

## نوع مقاله: علمی - پژوهشی

## چکیده

هدف از انجام این مطالعه ارزیابی پاسخ لرزه‌ای یک پل طولی تحت اثر اندرکنش خاک - سازه و تحریک غیر یکنواخت می‌باشد که در آن یک مدل تحلیلی جدید جهت مدل‌سازی اثر اندرکنش خاک - سازه ارائه شده است. همچنین تحریکات غیر یکنواخت در محل تکیه‌گاه‌های مختلف محدودی مطالعه‌ی پل صدر به‌عنوان یک پل طولی شبیه‌سازی شد و بر مدل اعمال گردید. مقایسه پاسخ‌های دینامیکی سازه در شرایط اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت با حالت پایه گیردار و تحریک یکنواخت حاکی از تأثیر بسزای هر دو عامل اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت در تحلیل و طراحی پل‌های طولی بوده و نشان داد که عدم در نظرگیری این عوامل ممکن است منجر به پاسخ‌های دور از واقعیت شود. نتایج بیانگر این است که در نظرگیری اثر اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت می‌تواند تا ۲۷۵ و ۱۷۶ درصد باعث افزایش تغییر مکان نسبی عرشه در راستای طولی و عرضی شود. همچنین لحاظ نمودن اثر اندرکنش به‌طور میانگین کاهش ۶۷ و ۷۵ درصدی برش و لنگر پایه و در نظرگیری تحریک غیر یکنواخت افزایش ۳۷ و ۲۹ درصدی آن مقادیر را نشان می‌دهد.

**واژگان کلیدی:** اندرکنش خاک سازه، تحریک غیر یکنواخت زمین، پل‌های طولی، پاسخ لرزه‌ای، پل صدر.

## تحلیل میزان تأثیر تحریک غیر یکنواخت بر پاسخ لرزه‌ای پل صدر

شیما السادات حسینی

دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران

علی قنبری (نویسنده مسئول)

استاد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی، تهران، ایران،  
ghanbari@khu.ac.ir

محمد داودی

دانشیار، پژوهشکده مهندسی ژئوتکنیک، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

## ۱- مقدمه

نظرگیری اندرکنش و اعمال تحریک ورودی غیر یکنواخت در زمینه سازه‌های طولی همچون پل بسیار کم و محدود بوده‌اند که این امر به دلیل دشواری‌های مربوط به تولید طیف و تاریخچه زمانی متغیر در امتداد تکیه‌گاه‌های سازه‌های طولی، مشکلات انجام تحلیل دینامیکی مبتنی بر تحریک غیر یکنواخت، مدل کردن اثر اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت، نحوه اعمال آن و بایدها و نبایدهای در نظرگیری آن می‌باشد. در تحلیل‌های متداول دینامیکی سازه‌ها و از آن جمله پل‌ها، روش معمول، اعمال حرکت میدان آزاد زمین به پی سازه است که به‌صورت صلب در نظر گرفته می‌شود. ممکن است استفاده از این روش در برخی شرایط صحیح باشد و در بسیاری از حالات نیز در جهت اطمینان باشد اما در حالت قرار گرفتن سازه به‌خصوص سازه‌های بلند بر خاک نرم وضعیت کاملاً متفاوت است. در چنین شرایطی حین وقوع زلزله رفتار غیرخطی خاک زیرسازه و

گسیختگی قابل مشاهده پل‌ها در اثر شکست ناقص و کامل پایه‌ها در بسیاری از رخدادهای لرزه‌ای که در آنها فونداسیون پایه‌های پل صلب و گیردار فرض شده‌اند بیان‌گر این مطلب است که بحث مقاومت سازه‌ای به تنهایی برای ایمنی پل‌ها در خلال زلزله کافی نیست و لازم است اثرات خاک زیر سازه در تحلیل و طراحی این سازه‌های کلیدی و مهم در نظر گرفته شود. از طرف دیگر در سازه‌های طولی مانند پل‌ها، سدها، تونل‌ها و شریان‌های حیاتی فرض وارد شدن تحریک زلزله به‌صورت یکنواخت به تمام تکیه‌گاه‌های سازه غیر واقعی می‌باشد. مطالعه بر روی اثر در نظرگیری اندرکنش خاک - سازه بر روی سازه‌های مختلف در سال‌های اخیر رشد چشمگیری داشته است و نتایج این مطالعات باعث ورود این مبحث در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای بسیاری از کشورها از جمله آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران [۱] شده است. این در حالی است که انجام مطالعات درباره تأثیر توأم در

مفهوم مهم دیگر در رفتار دینامیکی سازه‌های طویل، تغییر حرکت ورودی لرزه‌ای به پایه‌های مختلف در طول سازه می‌باشد که می‌تواند پاسخ‌های سازه را نسبت به حالتی که تحریک ورودی در سراسر سازه یکسان فرض شود، تغییر دهد. داودی و همکاران [۱۲-۱۳] تأثیر تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای را بر پاسخ لرزه‌ای سدهای حاکی طویل مورد بررسی قرار دادند. همچنین مطالعات زیادی بر روی تأثیر اعمال تحریک غیر یکنواخت در پل‌های طویل انجام گرفته است [۱۴-۱۸] که در همه‌ی آنها بر اهمیت در نظرگیری تحریک غیر یکنواخت در تحلیل پاسخ پل‌های طویل تأکید شده است.

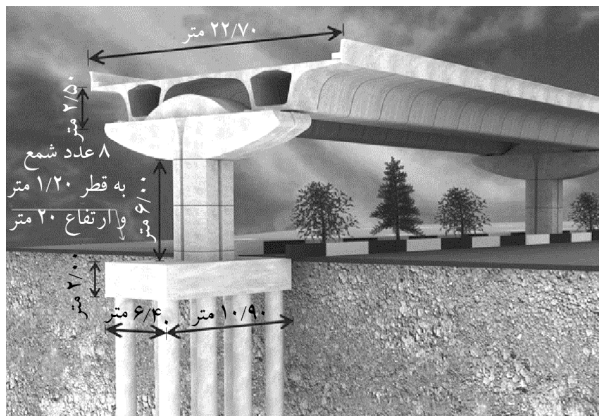
برخی محققین به بررسی هم‌زمان اثر اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت بر پل‌های طویل پرداخته‌اند. به‌طور مثال بی و همکاران [۱۹] اثر تحریک غیر یکنواخت و اندرکنش را بر پاسخ دینامیکی پل‌ها بررسی نمودند که در آن خاک اطراف شمع‌ها در پی سازه با فنر و میراگرهای وابسته به فرکانس مدل شدند و حداکثر پاسخ لرزه‌ای با روش ارتعاش تصادفی استاندارد<sup>۱</sup> به دست آمد. نتایج عددی نشان داد که اثر اندرکنش تأثیر چشمگیری بر پاسخ‌ها دارد. همچنین سویلوک و سیکاکیک [۲۰] تأثیر در نظرگیری اثرات اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت را بر پاسخ لرزه‌ای پل‌های کابلی مورد مطالعه قرار دادند. در آن مطالعه از روش زیر سازه جهت تحلیل استفاده شد و نتایج حاکی از آن بود که در نظرگیری اثرات اندرکنش عمده‌تاً موجب افزایش پاسخ‌های سازه می‌شود و اینکه عوامل مختلف مؤثر بر تولید تحریک غیر یکنواخت به‌صورت‌های متفاوت بر پاسخ‌ها تأثیر می‌گذارند. سکتوس و همکاران [۲۱-۲۲] مطالعه‌ی پارامتری در جهت بررسی حساسیت پاسخ‌های پل به اثرات تحریک غیر یکنواخت، اثر ساختگاه و اندرکنش انجام دادند و بر اساس آن یک مدل پیشنهاد دادند. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل اجزای محدود نتیجه گرفتند که مدل پیشنهادی از کارایی و کفایت مناسبی از لحاظ در نظرگیری اکثر عوامل لرزه‌ای مؤثر در پاسخ‌ها برخوردار است.

در این مطالعه، یک روش جدید تحلیلی جهت بررسی توأم

وجود پدیده‌ی اندرکنش خاک-سازه باعث می‌شود پاسخ دینامیکی سازه به تحریک خارجی در عمل کاملاً متفاوت با پاسخ محاسبه شده در شرایط پی صلب و تحریک میدان آزاد باشد.

در میان روش‌های مختلف ارزیابی اثر اندرکنش روش مستقیم مدل‌سازی خاک و سازه که در آن خاک و سازه توأم در یک نرم‌افزار حل عددی مدل می‌شوند، به دلیل قابلیت‌های بالای روش حل عددی که لازمه‌ی این روش می‌باشد و وجود نرم‌افزارهای نسبتاً مناسب در این زمینه، پرکاربردتر می‌باشد. محققین مختلفی از جمله فین [۲]، الگامال و همکاران [۳]، تاواری و همکاران [۴]، لوی و همکاران [۵]، رحمانی و همکاران [۶] و کاربوناری و همکاران [۷] کفایت روش مستقیم در تحلیل دینامیکی سیستم پل-خاک را مورد مطالعه قرار دادند و دقت آن را تأیید نمودند. همچنین یکی از پرکاربردترین روش‌ها در مدل‌سازی اندرکنش خاک-سازه روش فنر و میراگر معادل می‌باشد که در آن خاک زیر سازه با فنرها و میراگرهایی جایگزین می‌شود. این روش در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است (به‌طور مثال [۸] و [۹]). هرچند مسئله اندرکنش خاک-سازه به دلیل پیچیدگی‌های حل تحلیلی به‌ندرت توسط این شیوه و بر اساس روش فنر و میراگر معادل بررسی شده است، اما با توجه به اینکه استدلال‌های قوی تحلیلی پایه‌ی ایجاد و گسترش روش‌های فراگیرتر عددی هستند برخی پژوهشگران به توسعه‌ی این روش در حل مسئله اندرکنش خاک-سازه پرداخته‌اند؛ از جمله پاچکو [۱۰] که یک مدل تحلیلی بر اساس روش فنر معادل و تئوری فنرهای الاستیک وینکلر ارائه نمودند که در آن اثر جرم خاک در محاسبه‌ی سختی جانبی معادل سیستم شمع-خاک دیده شود. شیرگیر و همکاران [۱۱] مطالعه‌ای به روش تحلیلی برای بررسی پی‌ود ارتعاش آزاد پل‌های تک‌پایه تحت اثر اندرکنش خاک-سازه انجام دادند و علاوه بر ارائه یک مدل دقیق‌تر نسبت به مدل‌های قبل، نتیجه گرفتند که در نظرگیری اثر اندرکنش باعث افزایش پی‌ود ارتعاش آزاد در پل‌های بلند تک‌پایه می‌شود.

