در توزیع نیروی زلزله منجر به افزایش برخی پاسخ‌ها می‌شوند. از این جمله میتوان به افزایش نیروی محوری کابل‌ها به علت افزایش جابجایی نسبی دو انتهای کابل اشاره کرد.

کلمات کلیدی: تحریک چند تکیه‌گاهی، پل ترک‌های، روش کریجینگ، تغییرات مکانی حرکات لرزه‌ای زمین، زلزله.

* نویسنده مسئول: محمودرضا شیراوند

پست الکترونیکی: m_shiravand@sbu.ac.ir

DOI: 10.22065/jsce.2017.87901.1216

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.87901.1216>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۴/۱۱/۲۰، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۳/۲۴

۱- مقدمه

امروزه پل‌های کابلی نقش کلیدی در شبکه‌های حمل و نقل دارند. به دلیل اهمیت این سازه‌ها از نظر هزینه‌های تمام شده و نقش آن‌ها در شبکه شریانی و قرارگیری تعداد قابل توجهی از آن‌ها در نقاط راهبردی و با اهمیت اقتصادی و سیاسی بالا، خرابی آن‌ها در زلزله نتایج غیرقابل جبرانی به دنبال دارد. از این رو بررسی رفتار این سازه‌ها در زلزله اهمیت بسیاری دارد.

در ادبیات علمی مهندسی زلزله، به تغییرات در دامنه و فاز رکوردهای ثبت شده یک زلزله در یک منطقه، تغییرات مکانی حرکات لرزه‌ای زمین گفته می‌شود. علت این تغییرات در ادبیات موضوع به سه دسته تقسیم می‌شود. اول اثر گذر موج^۱ که ناشی از سرعت محدود انتشار موج زلزله در لایه‌های خاک است. این اثر موجب می‌شود که موج زلزله با یک تاخیر زمانی از یک تکیه‌گاه به تکیه‌گاه دیگر سازه برسد. دوم اثر کاهش همبستگی^۲ است که موجب می‌شود تا موج زلزله در حین عبور از لایه‌های خاک دچار انعکاس و انکسار شود، بطوری که بین موج اولیه و ثانویه شباهت و همبستگی کاهش یابد. و سوم اثر موضعی خاک^۳ که موجب می‌شود، موج زلزله تحت تاثیر شرایط خاک دچار تغییر شود، بطوری که چنانچه موج زلزله از خاک سخت وارد خاک نرم شود، امکان افزایش دامنه در تاریخچه زمانی شتابنگاشت حاصل وجود دارد [۱]. بنابراین لازم است تا اثر غیریکنواختی تحریکات لرزه‌ای بر روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طولیل بررسی شود تا مشخص شود فرض تحریک یکنواخت فرضی محافظه‌کارانه است یا خیر.

بررسی اثر تحریک غیریکنواخت زلزله بر روی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها پیشینه‌ای چند دهه‌ای دارد. بطوری که محققان بسیاری اثر تغییرات حرکات زمین را بر روی رفتار سازه‌های طولیل همچون پل و خطوط لوله بررسی کرده‌اند [۱]. احتمالاً اولین بار بوغدانوف در سال ۱۹۶۵ بود که اثر تحریک غیریکنواخت زلزله را بر روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌های طولیل بررسی نمود. وی تنها اثر تاخیر زمانی را در تحلیل‌های خود لحاظ نمود و نشان داد که تحریک غیریکنواخت پاسخ‌های بزرگتری را در سازه بوجود می‌آورد [۲]. ساکسنا و همکارانش تلاش کردند تا اثرات دیگر تغییرات مکانی زلزله را در تحقیقات خوب بگجانند. آنها رفتار لرزه‌ای دو پل را تحت تحریک غیریکنواخت بررسی نمودند. تمرکز تحقیق آنها بر روی اثر موضعی خاک زیر پایه‌ها بر رفتار لرزه‌ای در حالت تحریک غیریکنواخت پل‌ها بود. نتایج نشان داد که این اثر بیش از اثر گذر موج پل را تحت تاثیر می‌گذارد، مگر آنکه سرعت انتشار موج زلزله بسیار پایین باشد که در آن صورت اثر گذر موج نیز قابل توجه خواهد بود [۳]. اغلب تحقیقات گذشته نشان داده‌اند که اثر تحریک غیریکنواخت پایه‌های پل تاثیر قابل ملاحظه‌ای بر روی پاسخ‌ها می‌گذارد و نمی‌توان این اثر را نادیده گرفت [۳]. برخی محققین تلاش کردند تا این اثر را در طیف پاسخ لحاظ کنند [۴-۷].

در حوزه فرکانس بسیاری رفتار پل‌ها را تحت تحریکات غیریکنواخت بررسی نمودند [۸]. تحلیل آنها هر سه اثر تحریک غیریکنواخت را در برمی‌گرفت، اما در حوزه‌ی فرکانس بررسی رفتار غیرخطی سازه‌ها توسعه چشمگیری پیدا نکرده است [۹]. پاسخ سازه‌ها تحت تحریکات غیریکنواخت معمولاً به دو قسمت شبه استاتیکی و دینامیکی تقسیم می‌شود. این نوع دسته‌بندی موجب می‌شود تفسیر نتایج بهتر انجام شود. وانگ نشان داد که اگر سرعت موج زلزله کم باشد اثرات دینامیکی ارتعاش سازه در مقابل اثر استاتیکی آن کوچک است و هر چه سرعت موج افزایش یابد اثر دینامیکی نمایان‌تر می‌گردد. از طرف دیگر نشان داد که اثر کاهش همبستگی در مقایسه با اثر گذر موج به درز انبساط و نشیمن بزرگتر به منظور جلوگیری از افتادن عرشه نیاز دارد [۱۰].

