





دانشکده مهندسی عمران

گروه عمران

تحلیل اثر تحریک متفاوت تکیه گاهی روی پاسخ لرزه ای پل ها

مسعود جعفری فرد

استاد راهنما:

دکتر علی کیهانی

استاد مشاور:

مهندس فرنوش باسلیقه

پایان نامه دوره کارشناسی ارشد

مهندسی عمران - سازه

تیر ۱۳۹۱

دانشگاه صنعتی شاهرود

دانشکده : مهندسی عمران
گروه : عمران

پایان نامه کارشناسی ارشد آقای مسعود جعفری فرد

تحت عنوان:

تحلیل اثر تحریک متفاوت تکیه گاهی روی پاسخ لرزه ای پل ها

در تاریخ توسط کمیته تخصصی زیر جهت اخذ مدرک کارشناسی ارشد

مورد ارزیابی و با درجه مورد پذیرش قرار گرفت.

امضاء	امضاء	استاد راهنما	امضاء
	نام و نام خانوادگی :	نام و نام خانوادگی :	

امضاء	امضاء	استاد داور	امضاء
	نماینده تحصیلات تکمیلی نام و نام خانوادگی :	نام و نام خانوادگی :	
		نام و نام خانوادگی :	
		نام و نام خانوادگی :	
		نام و نام خانوادگی :	

”تقدیم به پدر و مادر مهربان و عزیزم“

که وجودشان، هدایت کننده و فداکاری ایشان، نردبان ترقی و پیشرفت من بوده است.

نگاه خسته و مهربان شما امید را در من زنده نگه می دارد و مرا به فردایی روشن تر، سمنون می سازد.

مادر خوب و پدر عزیزم؛ دستان رنج کشیده و پر درد شما را می بوسم، باشد که فرزندی قدرشناس باشم.

شکر و قدردانی

به شرف نشستن این تحقیق مرهون الطاف بیکران الهی است، خداوند را شاکرم که این منت را بر من نهاد.

با نهایت سپاس از راهبانی ها و زحمات بی شائبه استاد راهبانی ارجمندم جناب آقای دکتر علی کیهانی که وقت پرازش خودشان را در طی

انجام این تحقیق در اختیار اینجناب گذاشته و همواره با روی گشاده پذیرای بنده بوده اند.

باسپاس از جناب آقای مهندس فنوش باسلیمه بابت همکاری صمیمانه ایشان.

و سپاس از دوستان بسیار خوبم آقایان علی آهنگر، مهندس علی امامی، مهندس رضی باباگللی، مهندس ایمان خسرویان، مهندس سیدرضا

غضاری و مهندس حمیدرضا غلامی و تمام عزیزان و دوستانی که اطلاعات پرازشی در اختیار بنده قرار داده و مراد انجام این تحقیق یاری نمودند.

تعهد نامه

اینجانب مسعود جعفری فرد دانشجوی دوره کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران- سازه دانشکده عمران دانشگاه صنعتی شاهرود نویسنده پایان نامه تحلیل اثر تحریک متفاوت تکیه گاهی روی پاسخ لرزه ای پل ها تحت راهنمایی جناب آقای دکتر علی کیهانی، متعهد می شوم:

- تحقیقات در این پایان نامه توسط اینجانب انجام شده و از صحت و اصالت برخوردار است.
- در استفاده از نتایج پژوهشهای محققان دیگر به مرجع مورد استفاده استناد شده است.
- مطالب مندرج در پایان نامه تاکنون توسط خود یا فرد دیگری برای دریافت هیچ نوع مدرکی یا امتیازی در هیچ جا ارائه نشده است.
- کلیه حقوق معنوی این اثر متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد و مقالات مستخرج با نام «دانشگاه صنعتی شاهرود» و یا «Shahrood University of Technology» به چاپ خواهد رسید.
- حقوق معنوی تمام افراد که در بدست آوردن نتایج اصلی پایان نامه تاثیر گذار بوده اند در مقالات مستخرج از پایان نامه رعایت شده است.
- در کلیه مراحل انجام این پایان نامه، در مواردی که به حوزه اطلاعات شخصی افراد دسترسی یافته یا استفاده شده است اصل رازداری، ضوابط و اصول اخلاقی انسانی رعایت شده است.