غربی تهران طراحی و ساخته شد. پل اصلی دارای دو باند جنوبی و شمالی که هر باند دارای دو خط عبور و یک خط توقف اضطراری به عرض ۲۲/۷ متر و طول ۶ کیلومتر می‌باشد. پل اصلی دارای ۱۱۳ پایه، ۳۳۷۲ سگمنت عرشه و ۷۹۸ سگمنت سرستون که وزن سیمان مصرفی معادل ۱۴۰۰۰ تن، وزن آرماتوربندی ۷۵۰۰۰ تن، روکش آسفالت ۳۴۰۰۰ تن و حجم خاک برداری حفاری ۳۳۷۰۰۰ متر مکعب می‌باشد. در شکل (۱) نمای سازه فوقانی و زیر سازه پل صدر نمایش داده شده است. در مدل سازی این پژوهش قطعه ۱ پل صدر حد فاصل تقاطع مدرس تا تقاطع بلوار کاوه به دلیل داشتن بلندترین پایه‌ها انتخاب و شبیه سازی شده است. این قطعه شامل ۹ پایه می‌باشد. شمع‌ها، پایه‌ها و سرستون‌های پل صدر هم پس از اجرای پوسته به صورت درجا بتن ریزی شدند و سگمنت‌های عرشه نیز به صورت پیش ساخته اجرا شدند. در جدول (۱) خصوصیات هندسی پایه‌های مورد مطالعه بیان شده است. هدف اصلی این مطالعه بررسی اثرات اندرکنش خاک-سازه و تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای بر رفتار دینامیکی پل‌های طولی بوده است. بر این اساس تنها بخشی از پل صدر که فاقد قوس‌های طولی و عرضی می‌باشد در نظر گرفته شده



شکل (۱): نمای سازه فوقانی و زیر سازه پل صدر.

اثر اندرکنش خاک-سازه و تحریک غیر یکنواخت در پل‌های طولی همراه با مطالعه موردی پل صدر تهران ارائه شده است و پاسخ لرزه‌ای این نوع پل‌ها با در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک-سازه و تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای مورد بحث و بررسی قرار گرفته است. روش تحلیلی پیشنهادی جهت مدل سازی اثر اندرکنش، بر اساس روش فنر و میراگر معادل می‌باشد در حالی که از مزایای این روش از جمله مدل سازی سریع و آسان و تعیین سختی معادل سیستم خاک-شمع به صورت پیوسته در عمق شمع استفاده شده و معایب آن از قبیل تعریف مقاومت جانبی برای تک شمع، محاسبه سختی و میرایی بر مبنای روش الاستیک خطی و عدم ارائه رابطه‌ی مجزا جهت محاسبه سختی در محل کلاهک گروه شمع، اصلاح گردیده است. بدین ترتیب مدل ارائه شده یک مدل تحلیلی ریاضی بوده که از توانایی مناسبی در شبیه سازی رفتار لرزه‌ای سازه‌ی پل در هنگام زلزله برخوردار است. جهت مدل سازی تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای با توجه به دخیل بودن عوامل مختلف در آن و وجود متغیرهای زیاد و گاهی متفاوت در روش‌ها و شرایط مختلف، در این مطالعه از نرم افزار قدرتمند سیمکوئیک<sup>۲</sup> جهت شبیه سازی رکورد ورودی زلزله در تکیه گاه‌های مختلف پل استفاده شده است. این نرم افزار جهت شبیه سازی تحریکات غیر یکنواخت زمین برای استفاده در تحلیل دینامیکی سازه‌ها به روش احتمالاتی طراحی شده است که در آن قابلیت شبیه سازی به روش مشروط و غیر مشروط دیده شده است.

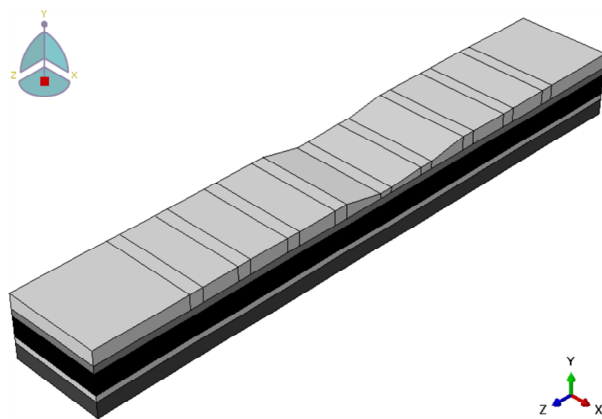
## ۲- معرفی پل صدر به عنوان مطالعه موردی

پل صدر با هدف توزیع و کاهش ترافیک بزرگراه‌های صدر و مدرس و همچنین ایجاد دسترسی روان تر به مناطق مرکزی و

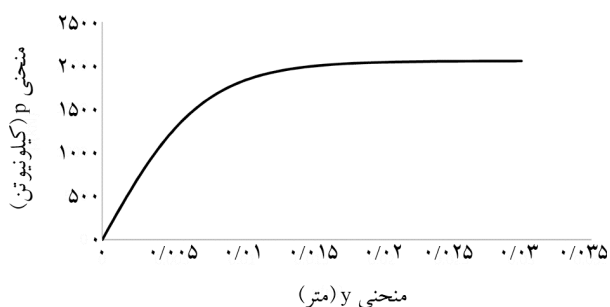
جدول (۱): خصوصیات پایه‌های پل صدر بر اساس گزارش معاونت عمرانی شهرداری تهران [۲۳].

پایه	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸	۹
ارتفاع (متر)	۷/۴۷	۷/۹۵	۷/۸۷	۱۳/۳	۱۵/۳	۷/۷۴	۷/۷۶	۷/۶۴	۷/۵۸
فاصله بین پایه‌ها (متر)	۴۴	۴۴	۴۴	۴۴	۴۱	۴۴	۴۴	۴۴	۴۱
محل درز انبساط	بین پایه‌های ۴ و ۵								

جهت محاسبه‌ی سختی خاک اطراف شمع‌ها بر اساس روش 2007 API لازم است منحنی بار-تغییر مکان در لایه‌های مختلف خاک و در فواصل مختلف از سطح زمین تا نوک شمع‌ها رسم شود. در مطالعه حاضر این منحنی‌ها در فواصل ۲ متری و به کمک روابط و منحنی‌های توصیه شده در 2007 API برای لایه اول، دوم و سوم پروفیل خاک که گروه‌های شمع در آنها قرار دارند رسم شد (شکل ۲). به طور مثال منحنی  $p-y$  برای عمق ۲۰ متری از سطح خاک در شکل (۳) قابل مشاهده است. بدین ترتیب در هر عمق با داشتن تغییر مکان حداکثر میدان آزاد می‌توان سختی افقی معادل خاک در طول جداره شمع تک را به دست آورد. در این پژوهش تحلیل پاسخ ساختگاه در شرایط میدان آزاد برای پروفیل خاک در اعماق مورد نظر جهت دستیابی به تاریخچه‌های زمانی وابسته به عمق و حداکثر تغییر مکان در هر عمق در غیاب سازه‌ی پیل با استفاده از نرم‌افزار آباکوس [۲۷] برای زلزله‌های ورودی به تفکیک صورت گرفت.



شکل (۲): پروفیل خاک در محدوده‌ی سازه‌ی پیل.



شکل (۳): منحنی  $p-y$  در لایه سوم خاک و عمق ۲۰ متری.

است و از جزئیات خاص سازه‌ای صرف نظر شده است. تحلیل دقیق دینامیکی پیل‌های موجود وابسته به عوامل بسیاری از جمله رفتار غیرخطی خاک در هنگام حرکت شدید زمین، هندسه پیل، هندسه پایه‌های پیل و اعمال بارگذاری دینامیکی بر آنها است. هرچند در برخی مواقع تصحیح مدل‌های تحلیلی ساده شده به مدل‌های سه بعدی می‌تواند منجر به بروز پاسخ‌های متفاوت شود.