همانطور که قبلاً اشاره شد، تحلیل دینامیکی سازه‌ها تحت تحریکات غیریکنواخت را می‌توان در حوزه زمان به کمک آنالیز تاریخچه زمانی و هم در حوزه فرکانس به کمک مباحث ارتعاشات تصادفی انجام داد. الگوریتم‌های متنوعی جهت تولید شتابنگاشت مصنوعی که اثرات مختلف تغییرات مکانی نگاشت‌های زلزله در آنها لحاظ شده است، وجود دارد. در این مقاله از روش اصلاح شده کریجینگ (توسعه یافته توسط

1 Spatial variation of seismic ground motions

2 Wave passage effect

3 Lose of coherency

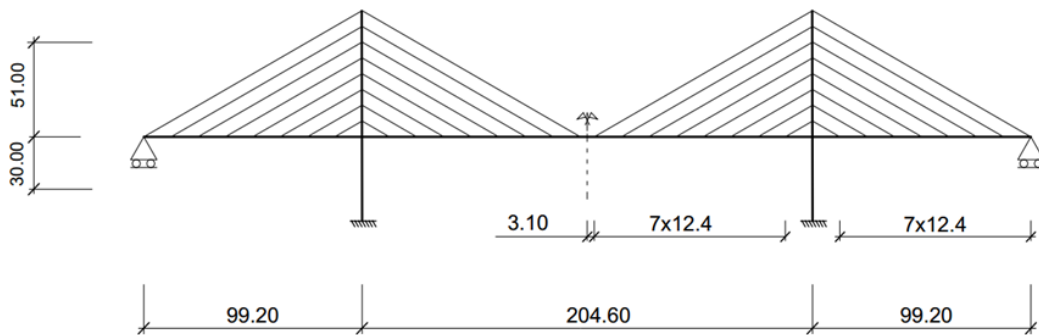
4 Local site effect

وانگ) به منظور تولید شتابنگاشت‌های همبسته مکانی جهت انجام آنالیز تاریخچه زمانی غیرخطی یک دستگاه پل ترکه‌ای تحت تحریکات غیریکنواخت استفاده شده است.

۲- مشخصات هندسی پل مورد مطالعه

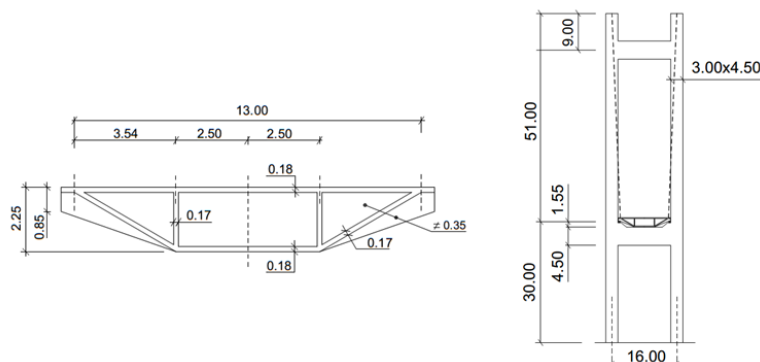
در این تحقیق، پل مورد مطالعه، پل کابلی ترکه‌ای با سیستم کابلی چنگی بررسی شده است. طول کلی این پل ۴۰۳ متر می‌باشد. دهانه اصلی ۲۰۴.۶ متر و طول هر یک از دهانه‌های کناری ۹۹.۲ متر می‌باشد. شکل ۱ ابعاد کلی پل را نشان می‌دهد. ۳- روش بهینه سازی توپولوژی براساس قابلیت اعتماد

در بهینه سازی توپولوژی براساس قابلیت اعتماد، اولاً سازه باید قیود قابلیت اعتماد را برآورده سازد، یعنی قید ایمنی سازه اقلان شود و ثانیاً باید قسمت‌های غیر بحرانی سازه (مانند نواحی کم تنش) برای کاهش وزن سازه بررسی شوند. در ادامه روش بهینه سازی توپولوژی براساس قابلیت اعتماد تشریح می‌گردد.



شکل ۱: پروفیل طولی پل مورد تحقیق.

پایلون به صورت H شکل و ارتفاع آن ۸۱ متر است. پایلون‌ها از بتن مسلح ساخته شده‌اند و فاصله مرکز تا مرکز پایه‌های پایلون ۱۶ متر است. اتصال پایه‌های پایلون به زمین به صورت گیردار بوده و اتصال عرشه به هر دو پایلون به صورت مفصلی و بدون امکان تغییر مکان نسبی بین آن‌ها می‌باشد. تکیه‌گاه‌های کناری به صورت تکیه‌گاه‌های نئوپرنی هستند و دو نقطه از انتهای عرشه را به زمین متصل می‌کنند. ابعاد هر نئوپرن برابر با $60 \times 70 \times 15$ سانتیمتر است و سختی نئوپرن در راستای افقی برابر با 382 t/m می‌باشد. شکل ۲ ابعاد قالببندی عرشه و پایلون پل مورد مطالعه را نشان می‌دهد. خلاصه‌ای از مشخصات هندسی پل در جدول ۱ ارائه شده است.



شکل ۲: مقطع عرشه و پایلون.