تاریخ:

امضای دانشجو

مالکیت نتایج و حق و نشر

- کلیه حقوق معنوی این اثر و محصولات آن (مقالات مستخرج، کتاب، برنامه های رایانه ای، نرم افزارها و تجهیزات ساخته شده است) متعلق به دانشگاه صنعتی شاهرود می باشد. این مطلب باید به نحوی مقتضی در تولیدات علمی مربوطه ذکر شود.
- استفاده از اطلاعات و نتایج موجود در پایان نامه بدون ذکر مرجع مجاز نمی باشد.

چکیده

در میان شریان های حیاتی، پلها به عنوان عناصر کلیدی در شبکه شریانی راههای یک کشور و میسر کننده ارتباط های زمینی، نقش مهم و منحصر بفردی را از لحاظ اقتصادی، اجتماعی، سیاسی، اقتصادی، نظامی و نیز نجات و امداد و فعالیت های مدیریت بحران پس از وقوع زلزله، ایفا می کنند. مشاهده خسارت های ناشی از زلزله های اخیر، لزوم تمهیداتی برای طرح مقاوم در برابر زلزله و نیز مطالعه و تحقیق بیشتر به منظور درک بهتر رفتار لرزه ای پلها را بوضوح بیان می کنند. با توجه به اینکه در کشور ما، به واسطه شرایط اقلیمی موجود، احتمال وقوع زلزله های بزرگ وجود دارد، مطالعه و بررسی پلها در برابر نیروهای لرزه ای، جایگاه و اهمیت خاصی پیدا می کند.

نگاشت های مربوط به یک زلزله که در نقاط مختلف زمین ثبت می شوند، به دلیل عواملی چون محدود بودن سرعت انتشار امواج زلزله، انعکاس و انکسار امواج ضمن فاصله گرفتن از مرکز انتشار و همچنین تفاوت های نوع خاک زیر تکیه گاه های یک سازه، با هم متفاوت بوده و ممکن است شتابنگاشت های مربوط به یک زلزله که در دو محل مختلف ثبت شده اند، شباهت کمی با یکدیگر داشته باشند. این تفاوت حتی در فواصل کم شتابنگاشت ها نیز مشاهده شده است که این امر لزوم محتاط بودن در بکار گرفتن تنها یک نگاشت زلزله در آنالیزهای دینامیکی سازه ها را ایجاب می کند.

در آنالیزهای معمول سازه ها، تغییرات امواج زلزله در طول مسیر انتشار در زیر سازه، در نظر گرفته نمی شوند و فرض می شوند امواج دریافت شده در نقاط مختلف تکیه گاه های یک سازه، یکسان بوده و بطور همزمان نیز دریافت می شود. چنین فرضی مستلزم این است که اولاً سرعت انتشار امواج زلزله بینهایت فرض شود و ثانیاً تغییرات ذکر شده در امواج در طی مسیر انتشار، در نظر گرفته نشوند.

آنالیزهای دینامیکی انجام شده بر اساس کنار گذاشتن این دو فرض « تحریک تکیه گاهی متفاوت» یا به اختصار «تحریک چند تکیه گاهی» نامیده می شوند.

در سازه های بزرگ نظیر پل ها و سد ها ، تحلیل دینامیکی سازه تحت تحریک متفاوت تکیه گاه ها، نتایج متفاوتی را نسبت به تحلیل دینامیکی معمول، بدست می دهد؛ بطوریکه اغلب منجر به تغییر جابجایی ها و نیروهای داخلی سازه می شود.

در این راستا با توجه به اهمیت موضوع، در این تحقیق ابتدا به نحوه تولید تاریخچه شتاب حرکت زمین در محل تکیه گاه های سه مدل پل با دهانه های کوتاه، متوسط و بلند ، با استفاده از شبیه سازی فرآیند تصادفی غیر ایستا، پرداخته شده است. پس از مقیاس نمودن شتابنگاشت ها، با مقایسه شکل طیف پاسخ شتاب آنها و شتاب طیفی آیین نامه (با توجه به نوع خاک زیر سازه)، از آنها به عنوان ورودی های تحلیل دینامیکی خطی تاریخچه زمانی مدل سازه پل مورد بررسی، استفاده شده است. هر یک از سازه ها، دو بار تحت تحلیل قرار گرفته اند؛ یکبار تحت تحریک متفاوت تکیه گاهی، که در آن به هر تکیه گاه، تاریخچه شتاب تولید شده مربوط به همان تکیه گاه اعمال شده است و بار دیگر تحت تحریک یکسان تکیه گاه ها، که در آن تاریخچه شتاب تولید شده در اولین تکیه گاه در راستای طولی پل، به سایر تکیه گاه ها نیز اعمال می شود.