### ۳- مدل ریاضی پیشنهادی برای پیل صدر

مدل ارائه شده توسط پاچکو [۱۰] برای محاسبه‌ی سختی مجموعه‌ی خاک-شمع با وجود مزایایی از قبیل ساده بودن در استفاده و ارائه ضریب سختی خاک به صورت پیوسته در طول شمع و لحاظ نمودن مشارکت جرم خاک در مسئله اندرکنش دارای معایبی نیز می‌باشد، از قبیل اینکه این مدل برای بیان مقاومت جانبی تک‌شمع بیان شده و یا اینکه در این مدل برای محاسبه‌ی سختی کلاهک شمع رابطه‌ی ارائه نشده است. مهم‌ترین ایراد این مدل آن است که محاسبه‌ی سختی و میرایی بر مبنای روش الاستیک خطی صورت گرفته است و این در حالی است که عملکرد گروه شمع در شرایط بارگذاری لرزه‌ای احتمالاً غیرخطی می‌باشد. به این منظور برای محاسبه‌ی سختی سیستم خاک-شمع مدل جدیدی پیشنهاد می‌شود که در آن از مزایای مدل پاچکو [۱۰] استفاده شده و برای رفع نقایص آن روش‌های پیشرفته‌تر و سازگارتر با واقعیت جایگزین شده‌اند. در این مدل سختی سیستم ناشی از گروه شمع با توجه به اینکه طراحی شمع‌ها بر مبنای رفتار الاستیک خطی صورت می‌پذیرد، مشابه مدل پاچکو مدل می‌شود اما آن بخش از سختی سیستم که مربوط به خاک اطراف گروه شمع می‌باشد با استفاده از فرم‌های غیرخطی  $p-y$  که توسط 2007 API ارائه شده است مدل می‌شود [۲۴]. همچنین در این مدل برای محاسبه‌ی اثر گروه شمع از روش پیشنهادی AASHTO استفاده می‌شود [۲۵]. جهت مدل‌سازی سختی کلاهک گروه شمع نیز از منحنی بک بون بار-تغییر شکل<sup>۳</sup> توصیه شده توسط GEOSPECTRA استفاده شده است [۲۶].

$$[K_b] = n \times m \begin{bmatrix} \frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} & -\frac{12EI}{L^3} & \frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} \\ -\frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{12EI}{L^3} & -\frac{6EI}{L^2} \\ \frac{6EI}{L^2} & \frac{2EI}{L} & -\frac{6EI}{L^2} & \frac{4EI}{L} \end{bmatrix} \quad (3)$$

که در آن  $[K_b]$ : ماتریس سختی المان شمع،  $n$ : تعداد شمع‌ها در راستای تحریک ورودی،  $m$ : تعداد شمع‌ها در راستای عمود بر تحریک ورودی،  $E$ : مدول الاستیسیته مصالح شمع،  $I$ : ممان اینرسی مقطع شمع،  $[N]$ : بردار تابع شکل و  $L$ : طول شمع است.

- **مرحله دوم:** محاسبه‌ی ماتریس سختی خاک اطراف شمع

$$[K_s] = \sum_{i=1}^n m a_j [K'_s] \quad (4)$$

$$[K'_s] = \sum_{i=1}^1 K_j [N''(x)]^T [N''(x)] \quad (5)$$

$$[K_s] = \sum_{j=1}^n m a_j \times \quad (6)$$

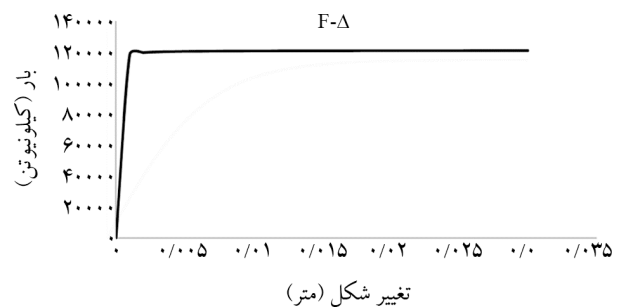
$$\begin{bmatrix} \frac{13}{35} \sum K_i & \frac{11}{210} L \sum K_i & \frac{9}{70} \sum K_i & -\frac{13}{420} L \sum K_i \\ \frac{11}{210} L \sum K_i & \frac{1}{105} L^2 \sum K_i & \frac{13}{420} L \sum K_i & -\frac{1}{140} L^2 \sum K_i \\ \frac{9}{70} \sum K_i & \frac{13}{420} L \sum K_i & \frac{13}{35} \sum K_i & -\frac{11}{210} L \sum K_i \\ -\frac{13}{420} L \sum K_i & -\frac{1}{140} L^2 \sum K_i & -\frac{11}{210} L \sum K_i & \frac{1}{105} L^2 \sum K_i \end{bmatrix} =$$

$$\begin{bmatrix} \frac{13}{35} K_a & \frac{11}{210} K_a L & \frac{9}{70} K_a & -\frac{13}{420} K_a L \\ \frac{11}{210} K_a L & \frac{1}{105} K_a L^2 & \frac{13}{420} K_a L & -\frac{1}{140} K_a L^2 \\ \frac{9}{70} K_a & \frac{13}{420} K_a L & \frac{13}{35} K_a & -\frac{11}{210} K_a L \\ -\frac{13}{420} K_a L & -\frac{1}{140} K_a L^2 & -\frac{11}{210} K_a L & \frac{1}{105} K_a L^2 \end{bmatrix}$$

$$K_a = \sum_{j=1}^n m a_j \sum K_i$$

که در آن  $K_i$ : سختی گرهی محاسبه شده بر اساس روش API،  
 $l$ : تعداد نقاط گرهی در نظر گرفته شده در طول شمع،  
 $a_j$ : ضریب تأثیر گروه شمع (مطابق جدول ۱-۱، ۱، ۷، ۲ و ۴ استاندارد آشتو [۲۵]) می‌باشد

نمودار  $F-\Delta$  برای محاسبه‌ی سختی جانبی کلاهک شمع واقع در پروفیل خاک مورد نظر در مطالعه حاضر بر اساس دستورالعمل GEOSPECTRA به صورتی که در شکل (۴) نشان داده شده می‌باشد. جهت به دست آوردن سختی جانبی کلاهک شمع مانند حالت قبل با استفاده از تاریخچه زمانی تغییر مکان در عمق قرارگیری کلاهک، حداکثر تغییر مکان به دست آمده و سپس به کمک نمودار بار-تغییر مکان رسم شده نسبت نیرو به تغییر مکان یا همان سختی جانبی محاسبه می‌گردد.



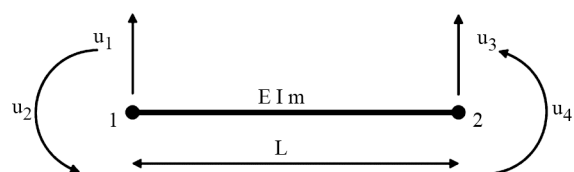
شکل (۴): منحنی بار-تغییر شکل جهت محاسبه سختی جانبی کلاهک شمع.

مراحل مدل‌سازی سختی سیستم خاک-شمع جهت در نظرگیری اثر خاک-شمع به شرح زیر می‌باشد:

- **مرحله اول:** محاسبه‌ی ماتریس سختی سازه‌ی شمع با در نظر گرفتن درجات آزادی نشان داده شده در شکل (۵) سختی سازه‌ی شمع با استفاده از توابع شکل باتینی [۲۸] به صورت زیر تعریف می‌شود:

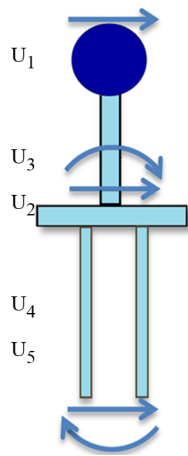
$$[K_b] = n \times m \int_0^1 EI [N''(x)]^T [N''(x)] \quad (1)$$

$$[N(x)]^T = \begin{bmatrix} 1 - \frac{3x^2}{L^2} + \frac{2x^3}{L^3} & x \left(1 - \frac{x}{L}\right)^2 & \frac{3x^2}{L^2} - 2\frac{x^3}{L^3} & \frac{x^2 \left(\frac{x}{L} - 1\right)}{L} \end{bmatrix} \quad (2)$$



شکل (۵): درجات آزادی در نظر گرفته شده برای المان شمع.

$$[K] = \begin{bmatrix} K_{st} & -K_{st} & 0 & 0 & 0 \\ -K_{st} & \frac{12nmEI}{L^3} + \frac{13nK_a L}{35} + K_{st} + \frac{F}{\Delta} & 0 & 0 & 0 \\ -K_{st}h & \frac{6nmEI}{L^2} + \frac{11}{210}nK_a L^2 + K_{st}h + \frac{0.56Gr^2}{(2-\nu)} \dots & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12nmEI}{L^3} + \frac{9}{70} + nK_a L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{6nmEI}{L^2} + \frac{13}{420} + nK_a L^2 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (9)$$



شکل (۶): سیستم سازه‌ای واقع بر یک گروه شمع.

مطابق روش فنر و میراگر ارائه شده توسط پاچکو [۱۰]، ماتریس جرم برای سیستم سازه‌ای فوق به صورت روابط (۱۰) و (۱۱) می‌باشد:

$$[M] = \begin{bmatrix} m_s & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{13}{35}\bar{m}L & \frac{11}{210}\bar{m}L^2 & \frac{9}{70}\bar{m}L & -\frac{13}{420}\bar{m}L^2 \\ 0 & \frac{11}{210}\bar{m}L^2 & \frac{1}{105}\bar{m}L^3 & \frac{13}{420}\bar{m}L^2 & -\frac{1}{140}\bar{m}L^3 \\ 0 & \frac{9}{70}\bar{m}L & \frac{13}{420}\bar{m}L^2 & \frac{13}{35}\bar{m}L & -\frac{11}{210}\bar{m}L^2 \\ 0 & -\frac{13}{420}\bar{m}L^2 & -\frac{1}{140}\bar{m}L^3 & -\frac{11}{210}\bar{m}L^2 & \frac{1}{105}\bar{m}L^3 \end{bmatrix} \quad (10)$$

$$\bar{m} = n \times m \times \rho_{pile} \times A_{pile} + n \times m \times \rho_{soil} \times A_{pile} \times \alpha_m \quad (11)$$

که در آن  $\rho_{pile}$  و  $A_{pile}$  به ترتیب سطح مقطع و چگالی مصالح شمع و  $\alpha_m$  ضریب مشارکت جرمی خاک در مدل پاچکو می‌باشد.

### - مرحله‌ی سوم: محاسبه‌ی ماتریس سختی کلاهک شمع

این ماتریس مطابق رابطه زیر تشکیل می‌شود:

$$[K_{cap}] = \begin{bmatrix} K_h & K_{0h} \\ K_{h0} & K_0 \end{bmatrix} \quad (7)$$

که در آن  $K_h = K_{h0}$  و  $K_0 = K_{0h}$  به ترتیب سختی جانبی، دورانی و اندرکنشی جانبی- دورانی کلاهک می‌باشند.