جدول ۱: مشخصات هندسی پل

ارتفاع (متر)	سطح مقطع (متر مربع)	Iy (m ⁴)	Ix (m ⁴)
۲,۲۵	۵,۲۲	۳,۷۱	۹,۷۵۵

۳- تولید شتاب نگاشت همبسته مکانی به روش کریجینگ اصلاح شده

روش کریجینگ یک روش درونیابی آماری است که به کمک یکسری مقادیر معلوم سعی در حدس مقادیر مجهول یک میدان تصادفی می‌کند [۱۲ و ۱۳]. در مهندسی زلزله از روش کریجینگ می‌توان جهت تولید شتابنگاشت مصنوعی همبسته مکانی و زمانی در هر نقطه دلخواه از یک ناحیه، به شرط وجود تعدادی شتابنگاشت معلوم در آن ناحیه، استفاده نمود. در حالت کلی در یک میدان تصادفی مکان-زمان مقادیر مجهول شتاب در یک زمان در یک نقطه دلخواه به مقادیر شتاب در تمامی زمان‌های یک شتابنگاشت معلوم در نقطه دیگر مرتبط یا همبسته است. در این حالت شبیه‌سازی شتابنگاشت‌ها بسیار سخت و پرهزینه خواهد بود. وانگ و همکارانش فرض کردند که مقادیر شتاب در هر زمان در یک نقطه مجهول تنها به مقادیر شتاب در همان زمان در شتابنگاشت‌های معلوم بستگی دارد. لذا مسئله میدان تصادفی مکان-زمان به یک مسئله میدان تصادفی مکانی تبدیل می‌شود [۷]. در این تحقیق از روش ساده شده وانگ جهت تولید شتاب نگاشت همبسته مکانی استفاده شده است. رابطه ۱ نحوه‌ی تولید شتابنگاشت در زمان t و در نقطه m را با توجه به N تاریخچه زمانی معلوم نشان می‌دهد.

$$f_t(x_m) = \sum_{n=1}^N \lambda_{nm}(x_m) f_t(x_n) + \varepsilon_t(x_m) \quad (1)$$

$f_t(x_m)$ شتاب در زمان t در تاریخچه زمانی شتاب نقطه m ، $\lambda_{nm}(x_m)$ ضریب کریجینگ که بیانگر میزان مشارکت شتاب در زمان t در نقطه معلوم n در تولید $f_t(x_m)$ است. $\varepsilon_t(x_m)$ خطا بین تخمین کریجینگ و مقدار واقعی. N تعداد شتابنگاشت‌های معلوم است. در این پژوهش فرض شده است که شتابنگاشت در تکیه‌گاه غربی پل موجود باشد ($N=1$). گام‌های زیر نحوه تولید شتابنگاشت در سه تکیه‌گاه دیگر پل را ارائه می‌دهد.

محاسبه ضریب کریجینگ

$$\lambda_{1m} = \exp\left(-\frac{x_{1m}}{b}\right) \quad (m = 2, 3, 4) \quad (2)$$

که x_{1m} فاصله بین نقطه معلوم و نقطه m است.

$$b = \frac{2\pi v d}{\omega_d} \quad (3)$$

ω_d فرکانس غالب در تاریخچه زمانی معلوم، v سرعت انتشار موج زلزله، d ضریب پراکنش

محاسبه تخمین کریجینگ

$$f_m^e(t) = \lambda_{1m} f_1(t) \quad (4)$$

محاسبه ماتریس همبستگی

$$R_{ij}(r_{ij}) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{|r_{ij}|}{b}\right) \quad (i = 1, 2, 3) \cdot (j = 1, 2, 3) \quad (5)$$

$$\sigma = \left[\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n f_i^2 \right]^{1/2}$$

r ماتریس فاصله بین نقاط مجهول است. n تعداد داده‌های موجود در شتابنگاشت است.

محاسبه ماتریس واریانس خطا

$$E_{ij} = R_{ij} - \lambda_{1i} R_{ij} \quad (i = 1, 2, 3) \cdot (j = 1, 2, 3) \quad (6)$$

تولید n عدد تصادفی (n تعداد داده‌های درون شتابنگاشت معلوم تکیه‌گاه غربی) با تابع توزیع احتمال نرمال و با میانگین صفر و واریانس E .