مقایسه نیروهای داخلی و جابجایی سه مدل پل، بیانگر افزایش نسبت پاسخ های سازه در حالت تحریک متفاوت تکیه گاهی به حالت تحریک یکسان تکیه گاهی، با افزایش فاصله میان تکیه گاه های سازه (دهانه پل) می باشند.

کلمات کلیدی : تحریک متفاوت تکیه گاه، اثر حرکت موج، تاریخچه شتاب، شتاب طیفی.

مقالات مستخرج از پایان نامه

۱- "بررسی تحریک چندتکیه گاهی روی پاسخ لرزه ای پل ها" (اردیبهشت ۱۳۹۱). نهمین کنگره

بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان.

2- "*Effects of multi support excitation on seismic response of bridges*" (September 2012),
15 WCEE, LISBOA.

فهرست مطالب

فصل اول: کلیات

۱-۱	مقدمه	۲
۲-۱	شریانهای حیاتی	۴
۳-۱	عدم قطعیت زلزله	۵
۴-۱	معیار طرح سازه ها	۶
۵-۱	بررسی آیین نامه های موجود	۷
۶-۱	شتابنگاشت حرکت زمین	۷
۷-۱	تاثیر نوع خاک بر امواج زلزله	۱۳
۸-۱	مروری بر کارهای پیشین	۱۱
۹-۱	اهداف پایان نامه	۱۳
۱۰-۱	ساختار پایان نامه	۱۳

فصل دوم: فرآیندهای تصادفی

۱-۲	مقدمه	۱۶
۲-۲	تعریف فرآیندهای تصادفی	۱۶
۳-۲	فرآیندهای ایستا	۱۷
۴-۲	فرآیندهای ارگودیک	۱۸
۵-۲	تابع خودهمبستگی	۱۹
۶-۲	مدل تصادفی حرکات زمین لرزه	۱۹
۷-۲	همبستگی	۲۳

فصل سوم: تحریک متفاوت تکیه گاهی

۱-۳	مقدمه	۲۶
۲-۳	عوامل موثر بر تحریک چند تکیه گاهی	۲۹

- ۳-۳ تئوری تحریک متفاوت تکیه گاه ها ۳۱
- ۳-۳ شبیه سازی حرکت متفاوت تکیه گاه ها ۳۳
- ۳-۴-۱ شبیه سازی میدان های تصادفی چند بعدی یک متغیره ۳۳
- ۳-۴-۲ شبیه سازی میدان های تصادفی یک بعدی چند متغیره ۳۷
- ۳-۴-۱-۲ حرکت لرزه ای غیر ایستا با تعدیل یکنواخت ۴۰
- ۳-۵-۱ مرور یک آزمایش تجربی ۴۲
- ۳-۵-۱-۱ تحریکات ورودی ۴۵
- ۳-۵-۲ خروجی و یافته های آزمایش ۴۵
- ۳-۵-۳ نتیجه آزمایش ۴۶

فصل چهارم: طیف پاسخ

- ۴-۱ مقدمه ۴۸
- ۴-۲ طیف پاسخ تغییر شکل ۵۰
- ۴-۳ طیف پاسخ شبه سرعت ۵۱
- ۴-۴ طیف پاسخ شبه شتاب ۵۳
- ۴-۵ طیف ترکیبی D-V-A ۵۵
- ۴-۶ اختلاف بین طیف طرح و طیف پاسخ ۵۶

فصل پنجم: مثال کاربردی

- ۵-۱ مقدمه ۶۰
- ۵-۲ تعریف مدل ها ۶۰
- ۵-۳ بار مرده ۶۲
- ۵-۴ بار زنده متحرک ۶۲
- ۵-۵ بارگذاری لرزه ای و تولید شتابنگاشت ۶۳
- ۵-۶ بررسی خروجی های تحلیل مدل ها ۹۲
- ۵-۷ نتیجه گیری ۹۷