با توجه به وزن سنگین سازه‌ی پیل و عمق مدفون مناسب کلاهک شمع‌ها، درایه‌های ماتریس سختی مربوط به درجه آزادی دورانی و درجه آزادی اندرکنشی دورانی- انتقالی معادل مقادیر آنها برای حالت استاتیکی معادل توصیه شده توسط گرتاس استفاده شده است اما در مورد درایه مربوط به درجه آزادی انتقالی، سختی بر اساس روش توصیه شده توسط GEOSPECTRA محاسبه می‌شود. بدین ترتیب ماتریس سختی کلاهک شمع به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$[K_{cap}] = \begin{bmatrix} F/\Delta & 0.56Gr^2/(2-\nu) \\ 0.56Gr^2/(2-\nu) & 8Gr^3/3(1-\nu) \end{bmatrix} \quad (8)$$

که در آن  $F/\Delta$ : سختی جانبی کلاهک شمع که از منحنی بک بون بار- تغییر شکل به دست می‌آید.  $G$ : مدول برشی خاک و  $\nu$ : نسبت پواسون خاک است.

لازم به ذکر است که در شمع‌های بلند تمام طول شمع در سختی تأثیر گذار نیست بلکه بخشی از آن در تهیه ماتریس سختی باید لحاظ شود اما در این مطالعه با توجه به اینکه شمع‌ها در شمار شمع‌های بلند قرار نمی‌گیرند از روش توصیه شده‌ی API برای محاسبه‌ی سختی استفاده شد.

### - مرحله‌ی چهارم: محاسبه‌ی ماتریس سختی سیستم خاک- شمع

شمع- سازه

برای یک سیستم سازه‌ای پنج درجه آزادی واقع بر یک گروه شمع مشابه شکل (۶) ماتریس سختی کل به صورت رابطه (۹) به دست می‌آید که در آن  $K_{st}$ : سختی جانبی سازه و  $h$ : ارتفاع سازه از تراز پایه می‌باشد.

شتاب، سرعت و تغییر مکان هستند و  $\{P_f^t\}$  بردار نیروی کل در درجه آزادی کف سیستم می‌باشد. اندیس‌های  $s$  و  $f$  به ترتیب به سازه فوقانی و پی برمی‌گردد [۳۳].

تغییر مکان کل به صورت حاصل جمع دو جزء تشکیل دهنده‌ی آن که بردارهای تغییر مکان شبه‌استاتیکی و دینامیکی می‌باشند به صورت زیر نوشته می‌شود:

$$\begin{Bmatrix} u_s^t \\ u_f^t \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} u_s^d \\ u_f^d \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} u_s^{qs} \\ u_g \end{Bmatrix} \quad (۱۳)$$

که در آن  $u_f^d$  بردار تغییر مکان اندرکنش در نقاط تماس پی و سازه و  $u_g$  بردار حرکت میدان آزاد زمین است. جهت تعیین تغییر مکان شبه‌استاتیکی معادله (۱۳) در معادله (۱۲) جایگذاری شده و کلیه‌ی پارامترهای دینامیکی صفر قرار داده می‌شوند. در نتیجه خواهیم داشت:

$$[u_s^{qs}] = -[K_{ss}^{-1}][K_{sf}]\{u_g\} = \frac{1}{\omega^2}[K_{ss}^{-1}][K_{sf}]\{\ddot{u}_g\} \quad (۱۴)$$

معادله (۱۲) در بازه‌ی فرکانسی به شکل زیر بازنویسی می‌شود:

$$[Z(i\omega)]\{u^d(i\omega)\} = [Z_g(i\omega)]\{u_g(i\omega)\} \quad (۱۵)$$

که در آن:

$$\{u(i\omega)\} = \{u_1(i\omega) u_2(i\omega) u_3(i\omega) \varphi_4(i\omega) \dots u_{37}(i\omega) \varphi_{38}(i\omega)\}^T \quad (۱۶)$$

$$\{u_g(i\omega)\} = \{u_{g1}(i\omega) u_{g2}(i\omega) \dots u_{g9}(i\omega)\}^T \quad (۱۷)$$

بردارهای (۱۶) و (۱۷) به ترتیب بردار پاسخ دینامیکی و بردار حرکت ورودی زمین هستند.  $[Z(i\omega)]$  و  $[Z_g(i\omega)]$  نیز ماتریس‌های امپدانس سیستم دینامیکی هستند که برای مدل پل صدر به صورت روابط (۱۸) و (۱۹) تعریف می‌شوند.

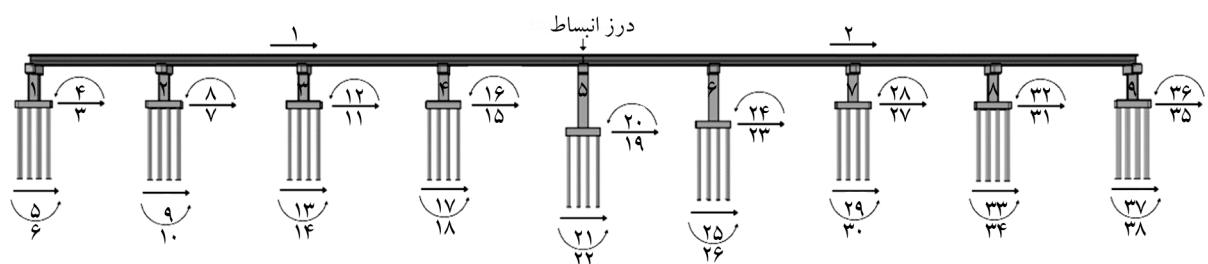
ماتریس میرایی بر اساس روش استفاده شده در مطالعه گرتاس [۲۹] محاسبه می‌شود که در آن المان‌های ماتریس میرایی بر اساس المان‌های نظیر در ماتریس سختی از رابطه‌ی  $C_{ij} = 2\beta K_{ij} / \omega$  به دست می‌آیند. در این رابطه،  $\beta$  نسبت میرایی،  $K_{ij}$  درایه‌های ماتریس سختی و  $\omega$  فرکانس زاویه‌ای غالب تحریک ورودی می‌باشد. مقدار نسبت میرایی مطابق نتایج ارائه شده در اکثر مطالعات جدید بر روی پل‌ها ۲۵ درصد در نظر گرفته شده است (به طور مثال [۳۰-۳۲]). این ضریب میرایی جهت در نظرگیری دو عامل مؤثر در ایجاد میرایی است که عبارتند از رفتار غیرخطی مصالح پل و خاک که منجر به میرایی متناسب با تغییر مکان می‌شود و فرض نامحدود بودن مرزهای جانبی محیط خاکی که منجر به میرایی هندسی متناسب با سرعت می‌شود.

برای سیستم پل صدر با توجه به درجات آزادی در نظر گرفته شده که در شکل (۷) قابل مشاهده است، ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی  $38 \times 38$  مشابه روش بیان شده تولید می‌شوند.

معادله تعادل دینامیکی در حالت ماتریسی و در بازه‌ی زمان به‌طور کلی در شکل زیر بیان می‌شود:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sf} \\ M_{fs} & M_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sf} \\ C_{fs} & C_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_f \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sf} \\ K_{fs} & K_{ff} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_f \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_f^t \end{Bmatrix} \quad (۱۲)$$

که در آن  $[M]$ ،  $[C]$  و  $[K]$  به ترتیب ماتریس‌های جرم، میرایی و سختی هستند و  $\{u\}$  و  $\{\dot{u}\}$ ،  $\{\ddot{u}\}$  به ترتیب بردارهای



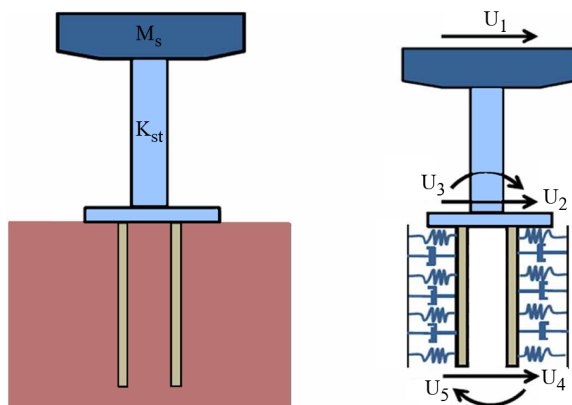
شکل (۷): درجات آزادی در نظر گرفته شده برای حل معادله تعادل دینامیکی پل صدر.

لرزه‌ای در نقاط مختلف می‌پردازد.

با تعریف تابع چگالی طیفی حرکت زمین، این برنامه از تجزیه ماتریس کوواریانس در دامنه فرکانس استفاده می‌کند و پس از آن با استفاده از بهترین برآورد خطی و یک تبدیل فوریه سریع معکوس حرکات غیر یکنواخت لرزه‌ای در حالت مشروط یا غیر مشروط تولید می‌شوند. جزئیات بیشتر در مطالعه قبلی نویسندگان موجود است [۳۴].

#### ۵- اعتبارسنجی مدل

جهت انجام صحت‌سنجی نتایج حاصل از مدل تحلیلی با نتایج حاصل از ابزارگذاری یک پل، پل روگذر ملولند که در نزدیکی منطقه الاسترو در کالیفرنیا آمریکا قرار دارد در راستای عرضی مدل‌سازی و تحلیل شد برای این منظور مدل تحلیلی پنج درجه آزادی مطابق شکل (۸) در نظر گرفته شد و ماتریس‌های جرم، سختی و میرایی مشابه فرضیات مدل تحلیلی پیشنهادی محاسبه گردید.



شکل (۸): شمای کلی مدل تحلیلی پل ملولند در راستای عرضی.