شبیه سازی شتاب در نقطه m

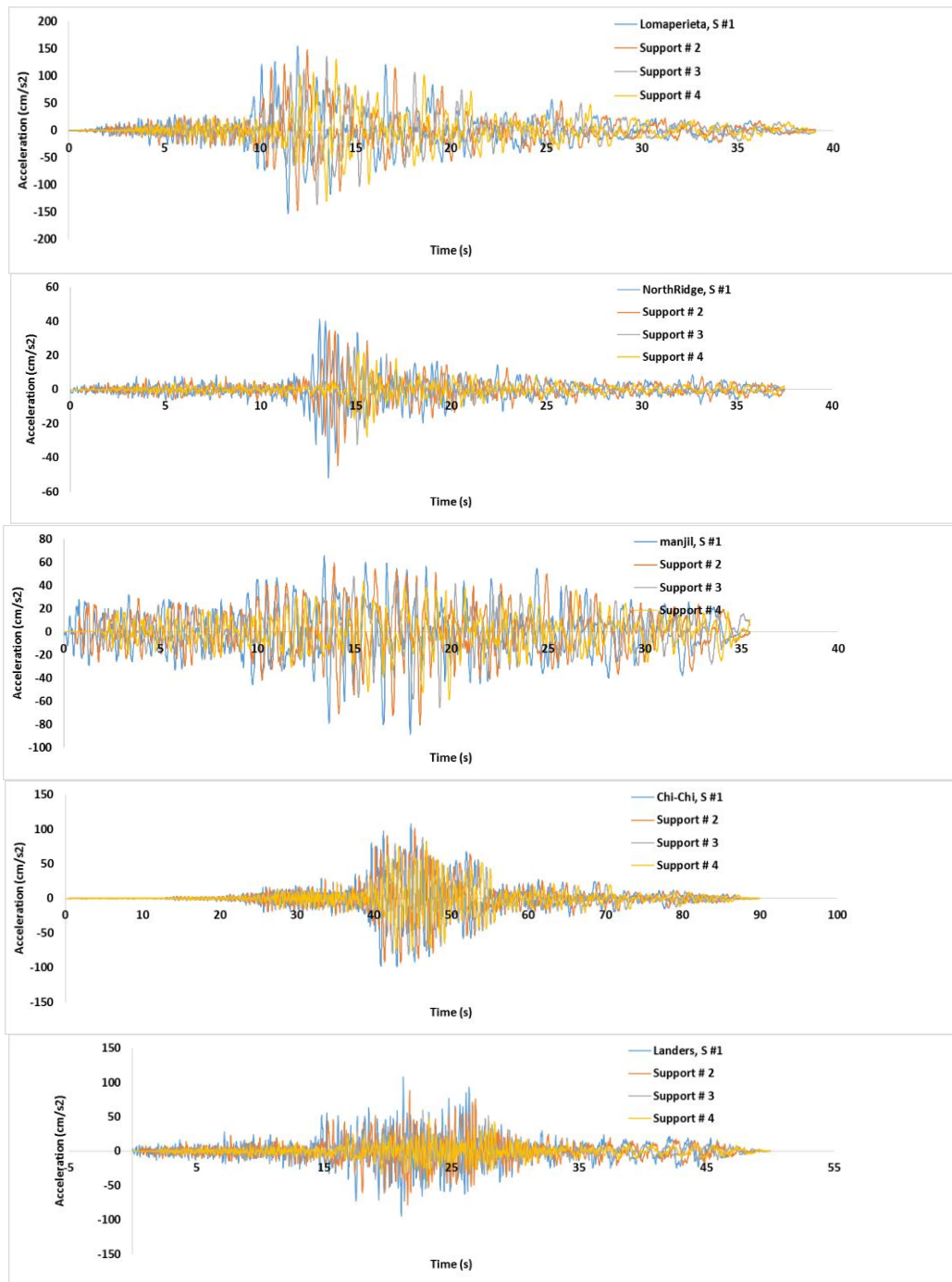
$$f_m^c(t) = f_m^e(t) + e_m^s(t) \quad (m = 1, 2, 3) \quad (7)$$

به منظور تولید شتابنگاشت همبسته مکانی در تکیه‌گاه‌های سازه پل، ۵ شتابنگاشت (جدول ۲) به عنوان شتابنگاشت‌های معلوم برای تکیه‌گاه غربی در نظر گرفته شده است و شتابنگاشت برای سایر تکیه‌گاه‌ها به صورت جداگانه برای هر ۵ شتابنگاشت به روش کریجینگ تولید شده است. در این پروژه فاصله پایلونها و تکیه‌گاه شرقی از تکیه‌گاه غربی به ترتیب برابر با ۹۹۰.۲۰، ۳۰۳.۸ و ۴۰۳ متر می‌باشد. با توجه به نوع خاک ساختگاه (تیپ III) سرعت موج برشی برابر با 200 m/s و ضریب پراکنش d برابر با ۱۰ در نظر گرفته شده است.

برای شبیه سازی تاریخچه زمانی جابجایی‌ها، یک برنامه بر اساس الگوریتم روش کریجینگ در نرم افزار متلب نوشته شده است. هر کدام از شتابنگاشت‌های حقیقی را به عنوان ورودی به این برنامه وارد می‌کنیم و این برنامه خروجی شتابنگاشت را به ترتیب برای پایلونها و تکیه‌گاه شرقی ارائه می‌دهد. شکل ۳ تاریخچه زمانی شتاب تولید شده در محل تکیه‌گاه‌های پل را نشان می‌دهد.

جدول ۲: مشخصات شتاب نگاشتهای انتخابی

زلزله	بزرگا	سرعت موج برشی (متر بر ثانیه)	حداکثر شتاب طولی (g)	حداکثر جابجایی طولی (سانتیمتر)	مدت زمان زلزله (ثانیه)
لوماپریتا	۶،۹۳	۳۳۱،۲۱	۰،۱۵۷	۵،۷۹۵	۱۵،۵۹
نورثریج	۶،۶۹	۳۳۳،۴۱	۰،۰۵۲	۰،۸۵۵	۲۲،۰۰
منجیل	۷،۳۷	۲۸۹،۶۹	۰،۰۸۸	۲،۹۴۶	۲۵،۷۹
چی چی	۷،۶۲	۳۰۸،۸۸	۰،۱۱۴	۴،۲۵۶	۲۰،۳۳
لندرز	۷،۲۸	۳۲۴،۶۲	۰،۱۰۷	۲،۵۱	۲۵،۷۶



شکل ۳: شتابنگاشت‌های تولید شده در پایه‌های پل برای هر شتابنگاشت معلوم در تکیه‌گاه غربی پل.