فصل ششم: نتیجه‌گیری و پیشنهادها

۹۷ ۱-۶ نتیجه‌گیری

۱۰۰ ۲-۶ پیشنهادها

پیوست

۱۰۲ پیوست ۱

۱۲۰ فهرست منابع

فهرست اشکال

- شکل ۱-۱ تغییر مسیر امواج زلزله هنگام عبور از بستر سنگی به لایه نرم فوقانی ۱۰
- شکل ۱-۲ فرآیند تصادفی (یک متغیر مستقل) ۱۷
- شکل ۱-۳ آرایه های SMART-1 در تایوان ۲۸
- شکل ۲-۳ شتابنگاشت ثبت شده در ایستگاههایی با فاصله ۲۰۰ متر از هم در آرایه های SMART-1 ۲۸
- شکل ۳-۳ انکسار و انعکاس امواج لرزه ای ۳۰
- شکل ۴-۳ افزایش درجات آزادی سازه ۳۲
- شکل ۵-۳- نمای جانبی مدل پل روی میز لرزان ۴۳
- شکل ۶-۳- اتصال پایه پل به میز لرزان ۴۴
- شکل ۷-۳- نمای کناری میز لرزان ۴۴
- شکل ۸-۴ جابجایی بالای پایه ها تحت تحریک همزمان تکیه گاه ها ۴۵
- شکل ۹-۴ جابجایی بالای پایه ها تحت تحریک غیر همزمان تکیه گاه ها ۴۶
- شکل ۱-۴ (الف) شتابنگاشت زلزله ال سنترو ، (ب) پاسخ تغییرشکل یک سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۲٪ با زمان تناوب طبیعی T_n مساوی ۰/۵ ، ۱ ، ۲ ثانیه ، (پ) طیف پاسخ تغییرشکل برای ۲٪ ξ ۵۱
- شکل ۲-۴ طیف پلسخ شبه سرعت برای زمین لرزه ال سنترو با ۲٪ ξ ۵۳
- شکل ۳-۴ طیف پاسخ شبه شتاب برای زمین لرزه ال سنترو با ۲٪ ξ ۵۴
- شکل ۴-۴ طیف پاسخ ترکیبی D-V-A برای زمین لرزه ال سنترو با نسبت میرایی ۲٪ ξ ۵۶
- شکل ۵-۴ طیف طرح برای منطقه ای تحت تاثیر زمین لرزه حاصل از دو گسل مختلف ۵۷
- شکل ۱-۵- نمای سه بعدی مدل های پل ۶۰
- شکل ۲-۵- تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۱ ۶۷
- شکل ۳-۵- تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۲ ۶۸
- شکل ۴-۵- تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۳ ۶۸
- شکل ۵-۵- طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۱ ۷۰
- شکل ۶-۵- طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۱ ۷۰
- شکل ۷-۵- طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۱ ۷۱

- شکل ۵-۸ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۱..... ۷۱
- شکل ۵-۹ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۲..... ۷۲
- شکل ۵-۱۰ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۲..... ۷۲
- شکل ۵-۱۱ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۲..... ۷۳
- شکل ۵-۱۲ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۲..... ۷۳
- شکل ۵-۱۳ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۳..... ۷۴
- شکل ۵-۱۴ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۳..... ۷۴
- شکل ۵-۱۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۳..... ۷۵
- شکل ۵-۱۶ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۳..... ۷۵
- شکل ۵-۱۷ نامگذاری پایه پل..... ۹۲
- شکل ۵-۱۸ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۱..... ۹۳
- شکل ۵-۱۹ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۲..... ۹۳
- شکل ۵-۲۰ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۳..... ۹۴
- شکل ۵-۲۱ نسبت جایجایی نسبی تکیه گاه عرشه از اولین تکیه گاه در دو حالت تحلیل..... ۹۵