با حل معادله تعادل دینامیکی مقادیر تاریخچه زمانی شتاب برای درجات آزادی در نظر گرفته شده مدل به دست می‌آید. با توجه به موجود بودن نتایج طیف پاسخ تغییر مکان در محل‌های ابزارگذاری شده (کانال‌های ۲ و ۷ مطابق شکل (۹)) برای زلزله‌ی ایمپریال‌ولی، (۱۹۷۹) [۳۵]، طیف پاسخ نتایج به‌دست‌آمده برای درجات آزادی ۱ و ۲ ترسیم و با نتایج ابزارگذاری مقایسه شده است.

$$[Z(i\omega)] = \begin{bmatrix} z_{11}(i\omega) & L & z_{138}(i\omega) \\ M & O & M \\ z_{381}(i\omega) & L & z_{3838}(i\omega) \end{bmatrix} \quad (18)$$

$$[Z_g(i\omega)] = \begin{bmatrix} z_{g11}(i\omega) & L & z_{g19}(i\omega) \\ M & O & M \\ z_{g381}(i\omega) & L & z_{g389}(i\omega) \end{bmatrix} \quad (19)$$

که در آن:

$$z_{ij}(i\omega) = -\omega^2 M_{ij} + i\omega C_{ij} + K_{ij} \quad (20)$$

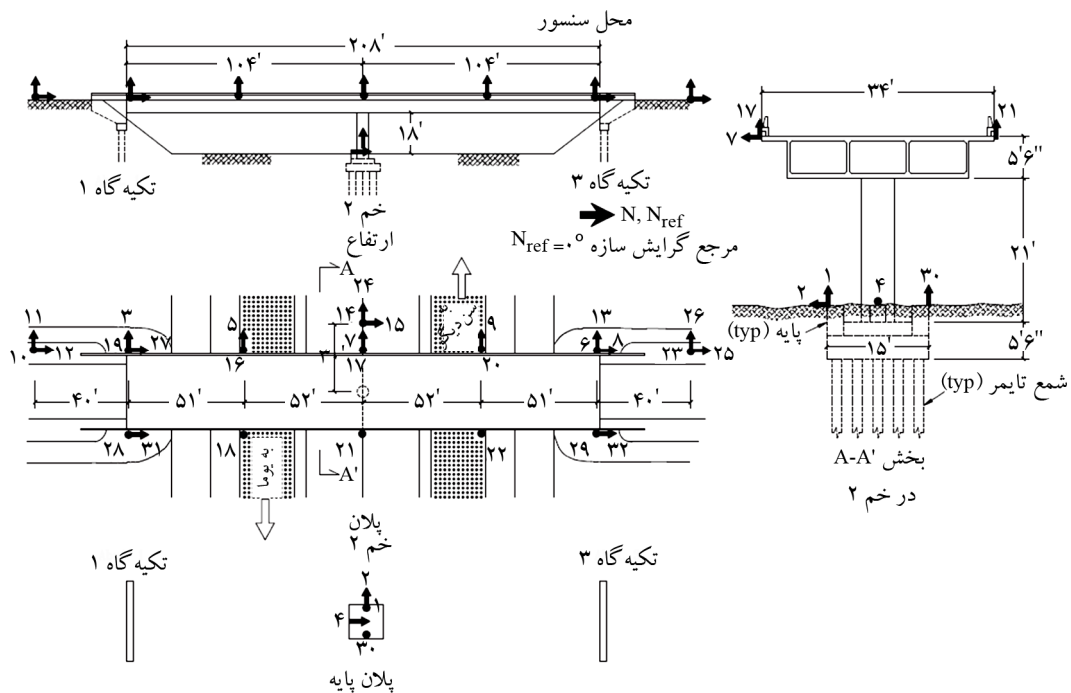
$$z_{gij}(i\omega) = -\omega^2 M_{gij} + i\omega C_{gij} + K_{gij} \quad (21)$$

در رابطه (۲۰)،  $M_{ij}$ ،  $C_{ij}$  و  $K_{ij}$  به ترتیب جرم، ضریب میرایی و ضریب سختی هر المان و در رابطه (۲۱)،  $M_{gij}$ ،  $C_{gij}$  و  $K_{gij}$  به ترتیب جرم، ضریب میرایی و ضریب سختی زمین متناسب با درجات آزادی تعریف شده می‌باشد.

#### ۴- شبیه‌سازی تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای

در این مطالعه از برنامه‌های سیمکوئیک ۱ و سیمکوئیک ۲ جهت شبیه‌سازی تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای در طول پل صدر استفاده شد. یکی از اصلی‌ترین فاکتورها در ایجاد رکوردهای لرزه‌ای تولید تابع چگالی طیفی توان سازگار با شتاب زمین برای ساختگاه مورد نظر است. برنامه‌ی سیمکوئیک ۱ جهت تولید تابع چگالی طیفی هدف از یک طیف پاسخ دلخواه مورد استفاده قرار گرفت. در این مطالعه طیف طراحی آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۱] به‌عنوان طیف هدف منظور گردید. تابع چگالی طیفی توان حاصل از سیمکوئیک ۱ به‌عنوان یکی از ورودی‌های سیمکوئیک ۲ می‌باشد. برنامه‌ی سیمکوئیک ۲ در حالت شبیه‌سازی مشروط به تولید آرایه‌ای از حرکت‌های زمین لرزه‌ای مختلف در یک مجموعه دلخواه از نقاط می‌پردازد که به‌صورت آماری با حرکات در نقاط مشخص تعریف شده سازگارند. البته این برنامه قابلیت استفاده در حالت غیر مشروط را نیز دارد که در این حالت نقاط مشخصه با حرکات لرزه‌ای معلوم برای برنامه تعریف نمی‌شوند و برنامه تنها بر اساس محاسبات آماری فضا-زمان و ورودی‌های تعریف شده توسط کاربر به تولید حرکات





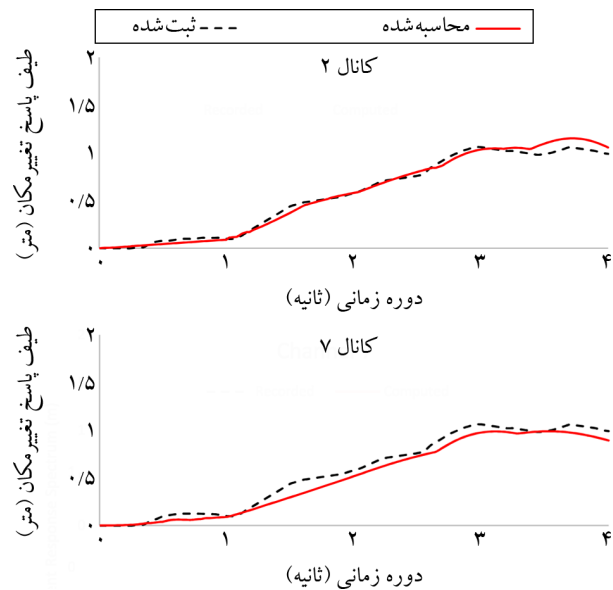
شکل (۹): محل قرارگیری شتاب‌سنج‌ها در روگذر ملولند [۳۴].

برخوردار است هرچند در مدل تحلیلی عدم قطعیت‌هایی در مورد خصوصیات مصالح و ویژگی‌های رفتاری آنها وجود دارد.

### ۶- بحث و بررسی نتایج

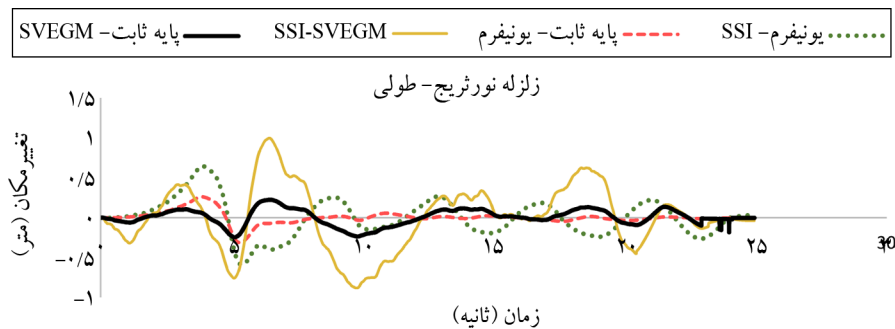
در این مطالعه هدف تعیین میزان تأثیر در نظرگیری اندرکنش خاک-سازه و تحریک غیر یکنواخت بر پاسخ لرزه‌ای پل‌های طویل و ارائه‌ی یک مدل تحلیلی مناسب می‌باشد. جهت دستیابی به اهداف فوق خاک اطراف گروه شمع در سیستم خاک-پل با فنرها و میراگرهایی جایگزین شد و حرکات غیر یکنواخت زمین در محل تکیه‌گاه‌های پل مورد مطالعه شبیه‌سازی شد. پاسخ دینامیکی پل صدر در راستای طولی و عرضی، در شرایط در نظرگیری و عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت محاسبه شدند.

شکل‌های (۱۱) و (۱۲) تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی عرشه‌ی سمت چپ را نسبت به سطح زمین برای زلزله‌های مختلف نشان می‌دهند. لازم به ذکر است که زلزله‌های اعمال شده بر اساس مشابهت مکانیسم گسل و عمق ایجاد آنها با نزدیک‌ترین گسل به محدوده‌ی پل صدر انتخاب شده‌اند.

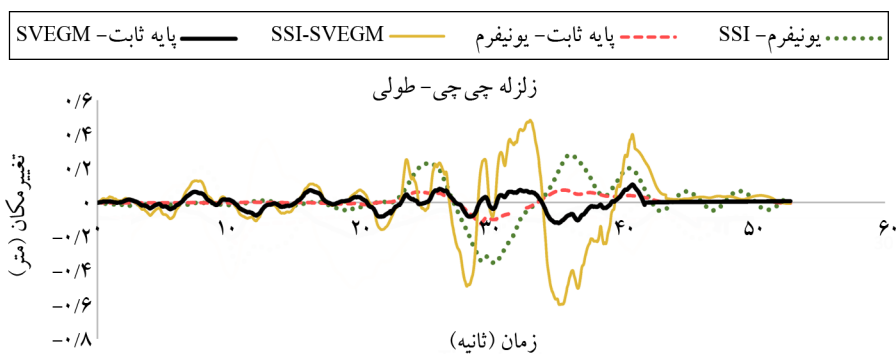


شکل (۱۰): طیف پاسخ تغییر مکان در کانال‌های ۲ و ۷ پل ملولند تحت زلزله ایمپریال ولی ۱۹۷۹.