۴- مدل‌سازی

مدل‌سازی پل برای تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی در نرم افزار SAP2000 انجام شده است. این مدل‌سازی به روش المان محدود انجام شده است. عرشه به وسیله المان‌های SHELL و پیلون‌ها و کابل‌ها به وسیله المان BEAM مدل‌سازی شده‌اند. اتصال پیلون‌ها به زمین به صورت گیردار می‌باشد و تکیه‌گاه‌های کناری به صورت مفصلی بوده و عرشه از طریق نئوپرن‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های کناری قرار دارد. نئوپرن‌ها به وسیله المان LINK با رفتار خطی مدل شده‌اند. به دلیل وجود المان کابل، تحلیل مدل باید به صورت غیرخطی

در نرم افزار SAP2000 انجام شود. در پلهای کابلی به دلیل شکم‌دادگی کابل بایستی سختی کابل اصلاح شود. این رفتار غیر خطی کابل‌ها به وسیله مدول الاستیسیته معادل ارنست در مدل‌سازی اعمال می‌شود و به صورت رابطه ۸ بیان می‌شود.

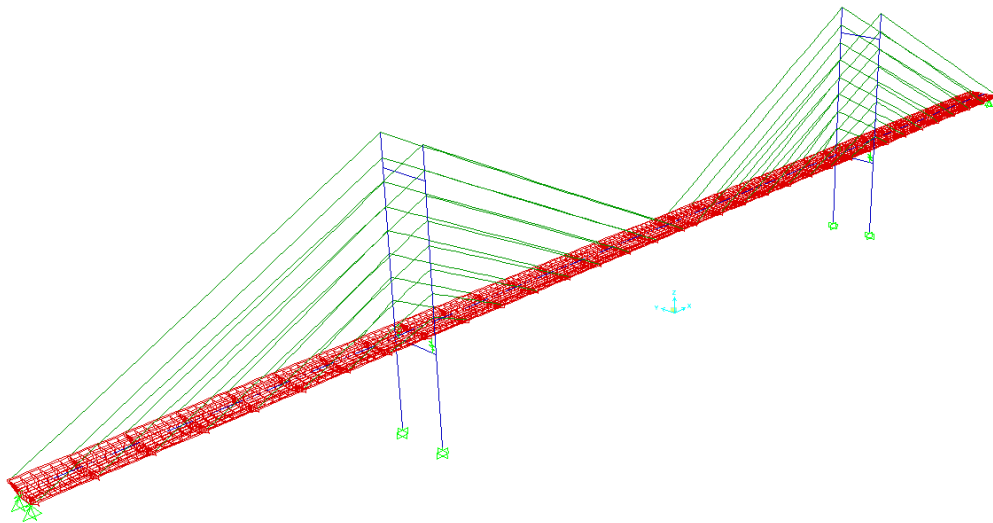
$$E_i = \frac{E}{1 + (\gamma^2 L^2 E / 12 \sigma^3)} \quad (8)$$

کابل‌ها از استرندهای فولادی ۰.۶ اینچی با مقاومت کششی نهایی $f_u = 1860 \frac{N}{mm^2}$ و مدول الاستیسیته برابر با $E_s = 190000 \frac{N}{mm^2}$ و وزن $\gamma = 76.93 \frac{kN}{m^3}$ تشکیل شده است. مشخصات بتن به کار رفته برای پیلون و عرشه عبارت است از $E_{0.28} = 36342.4 \frac{N}{mm^2}$ ، $f_{ck} = 40 \frac{N}{mm^2}$ و $\gamma = 24.5 \frac{kN}{mm^2}$. حداکثر تنش محوری در کابل‌ها برابر با $0.45 f_u$ در نظر گرفته شده است.

در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی از روش انتگرال‌گیری مستقیم به روش HHT استفاده شده است و همچنین برای تعریف مفاصل پلاستیک از المان فایبر استفاده شده است. شکل ۴ نمایی از پل مدل‌سازی شده در نرم افزار را نشان می‌دهد.

بارها مطابق با آیین نامه آشتو در نظر گرفته شده است. بنابراین وزن خود پل و بار با توزیع یکنواخت $3.75 \frac{kN}{m^2}$ به عنوان بارهای دائمی اعمال شده است. نیروی پیش‌تنیدگی برای تحمل ۱۰٪ بارهای دائمی، به کابل‌ها اعمال شده است. برای این منظور در نرم افزار SAP2000 از ابزار بهینه‌سازی استفاده شده است.

بار ترافیک از بار با توزیع یکنواخت $4.0 \frac{kN}{m^2}$ و یک بار خودرو ویژه سه محوره ۶۰۰ kN تشکیل شده است. اثر دما با افزایش دمای یکنواخت $22 \pm ^\circ C$ با تغییر دمای دیفرانسیلی از بالای عرشه به سمت پایین عرشه به اندازه $8.5 \pm ^\circ C$ و اختلاف دما بین کابل‌ها و بقیه پل به اندازه ۱۸ و ۱۰- درجه سانتیگراد می‌باشد.



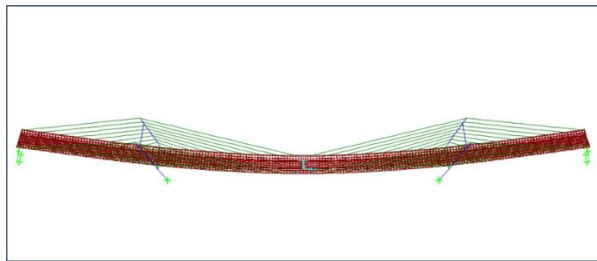
شکل ۵: نمایی از پل مدل‌سازی شده در نرم‌افزار.