فهرست جداول

جدول ۱-۲: پارامترهای طیف کلاف-پنزین..... ۲۲

جدول ۵-۱ مشخصات مدل‌های پل..... ۶۱

جدول ۵-۲ مشخصات مصالح طرح..... ۶۱

جدول ۵-۳ محاسبات طیف پاسخ شتاب میانگین پایه اول پل مدل ۱..... ۷۶

فصل اول

کلیات

۱-۱ مقدمه

از آنجاییکه فلات ایران از نظر وقوع زلزله یکی از فعال ترین مناطق جهان بوده و هر از چندگاه، زلزله ای مخرب و مصیبت بار با آسیب های جانی و مالی وسیع در کشورمان به وقوع می پیوندد، پیشگیری از وقوع یا کاهش تلفات جانی و مالی ناشی از زلزله در کشورمان از اهمیت خاصی برخوردار است.

بارگذاری های دینامیکی عمل کننده بر روی سیستم های سازه ای، ممکن است نتیجه یک طیف گسترده مکانیزم های ورودی باشد. یک گروه مهم بارگذاری شامل سیستم های حمل و نقلی نظیر کشتی ها، هواپیماها، خودروها و غیره می باشد که در این گروه، بارگذاری دینامیکی نتیجه حرکت وسیله نقلیه است. گروه اساسی دیگر، مربوط به سازه های مهندسی عمران ثابت نظیر پل ها، ساختمان ها، سدها و غیره می باشد که در آن بارگذاری دینامیکی، بطور خارجی اعمال می شود. از منابع بار خارجی که باید در طراحی سازه های ثابت مورد توجه قرار گیرد، مهم ترین آنها از نظر پتانسیل نتایج فاجعه آمیز، زلزله است. البته درجه اهمیت بار زلزله در هر منطقه، بستگی به شدت مورد انتظار و احتمال وقوع آن دارد؛ یعنی لرزه خیزی منطقه مربوطه. با این وجود، بطور کل، اهمیت مساله زلزله در طی سال های قبل تا حدود زیادی به دلیل توسعه صنعت انرژی هسته ای تقویت شد؛ زیرا ضوابط لرزه ای دقیقی برای ساخت نیروگاه های انرژی هسته ای در قسمت هایی از ایالات متحده وضع گردید؛ همچنین ضوابط مشابهی در اکثر مناطق پیشرفته دنیا اعمال می شود [۱].

در هر صورت، علاوه بر آن، واضح است که طراحی اقتصادی و جذاب سازه ها که آنها را قادر سازد به طور موفق نیروهای القا شده توسط یک حرکت شدید زمین را تحمل نمایند، یک چالش در مهندسی سازه، هنر و علم است.

زمین لرزه یکی از مخرب ترین حوادث و مخاطرات طبیعی است که بشر همواره در طول حیات خود با آن مواجه بوده است. از آنجا که زلزله می تواند ظرف چند ثانیه تمامی تلاشها و سرمایه گذاری های

چندین ساله را نابود سازد، بی توجهی نسبت به امر پیشگیری و مقابله با این خسارات جانی و مالی، یکی از موانع توسعه یافتگی کشورهای در معرض خطر زمین لرزه محسوب می گردد. لذا چاره اندیشی برای کاهش میزان خسارات و صدمات و کسب آمادگی های لازم در این زمینه باید مورد توجه سیاست گذاران، برنامه ریزان و مدیران جامعه قرار گیرد. این معضل در کشور ما با توجه به قرارگیری در منطقه با خطر لرزه خیزی زیاد، حائز اهمیت ویژه ای می باشد.

زلزله های شدید هر ساله موجب خسارتهای مالی و جانی بسیار می شوند در سالهای اخیر، مطالعات زیادی در مورد این مساله انجام شده تا بتوان جلوی خرابی و مرگ و میر ناشی از زلزله را گرفت. در حال حاضر با توجه به سطح دانش و تکنولوژی موجود، ایمن سازی ساختمانها با صرف هزینه نسبتاً کم، قابل حصول است. صرف این هزینه ها در مقایسه با اهمیت حفظ جان انسانها در هنگام وقوع زلزله های شدید، بسیار ناچیز به نظر می رسد و عدم توجه کافی نسبت به این مساله به هیچ وجه قابل توجیه نمی باشد.