همان‌طور که در شکل (۱۰) مشخص است همخوانی مناسبی بین طیف پاسخ تغییر مکان به دست آمده از داده‌های ثبت شده توسط شتاب‌سنج‌ها و محاسبه شده از مدل تحلیلی پیشنهادی وجود دارد. می‌توان نتیجه گرفت که مدل تحلیلی به‌طور کلی از کارایی مناسبی در تخمین پاسخ‌های لرزه‌ای روگذر ملولند



شکل (۱۱): تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی طولی عرشه سمت چپ پل صدر نسبت به سطح زمین با اعمال رکورد زلزله نورثریج (۱۹۹۴) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.

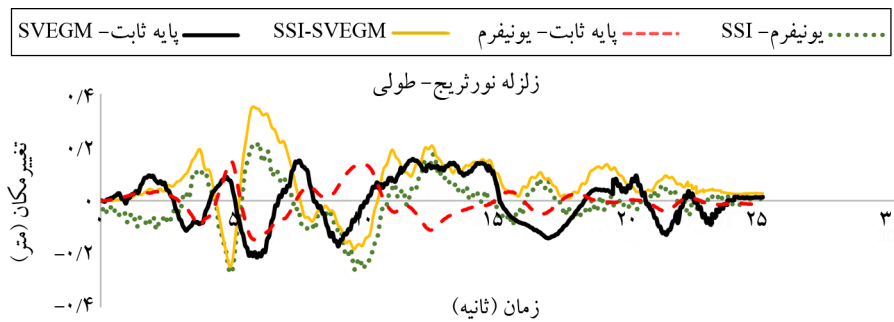


شکل (۱۲): تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی طولی عرشه سمت چپ پل صدر نسبت به سطح زمین با اعمال رکورد زلزله چی چی (۱۹۹۹) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.

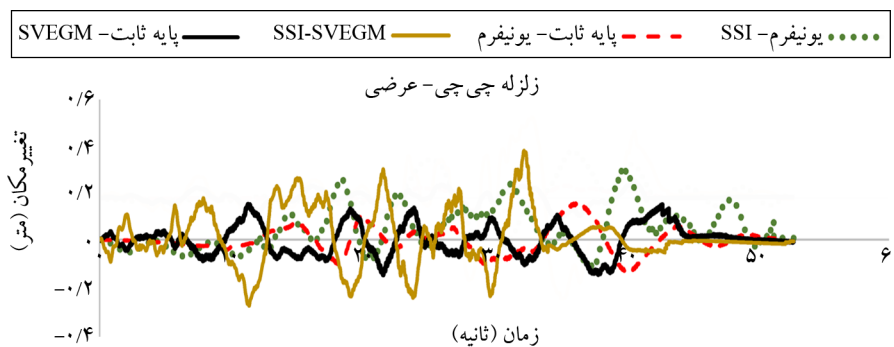
در شرایط در نظرگیری اثر اندرکنش، لحاظ نمودن اثر تحریک غیر یکنواخت در تحلیل دینامیکی موجب افزایش ۴۳ و ۲۵ درصدی پاسخ تغییر مکان عرشه برای زلزله‌های نورثریج و چی چی شد. به این ترتیب می‌توان گفت در شرایطی که اثر مدیوم خاکی زیر سازه در تحلیل دینامیکی آن منظور می‌شود اعمال تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای تأثیر بیشتری در تغییر پاسخ دینامیکی سازه نسبت به حالت پایه گیردار دارد.

با توجه به اینکه در تحلیل و طراحی پل‌ها تغییر مکان عرشه در جهت عرضی از اهمیت بیشتری برخوردار است، نتایج تغییر مکان عرضی عرشه در شرایط مختلف برای زلزله‌های نورثریج و چی چی در شکل‌های (۱۳) و (۱۴) نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است حداکثر نتایج در شرایط در نظرگیری هر دو عامل اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت و حداقل نتایج در شرایط عدم در نظرگیری هر دو عامل یعنی حالت پایه گیردار و تحریک یکنواخت حاصل می‌شوند.

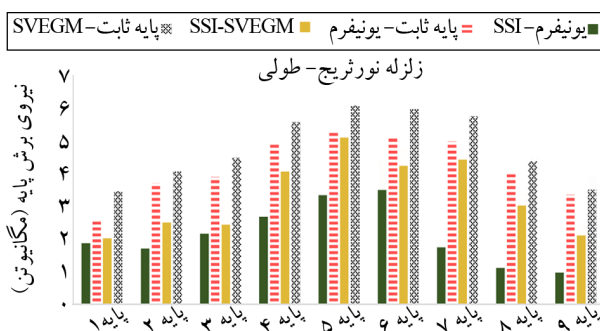
همان‌طور که مشخص است تغییر مکان دینامیکی عرشه در راستای طولی و در شرایط در نظرگیری هم‌زمان اثر اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت از سایر شرایط که در آنها یکی از دو اثر یا هر دو آنها لحاظ نشده‌اند بیشتر است. همچنین مدل‌های پایه گیردار که در آنها اثر اندرکنش دیده نشده است کمترین پاسخ‌ها را نشان داده‌اند. در مدل‌های پایه گیردار لحاظ نمودن اثر تحریک غیر یکنواخت باعث افزایش ۱۰ و ۲۰ درصدی حداکثر تغییر مکان نسبی نسبت به اعمال تحریک یکنواخت برای زلزله‌های نورثریج و چی چی شده است. این مسئله نشان می‌دهد حتی در غیاب لحاظ نمودن اثر اندرکنش، تغییر رکورد لرزه‌ای ورودی در راستای طولی پل و متفاوت بودن حرکت ورودی در تکیه‌گاه‌های مختلف که با توجه به جنس و لایه‌بندی خاک زیرسازه، فاصله‌ی پایه‌ها از یکدیگر و توپوگرافی منطقه حاصل می‌گردد، منجر به تغییر پاسخ دینامیکی سازه نسبت به حالت اعمال تحریک یکنواخت می‌شود.



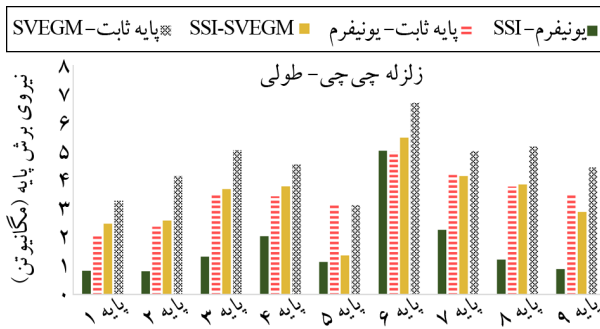
شکل (۱۳): تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی عرضی عرشه سمت چپ پل صدر نسبت به سطح زمین با اعمال رکورد زلزله نورتریج (۱۹۹۴) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.



شکل (۱۴): تاریخچه زمانی تغییر مکان نسبی عرضی عرشه سمت چپ پل صدر نسبت به سطح زمین با اعمال رکورد زلزله چی چی (۱۹۹۹) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.



شکل (۱۵): حداکثر برش پایه برای زلزله نورتریج (۱۹۹۴) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.



شکل (۱۶): حداکثر برش پایه برای زلزله چی چی (۱۹۹۹) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.

لحاظ نمودن اثر اندرکنش در حالت تحریک یکنواخت موجب افزایش ۶۷ و ۶۵ درصدی حداکثر تغییر مکان و در حالت تحریک غیر یکنواخت باعث افزایش ۱۰۰ و ۷۷ درصدی حداکثر مقادیر تغییر مکان در زلزله‌های نورتریج و چی چی می‌شود. همچنین در نظرگیری تحریک غیر یکنواخت در حالت پایه گیردار ۲۵ و ۷۳ درصد حداکثر تغییر مکان عرض را در زلزله‌های نورتریج و چی چی افزایش می‌دهد که در حالت اندرکنش مقادیر افزایش تغییر مکان برای زلزله‌های نامبرده به ترتیب ۱۲ و ۳۳ درصد بودند.