۵- ارزیابی نتایج

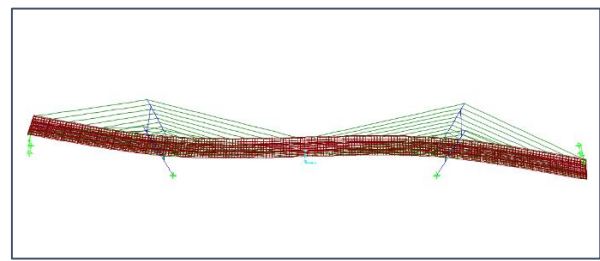
برای تعیین مشخصات ارتعاشی پل، نتایج تحلیل ارتعاش آزاد پل بررسی می‌گردد. نتایج تحلیل نشان می‌دهد که مود غالب ارتعاش در راستای عرضی پل و با پریود نوسان ۲.۷۱۵ ثانیه می‌باشد. مود دوم نیز در راستای عرضی با پریود ۲.۰۱۵ و مود سوم در راستای طولی و پریود ۱.۹۵۷ می‌باشد (شکل ۵). جدول ۳ نتایج مربوط به ارتعاش آزاد (آنالیز مودال) پل مورد مطالعه را نشان می‌دهد. بررسی مودهای طبیعی پل و درصد مشارکت هر مود از آن جهت مهم است که بوسیله آن می‌توان پی برد که چه شکل مود و در نتیجه توزیع نیروی نظیر آن بیشترین مشارکت را در پاسخ‌های سازه دارد.

جدول ۳: میانگین حداکثر تغییرات تنش کابل‌ها در تحریک غیریکنواخت نسبت به یکنواخت

شماره مود	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹	۱۰	۱۱	۱۲
دوره تناوب	۲.۷۱	۲.۰۱	۱.۹۵	۱.۶۴	۱.۴۴	۱.۳۲	۱.۲۲	۱.۰۹۹	۰.۸۷	۰.۷۷	۰.۶۲	۰.۵۷



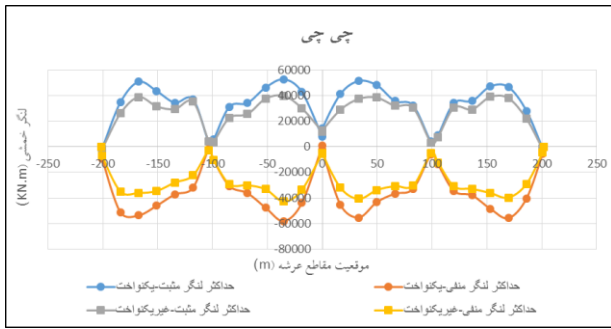
شکل مود اول



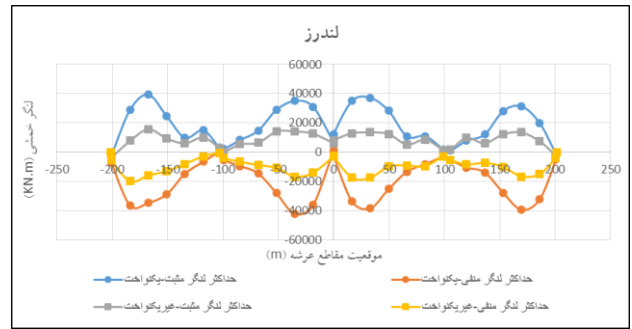
شکل مود دوم

شکل ۵: شکل مود اول و دوم پل مورد مطالعه.

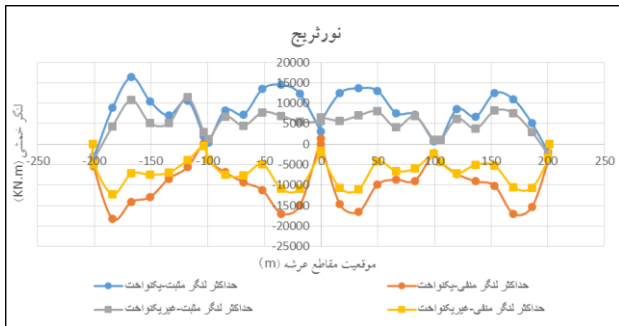
شکل ۶ نمودار پوش لنگر خمشی عرشه در دو حالت تحریک یکنواخت و غیریکنواخت ترسیم شده است. همانطور که از این شکل پیداست تحریک غیریکنواخت نسبت به تحریک یکنواخت نه تنها موجب افزایش لنگر در عرشه نشده است بلکه موجب کاهش آن نیز شده است. میزان این کاهش بطور میانگین به اندازه ۱۰ درصد است. علت این پدیده آن است که در فرض تحریک غیریکنواخت در واقع انرژی ورودی به سازه بیشتر است و این در حالیست که در تحریک غیریکنواخت به علت کاهش دامنه و فاز رکورد زلزله انرژی انتقال یافته به سازه کمتر است. بنابراین می‌توان انتظار داشت که برخی پاسخ‌ها در حالت تحریک غیریکنواخت نسبت به تحریک یکنواخت کاهش یابند.



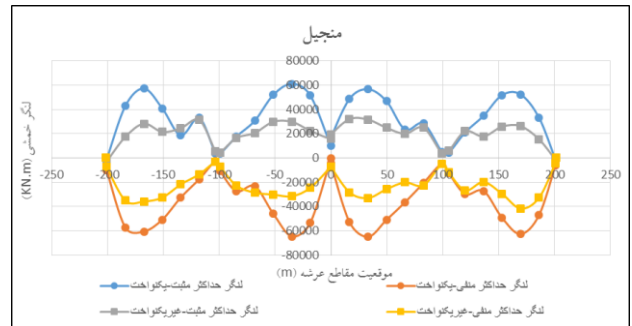
ب



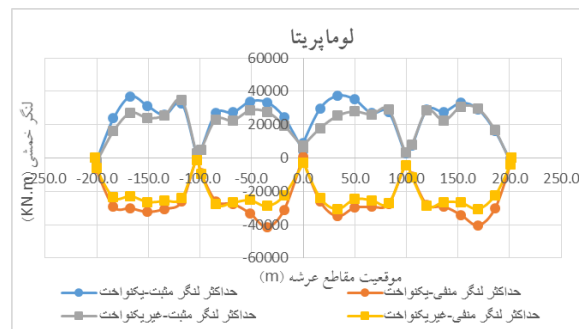
الف



ت



پ



ج

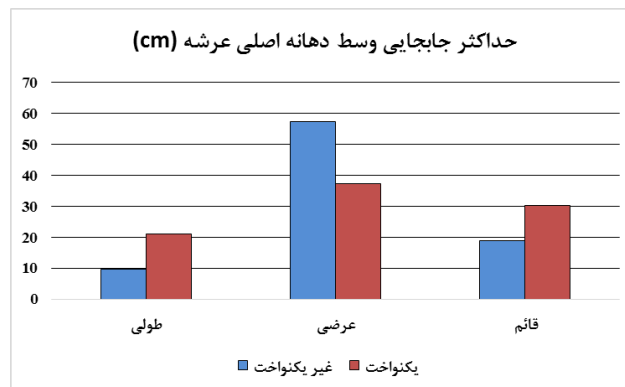
شکل ۶: پوش لنگر خمشی عرشه برای تمامی شتابنگاشت‌ها.

از آنجایی که تقریباً تمامی وزن عرشه از طریق کابل‌ها به پیلون‌ها و سپس به زمین منتقل می‌گردد، مهم است که تغییرات تنش کابل در حین زلزله یکنواخت نسبت به زلزله غیریکنواخت مشاهده شود. در این پل ۶۴ عدد کابل وجود دارد که تغییرات تنش در طول هر یک از آنها متفاوت است. لذا به منظور بررسی تغییرات تنش در کابل‌ها حداکثر کاهش تنش کابل‌ها و حداکثر افزایش تنش کابل‌ها گزارش می‌شود. جدول ۴ مقادیر این تغییرات در ۵ زلزله مختلف را نشان می‌دهد. واضح است که مقادیر تغییرات تنش کابل بسته به نوع شتابنگاشت بسیار متغیر است. میانگین این تغییرات به ترتیب ۱۴٫۴ درصد و ۲۵ درصد افزایش و کاهش تنش کابل می‌باشد.

جدول ۴: میانگین حداکثر تغییرات تنش کابل‌ها در تحریک غیریکنواخت نسبت به یکنواخت

زلزله	حداکثر افزایش (درصد)	حداکثر کاهش (درصد)
چی چی	۳۳	۲۲
لندرز	۱۰	۳۵
منجیل	۹	۳۵
لوماپریتا	۲۲	۱۸
نورثریج	۷	۱۵

در این قسمت حداکثر جابجایی طولی، عرضی و قائم عرشه تحت تحریک لرزه‌ای غیریکنواخت ناشی از هر کدام از زلزله‌ها در پل بررسی شده است. به علت کاهش دامنه تاریخچه زمانی جابجایی زلزله در تکیه گاه‌های شرقی میزان متوسط جابجایی طولی کاهش می‌یابد. به علت ایجاد جابجایی نسبی بین دو پایه پل، نیروی کشش کابل‌ها افزایش یافته و در نتیجه جابجایی قائم پل در جهت رو به بالا کاهش می‌یابد. اما این نیروی کششی القا شده موجب می‌شود عرشه پل به سمت خارج صفحه تغییر شکل دهد. همانطور که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، حداکثر جابجایی عرشه در راستای عرضی در تحریک غیریکنواخت لرزه‌ای افزایش قابل توجهی یافته است در حالیکه حداکثر جابجایی عرشه در راستای قائم و طولی کاهش می‌یابد.



شکل ۷: حداکثر جابجایی وسط دهانه اصلی عرشه

پایه‌های یک پل اعضایی هستند که در حین یک زلزله متحمل خسارت می‌شوند. بنابراین ارزیابی پاسخ غیرخطی این اعضا می‌تواند مفید باشد. با بررسی تغییرات لنگر خمشی و دوران پلاستیک پیلون‌ها پی می‌بریم که در تمامی ۵ زلزله تحت تحریک غیریکنواخت نیاز لنگر خمشی و برش در پای پیلون کاهش یافته است، بطوری که در بعضی زلزله‌ها در حالت تحریک غیریکنواخت اصلاً مفصل پلاستیک تشکیل نشده است. جدول ۵ بیانگر درصد تغییرات لنگر خمشی و برش در پیلون‌های پل است.