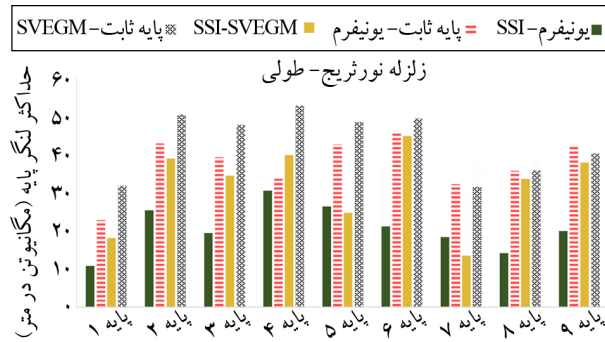
مقادیر حداکثر برش پایه و حداکثر لنگر پایه در شکل‌های (۱۵) تا (۱۸) تحت شرایط مختلف محاسبه شده‌اند. همان‌طور که پیداست برخلاف اندرکنش، لحاظ نمودن اثر تحریک غیر یکنواخت موجب افزایش مقادیر برش و لنگر پایه می‌شود. در حالت پایه گیردار در نظرگیری اثر تحریک غیر یکنواخت افزایش ۱۹۸ و ۱۵۰ درصدی مقادیر حداکثر برش پایه را برای زلزله‌های نورتریج

ورودی با تأخیر زمانی به تکیه‌گاه‌های مختلف می‌رسد. علاوه بر این عدم انسجام باعث ایجاد تغییر در تحریک ورودی به تکیه‌گاه‌های مختلف می‌شود و می‌تواند باعث افزایش یا کاهش مقادیر پاسخ دینامیکی سازه گردد. در صورت افزایش پاسخ دینامیکی مانند مورد بررسی شده در مطالعه حاضر، در نظرگیری این اثر در تحلیل لرزه‌ای پل‌ها امری ضروری است. با این حال، تحریک ورودی تأثیر بسزایی در پاسخ‌ها خواهد داشت و هرچقدر پیوند غالب زلزله ورودی به پیوند غالب نزدیک‌تر باشد پاسخ‌ها در اثر اعمال اثر اندرکنش تغییرات بیشتری خواهند داشت. به همین دلیل نوع تحریک ورودی در نتیجه‌گیری‌ها اهمیت بسزایی خواهد داشت. در مطالعه حاضر پیوند غالب سازه ۲۴/۰ ثانیه و پیوند غالب زلزله‌های ورودی به ترتیب ۶/۰ و ۲۶/۰ ثانیه برای زلزله‌های چی‌چی و نورث‌ریج بوده است. شاید علت کم بودن پیوند غالب این پل در مقایسه با پل‌های مشابه طراحی بسیار سنگین پایه‌های پل و شمع‌های آن است. در محاسبه پیوند سیستم اثر الاستومرها نیز منظور شده است. برای جزئیات بیشتر پیرامون نقش الاستومرها در پاسخ لرزه‌ای پل‌های طویل می‌توان به تحقیق شمسی و قنبری [۳۶] مراجعه کرد. لازم به ذکر است که در مطالعه حاضر به صورت محافظه‌کارانه از اثرگذاری نیروهای محوری شمع‌ها در سختی خمشی گروه شمع صرف نظر شده که این امر باعث نزدیک شدن فرکانس سیستم به فرکانس غالب رکود مورد استفاده شده است.

## ۲- نتیجه‌گیری

در این تحقیق یک مدل تحلیلی جدید جهت تبیین اهمیت در نظرگیری اثرات اندرکنش خاک-سازه و تحریک غیریکنواخت بر پاسخ دینامیکی پل‌های طویل ارائه شد که در آن ایرادات مدل‌های تحلیلی قبل مانند استفاده از روش الاستیک خطی، عدم در نظرگیری ضریب گروه شمع و عدم بررسی هم‌زمان اثر اندرکنش و تحریک غیریکنواخت برطرف شده است. از دیگر مزایای این مدل زمان بسیار کمتر مورد نیاز برای تحلیل نسبت به مدل‌های عددی است. نتایج حاصل از این مطالعه

و چی‌چی به همراه دارد. این مقادیر افزایش در شرایط فوق برای حداکثر لنگر پایه به ترتیب ۱۵۰ و ۱۷۸ درصد در زلزله‌های نورث‌ریج و چی‌چی می‌باشد.



شکل (۱۷): حداکثر لنگر پایه برای زلزله نورث‌ریج (۱۹۹۴) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.



شکل (۱۸): حداکثر لنگر پایه برای زلزله چی‌چی (۱۹۹۹) در شرایط مختلف در نظرگیری یا عدم در نظرگیری اندرکنش و تحریک غیر یکنواخت.

نتایج فوق نشان‌دهنده‌ی این مطلب است که در حالتی که تأثیر متقابل حرکات زمین بر سازه و سازه بر زمین در تحلیل دینامیکی سیستم سازه‌ای پل دیده می‌شود، پاسخ تغییر مکان افزایش می‌یابد. این امر به دلیل اضافه شدن تغییر مکان‌های شبه‌استاتیکی به تغییر مکان‌های دینامیکی سازه به دلیل وجود نیروهای شبه‌استاتیکی در محل تماس سازه با زمین است. با این حال، در نظرگیری اثر اندرکنش باعث کاهش مقادیر حداکثر برش پایه و لنگر پایه می‌شود که به دلیل افزایش انعطاف‌پذیری پی سازه نسبت به حالت پایه گیردار ایجاد می‌شود. در سازه‌های طویل که در آنها فاصله بین تکیه‌گاه‌ها زیاد است، تحریک

۵. حداکثر مقادیر برش و لنگر پایه در شرایط اعمال تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای برای مدل پایه گیردار به دست می‌آید. در نتیجه عدم در نظرگیری اثر اندرکنش در تحلیل نیرویی سازه منجر به حصول پاسخ‌های دست بالا می‌شود.

۶. نتایج حاصل نشان می‌دهد که افزودن اعمال اثر تحریک غیر یکنواخت در کنار اندرکنش خاک-سازه در تحلیل و طراحی سازه‌های طویل در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های طراحی سازه مانند استاندارد ۲۸۰۰، دستورالعمل ۵۱۱ راهنمای بهسازی لرزه‌ای پل‌ها و دستورالعمل ۶۲۴ مربوط به تحلیل و طراحی لرزه‌ای سدهای خاکی، امری بسیار ضروری و مفید است.

### مراجع

1. Road, Housing and Urban Development Research Center (1393) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building, Standard NO. 2800 (4<sup>th</sup> Edition)*. Permanent committee for revising the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Tehran (in Persian).
2. Finn, W.L.A. (2005) Study of piles during earthquakes: issues of design and analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 3(2), 141-234.
3. Elgamal, A., Jun, L., Yang, Y.Z., and Conte, J.P. (2008) Three-dimensional seismic response of Humboldt Bay bridge-foundation-ground system. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, 134(7), 1165-1176.
4. Thavaraj, T., Finn, W.D.L., and Wu, G. (2010) Seismic response analysis of pile foundations. *Geotechnical and Geological Engineering*, 28(3), 275-286.
5. Lu, J., Elgamal, A., Linjun, Y., Kincho, H.L., and Conte, J.P. (2011) Large-scale numerical modeling in geotechnical earthquake engineering. *International Journal of Geomechanics*, 11(6), 490-503.
6. Rahmani, A., Taiebat, M., and Finn, W.D.L (2014) Nonlinear dynamic analysis of Meloland Road Overpass using three-dimensional continuum modeling approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 57, 121-132.

به شرح زیر می‌باشد:

۱. قابل توجه است که تغییر مکان نسبی عرشه پل در شرایط در نظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه معمولاً بزرگ‌تر از موارد پایه ثابت در جهت‌های طولی و عرضی هستند که البته نتیجه دقیق‌تر به پیوند غالب سازه و محتوای فرکانسی تحریک ورودی وابسته است. در شرایط در نظرگیری اثر اندرکنش مدل‌هایی که تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای بر آنها اعمال شده بود بیشترین پاسخ‌ها را داشتند؛ بنابراین در نظرگیری نتایج پاسخ تغییر مکان در این شرایط منجر به طراحی در جهت اطمینان سازه می‌شود.

۲. نتایج به دست آمده نشان داد که لحاظ نمودن اثر اندرکنش اگرچه باعث افزایش تغییر مکان نسبی عرشه می‌شود، اما کاهش حداکثر برش پایه و لنگر پایه را نیز به همراه دارد. این مطلب حاکی از آن است که در نظرگیری حداکثر برش و لنگر پایه در شرایط اندرکنش ممکن است موجب طراحی لرزه‌ای در جهت اطمینان نباشد هرچند که به واقعیت نزدیک‌تر است.

۳. مشاهده شد که در نظرگیری اثر تحریک غیر یکنواخت در هر دو حالت پایه گیردار و اندرکنش موجب افزایش پاسخ‌های دینامیکی سازه می‌شود. تغییر مکان نسبی عرشه در جهت طولی و عرضی و مقادیر حداکثر برش و لنگر پایه، همه با در نظرگیری اثر تحریک غیر یکنواخت افزایش می‌یابند که نشان‌دهنده اهمیت لحاظ نمودن این اثر در تحلیل دینامیکی و طراحی لرزه‌ای پل‌های طویل مانند پل صدر است.

۴. بیشترین پاسخ‌های تغییر مکان عرشه در راستای طولی و عرضی در شرایط اعمال تحریک غیر یکنواخت لرزه‌ای و در نظرگیری اثر اندرکنش خاک-سازه حاصل می‌شوند. اختلاف بین حداکثر تغییر مکان عرشه در حالت در نظرگیری این دو اثر نسبت به چشم‌پوشی از هر دو اثر به‌طور میانگین در راستای طولی ۲۷۵ درصد و در راستای عرضی ۱۷۶ درصد می‌باشد که نمی‌توان از آن چشم‌پوشی نمود.