جدول ۵: میانگین تغییرات برش و خمش پیلون‌ها در تحریک غیریکنواخت نسبت به یکنواخت

زلزله	پیلون	درصد تغییرات برش	درصد تغییرات خمش
چی چی	شرقی	-۳۷	-۷
	غربی	۴	-۱۱
لوماپریتا	شرقی	-۲۲	-۲۲
	غربی	-۷	-۹
لندرز	شرقی	-۴۲	-۳۴
	غربی	-۳۴	-۶۰
منجیل	شرقی	-۳۳	-۳۶
	غربی	-۱۱	-۳۹
نورثریج	شرقی	-۲۳	-۱۶
	غربی	۶	-۴۴

۶- نتیجه گیری

در این مقاله، با استفاده از روش کریجینگ اصلاح شده شتاب نگاشت مصنوعی در پایه‌های پل بر اساس شتاب نگاشت موجود در پایه غربی پل در نرم افزار متلب شبیه سازی شد. روش کریجینگ قادر است دو اثر گذر موج و کاهش همبستگی بین شتابنگاشت‌های زیر هر پایه را در نظر بگیرد. لازم به ذکر است بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌ها باید برای اثر سوم، یعنی تغییرات موضعی خاک زیر پایه‌ها نیز لحاظ شود. با استفاده از روش کریجینگ منطقی و قابل انتظار است که اغلب پاسخ‌های پل در تحریک غیریکنواخت نسبت به تحریک یکنواخت باید کاهش یابد. علت این امر، کاهش انرژی ورودی به سازه به علت کاهش دامنه و فاز رکورد در حالت تحریک غیریکنواخت است. این نتیجه گیری کلی نیز قبلاً توسط محققان قبلی پیش‌بینی شده بود. به عنوان ادامه‌ی این تحقیق پیشنهاد می‌شود روشی جهت شبیه‌سازی شتابنگاشت‌ها مورد استفاده قرار گیرد تا اثر خاک زیر پایه‌ها نیز در روند محاسبات و شبیه‌سازی منظور گردد. نتایج کلی این تحقیق به طور خلاصه در زیر ارائه شده است.

- در شرایط تحریک غیریکنواخت مقدار حداکثر لنگر خمشی عرشه نسبت به تحریک یکنواخت کاهش می‌یابد.
- حداکثر جابجایی عرشه در راستای عرضی افزایش یافته است اما در راستای طولی و قائم کاهش یافته است.
- در زلزله چی چی تعداد کابل‌هایی که با افزایش نیرو مواجه شده‌اند با تعداد کابل‌هایی که با کاهش نیرو مواجه شده‌اند بیش تر می‌باشد و در سایر زلزله‌ها تعداد کابل‌ها با کاهش نیرو بیش تر است. در اکثر کابل‌ها تغییرات نیروی محوری در دو حالت یکنواخت و غیر یکنواخت اندک می‌باشد. ذکر این نکته ضروری است که پل‌های طویل به علت دوره تناوب بالا (نرم بودن) حساسیت کمی نسبت به زلزله دارند. اما پاسخ استاتیکی ناشی از اختلاف تغییر مکان بین دو پایه امکان دارد توزیع نیروها را تغییر دهد و در نهایت موجب تغییر نیروی محوری کابل گردد.
- تعداد مفاصل پلاستیک در حالت غیریکنواخت کاهش یافته است. همچنین مقدار آن در یکی از مفاصل در زلزله چی چی به شدت افزایش یافته است.
- نیروهای داخلی در پیلون‌ها در حالت غیریکنواخت کاهش یافته است.
- حداکثر جابجایی نوک پیلون در حالت غیر یکنواخت کاهش یافته است.

مراجع

- [1] Zerva, A. (2002). Spatial variation of seismic ground motion: An overview. *International Journal of Applied Mechanics*, 55(3), 271-297.
- [2] Bayrak, O. (1996). Effect of Multiple Seismic Input on The Response of Long Multi-Span Bridges. In: *11th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Acapulco: Oxford Elsevier Science , 523.
- [3] Bogdanoff, J., Goldberg, J., Schiff, A. (1967). The Effect of Ground Transmission Time on The Response of Long Structures, *bulletin of the Seismological Society of America*, 55 (3), 627-640.
- [4] Dumanoglu, A. and Soyuluk, K. (2003). A Stochastic Analysis of Long Span Structures Subjected to Spatially Varying Ground Motions Including The Site-Response Effect. *International Journal of Engineering Structure*, 25 (10), 1301-1310.
- [5] Saxena, V., Deodatis, G., Shinozuka, M. (2000). Effect of Spatial Variation of Earthquake Ground Motion on The Non-Linear Dynamic Response of Highway Bridges. In: *12th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)*. Auckland: New Zealand Society of Earthquake Engineering. 2227.
- [6] Soyuluk, K. (2004). Comparison of Random Vibration Methods for Multi-Support Seismic Excitation of Long-Span Bridges. *International Journal of Engineering Structure*, 26 (9) .1573-1583.
- [7] Wang, J. (2003). *Analysis of the seismic response of highway bridges to multiple support excitations*. Ph.D thesis. University of Canterbury, Department of Civil Engineering.
- [8] Berrah, M and Kausel, E. (1993). A modal combination rule for spatially varying seismic motions. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*, 22(9). 791-800.

- [9] Der Kiureghian A., Keshishian P., and Hakobian, A. (1997). *Multiple support response spectrum analysis of bridges including the site response effect and the MSRS code*, California: Earthquake Engineering Research Center Report No. UCB/EERC-97/02, University of California, Berkeley.
- [10] Der Kiureghian, A, and Neuenhofer, A. (1992). Response spectrum method for multiple support seismic excitation. *Earthquake Engineering Structural Dynamics*. 21 (8), 713-740.
- [11] Zerva, A. (1992). Seismic loads predicted by spatial variability models. *Structural. Safety*. 11(3-4), 227-243.
- [12] Krige, D. (1966). Two-Dimensional Weighted Moving Average Trend Surfaces for Ore Valuation. *Journal of South African Institute of Mining and Metallurgy*, 13-38.
- [13] Journel, A. and Huijbregts, C. (1978). *Mining Geostatistics*, London: Academic Press, 159-215.