- Analytical seismic assessment of a tall long-span curved reinforced-concrete bridge. Part II: Structural response. *Journal of Earthquake Engineering*, **20**, 1-30.
18. Adanur, S., Altunisik, A.C., Soyluk, K., and Bayraktar, A. (2016) Multiple-support seismic response of Bosphorus Suspension Bridge for various random vibration method. *Case Studies in Structural Engineering*, **5**, 54-67.
  19. Bi, K., Hao, H., and Chouw, N. (2011) Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **40**, 1027-1043.
  20. Soyluk, K. and Sicacik, E.A. (2012) Soil-structure interaction analysis of cable-stayed bridges for spatially varying ground motion components. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **35**, 80-90.
  21. Sextos, A.G, Pitilakis, K.D., and Kappos, A.J. (2003) Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 1: methodology and analytical tools. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**, 607-627.
  22. Sextos, A. G, Pitilakis, K. D, and Kappos, A.J. (2003) Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: parametric study. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **32**, 629-652.
  23. Deputy of Technical and Development Affairs - Tehran Municipality (1391) *Technical Report of the Sadr Bridge (Internal Report)*.
  24. API (2007) *Recommended practice for planning, designing, and constructing fixed offshore platforms*. American Petroleum Institute. Section 6.8 Soil reaction for Laterally Loaded Piles. USA.
  25. AASHTO (2012) *LRFD Bridge Design Specifications*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington DC, USA.
  7. Carbonari, S., Morici, M., Dezi, F., Gara, F., and Leoni, G. (2017) Soil-structure interaction effects in single bridge piers founded on inclined pile groups. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **92**, 52-67.
  8. Rahmani, A., Taiebat, M., Finn, W.D.L., and Ventura, C.E. (2016) Evaluation of substructuring method for seismic soil-structure interaction analysis of bridges. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **90**, 112-127.
  9. Ghotbi, A.R. (2016) Response sensitivity analyses of skewed bridges with and without considering soil-structure interaction. *Structures*, **5**, 219-232.
  10. Pacheco, G. (2006) *Dynamic Lateral Response of Single Piles Considering Soil Inertia Contribution*. Ph.D. Dissertation, University of Puerto Rico, Puerto Rico.
  11. Shirgir, V., Ghanbari, A., and Shahrouzi, M. (2016) Natural frequency of single pier bridges considering soil-structure interaction. *Journal of Earthquake Engineering*, **20**, 611-632.
  12. Davoodi, M., Razmkhah, A., and Javaheri, A. (2012) Considering the effects of SVEGM on dynamic stress-strain distribution of embankment dams. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, **45**, 529-541.
  13. Davoodi, M., Jafari, M.K., and Sadreddini, A. (2013) Effect of multi-support excitation on seismic response of embankment dams. *International Journal of Civil Engineering*, **11**(1), 19-28.
  14. Nazmy, A.S. and Abdel-Ghaffar, A.M. (1992) Effects of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **21**, 1-20.
  15. Wang, J., Carr, A.J., Cooke, N., and Moss, P.J. (2009) The response of a 344 m long bridge to non-uniform earthquake ground motions. *Engineering Structures*, **31**, 2554-2567.
  16. Karmakar, D., Ray-Chaudhuri, S., and Shinozuka, M. (2012) Seismic response evaluation of retrofitted Vincent Thomas Bridge under spatially variable ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **42**, 119-127.
  17. Falamarz- Sheikhabadi, M.R. and Zerva, A. (2016)

**واژه‌نامه**

- ۱- ارتعاش تصادفی استاندارد Standard Random Vibration  
 ۲- سیمکوئیک SIMQKE  
 ۳- بک بون بار- تغییر شکل Load-Deflection Backbone Curve  
 ۴- تابع چگالی طیفی توان Power Spectral Density Function

26. Washington State Department of Transportation (1997) *GEOSPECRTA. A division of Kleinfelder, Inc. Design Manual*. Foundation stiffnesses under seismic loading, USA.
27. Dassault Systems Simulia Corp (2011) *ABAQUS. Version 6.11 User's Manual*. Providence, RI, USA.
28. Battini, J.C. (2006) *Structural Dynamics*. Royal Institute of Technology (KTH), Stockholm, Sweden.
29. Gazetas, G. (1991) 'Foundation Vibrations'. In: Fang H., editor, *Foundation Engineering Handbook (2<sup>nd</sup> Edition)*. Van Nostrand Reinholds. Ch.15, 553-593.
30. Zhang, J., Markis, N. (2002) Seismic response analysis of highway overcrossings including soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(11), 1967-1991.
31. Lee, S., Feng, M.Q., Kwon, S.J., and Hong S.H. (2011) Equivalent modal damping of short-span bridges subjected to strong motion. *Journal of Bridge Engineering*, **16**(2), 316-323.
32. Werner, S. (1993) *Study of Caltrans' Seismic Evaluation Procedures for Short Bridge Overcrossing Structures*. Technical Report 59Q122, California Department of Transportation Division of Structures, Sacramento, California.
33. Datta, T.K. (2010) *Seismic Analysis of Structures*. John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd, 2 Clementi Loop, 02-01, Singapore.
34. Hoseini, S.S., Ghanbari, A., and Davoodi, M. (2017) Evaluation of long bridges dynamic responses under the effect of spatially varying earthquake ground motion. *Bridge Structures*, **13**, 25-42.
35. Center for Engineering Strong Motion Data (<http://www.strongmotioncenter.org>, (Accessed in October 2013) (Note: search for station no. 01336).
36. Shamsi, M. and Ghanbari, A. (2020) Seismic Retrofit of Monorail Bridges Considering Soil-Pile-Bridge-Train Interaction. *J. Bridge Eng.*, **25**(10), 04020075.

## An Analytical Study of the Effect of Non-Uniform Excitation on the Seismic Response of Sadr Bridge

Shima Sadat Hosseini<sup>1</sup>, Ali Ghanbari<sup>2\*</sup> and Mohammad Davoodi<sup>3</sup>

1. Ph.D. Candidate of Civil Engineering, Department of Civil Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran

2. Professor, Department of Civil Engineering, Kharazmi University, Tehran, Iran,

\*Corresponding Author, email: ghanbari@khu.ac.ir

3. Associate Professor, Geotechnical Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

### 1. Introduction

Large-dimensional structures, such as long-span bridges, receive different ground motions at different supports in earthquake events. Seismic wave propagation and local site conditions cause spatial variation of ground motion. It may result in pounding or even collapse of adjacent bridge decks owing to the out-of-phase response. In addition, dynamic Soil-Structure Interaction (SSI) resulting from the interaction of the bridge with the surrounding soil also affects the dynamic bridge response. In most bridges, shallow foundations are not appropriate, because they do not provide the required capacity or may experience excessive settlements or deformations. In such structures, pile groups are used as foundation systems. Pile foundations have to be designed to support not only vertical loads, but also lateral loads due to the earthquake, wind and vehicle impact loads. Therefore, soil-pile interaction is added to above factors in dynamic behavior of long-span bridges. From the above reasons, it is very important to consider both Soil-Pile-Structure interaction (SPSI) and Spatially Varying Earthquake Ground Motions (SVEGM) effects in evaluation of the seismic response of long-span bridges.

#### Material and methods

This paper presents a study about the spatial variability effects of ground motion and Soil-Pile-Structure Interaction (SPSI) on the dynamic response of a long bridge. Two decks of the considered bridge with length  $d_1 = 100$  m and  $d_2 = 150$  m are supported by four isolation bearings connected to three elastic piers standing on the pile foundations. The structure of the bridge continues from both sides. The decks are considered as lumped mass model with the total mass of  $m_1 = 1.2 \times 10^6$  kg and  $m_2 = 1.8 \times 10^6$  kg. All of the bearings have the same dynamic properties with an effective stiffness  $K_{b1}$  and equivalent viscous damping  $C_{b1}$  for the left span, and  $K_{b2}$  and  $C_{b2}$  for the right span. The concrete piers with heights of  $h_1 = 14$  m,  $h_2 = 16$  m and  $h_3 = 15$  m are modelled as elastic columns with lumped mass  $m_3 = m_4 = m_5 = 2 \times 10^5$  kg at the top of each pier. The lateral stiffness of the piers are  $K_{p3} = 2 \times 10^8$  N/m,  $K_{p4} = 10^8$  N/m and  $K_{p5} = 3 \times 10^8$  N/m. To simplify the analysis, a constant damping ratio of 5% is used for bearings and piers. The most widely used model to perform the analysis of piles under lateral loads, consists in modeling the pile as a series of beam elements and representing the soil as a group of unconnected-concentrated springs perpendicular to the pile that is known as Discrete Winkler Model. The Spatially Varying Earthquake Ground Motion (SVEGM) is simulated by SIMQKE-II record generator. Target response spectrum and power spectral density function used in the simulation are determined depending on the January 17, 1994, Northridge earthquake. To evaluate the effect of SPSI, the soil surrounding the pile foundation is modelled by frequency-independent springs and dashpots in the horizontal and rotational directions. The effect of soil-pile mass is considered by lumped-mass soil-pile model. A new analytical model is proposed to study the effect of both SVEGM and SPSI on dynamic response of long bridges.

### 2. Results and Discussion

The results indicate that considering the effect of non-uniform excitation and soil-structure interaction can increase the relative displacement of the deck in the longitudinal and transverse directions by 275% and 176%.



Also, considering the interaction effect, on average, shows a reduction of 67% and 75% of the base shear and moment considering non-uniform excitation, shows an increase of 37% and 29%, respectively.

### 3. Conclusion

The main conclusions drawn from this study can be written as:

1. Based on the results obtained from the proposed analytical model, SVEGM affects the seismic behavior of long-span bridges. Influence of SVEGM on decks displacements and maximum shear forces in piers is more significant in softer soil types. It means soil condition as an important factor affects the dynamic response of long bridges.
2. The importance of the SPSI effect on the dynamic response of the bridge is also investigated in comparison with fixed-base case. It is observed that the results obtained from the SPSI case are usually amplified in comparison with the fixed-base case. This effect is more significant in softer soil types. It means that the variation of the soil conditions where the bridge supports are located on, has important effect on the bridge dynamic response. Since the proposed model is very similar to real soil-pile-structure systems, suggested equation derived from it, can be used to simulate the seismic behavior of long-span bridges.
3. If the effects of SPSI and SVEGM are considered simultaneously, it should be noticed that the results will not be the same as what obtained from the addition of the response determined from these effects separately. The effects of SPSI and SVEGM amplify each other especially in softer soil conditions. It is also observed that considering the effect of SPSI with respect to the SVEGM can change the dynamic response of long-span bridges in comparison with the cases in which one of these factors or none of them is considered.
4. In general, the recommendation of fixed-base case with uniform ground excitation in dynamic design regulations of bridges is valid only if SPSI and SVEGM effects are negligible. These assumption can be used in seismic design of bridges on very stiff soil conditions and not very long bridges. Otherwise, this recommendation leads to usually underestimating the dynamic response or even bridge structure damage.

**Keywords:** Spatially Varying Earthquake Ground Motions, Soil-Structure Interaction, Long Bridges, Dynamic Response, Analytical Model.