باید توجه داشت که نه می توان از وقوع زمین لرزه جلوگیری کرد و نه می توان مکان و زمان وقوع و بزرگی و شدت آن را دقیقاً پیش بینی نمود. بنابراین تنها راه منطقی برای کاهش خطرات و ایمن ماندن از خسارات جانی و مالی ناشی از زلزله، طراحی سازه های مقاوم در برابر زلزله و بهسازی لرزه ای می باشد.

در طول دهه گذشته پیشرفتهای زیادی در روشهای تحلیل سازه ها و بررسی عملکرد آنها به وجود آمده است. همچنین پیشرفت تکنولوژی و علوم کامپیوتر، باعث شده است تا دیگر جایی برای موانعی نظیر زمان بر بودن تحلیل و ذخیره نمودن حجم زیاد اطلاعات وجود نداشته باشد و در سالهای اخیر همزمان با پیشرفت فناوری های مرتبط با محاسبات سازه و افزایش قابل توجه دانش و تجربه در مورد رفتار لرزه ای سازه ها، روش های متنوعی برای ارزیابی و طراحی لرزه ای سازه ها پیشنهاد شده است [۲].

روشهایی مانند تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی در حالات خطی و غیرخطی جایگاه ویژه ای یافته اند. با این حال مسائلی نظیر نحوه انتخاب رکوردها و تنوع خروجی ها و پیچیده بودن نتایج آنها، کماکان دلایلی برای استفاده از روشهای ساده تر می باشد.

۱-۲ شریانهای حیاتی^۱

در ادبیات مهندسی به سیستم های حمل و نقلی مانند راه، جاده، خطوط راه آهن، پل ها، تونل ها و سیستم های انتقال انرژی مانند خطوط لوله گاز، نفت، آب و فاضلاب و برق و سیستم های ارتباطی مانند تلفن و مخابرات و اینترنت، شریان های حیاتی جامعه گفته می شود. از لحاظ مهندسی، وجه تمایز این سیستم ها، داشتن طولی زیاد در مقایسه با عرض و احداث آنها در امتداد و موازات سطح زمین است. سازه هایی که زندگی شهری به آنها وابستگی زیادی داشته باشد، جزء شریانهای حیاتی محسوب می شوند. پیشرفت وسیع جامعه و پیچیدگی پارامترهای مهندسی و وابستگی آنها به یکدیگر از یکسو و نیاز مبرم حیات شهری به این شریان های حیاتی، بخصوص در لحظات بحران نظیر زلزله و سیل از سوی دیگر، اهمیت ویژه ای را برای این خطوط یا شریان های حیاتی بوجود آورده است. حساسیت و اهمیت شریانهای حیاتی در زلزله های متعدد، سیل، سونامی، طوفان، برف و غیره بر کسی پوشیده نیست. در واقع نجات جان انسانها و کاهش خسارات مالی و برگشت به زندگی عادی و سرویس دهی جامعه به این شریانهای حیاتی وابستگی جدی دارد.

این سیستم ها نه تنها باید در برابر هر عاملی مقاوم باشند، بلکه باید در شرایط اضطراری مانند زمان بعد از زلزله که وظیفه دسترسی و کمک رسانی به آسیب دیدگان را نیز به عهده دارند، قابل بهره برداری باقی بمانند و همچنین باید در زلزله های بعدی با تعمیرات جزئی قابل استفاده در آیند. به علت وابستگی شریان های حیاتی، در صورت آسیب دیدگی یکی از آنها، دیگر شریانهای حیاتی وابسته و مرتبط از کار

¹ Life lines

افتاده و متعاقباً ممکن است تشدید عوامل دیگر از قبیل قطع ارتباطات، اختلال در حمل و نقل، توسعه آتش سوزی ها و انفجارها و غیره را بدنبال داشته و فعالیت سیستم شهری مختل گردد. [۱].

۳-۱ عدم قطعیت زلزله

تصور اینکه آیین نامه زلزله، یعنی پاسخ همه چیزها در باب طراحی سازه پایدار در برابر زلزله، ناصحیح است. این توهم ناشی از تداول آیین نامه ها و اعتبار عامی است که به عنوان تنها مبنای مشترک برای طراحی و اجرای ساختمان های متعارف به آنها اعطا شده است.

اثر زلزله و پاسخ سازه به آن هنوز بطور تمام و کمال شناخته نیست و معلومات اندکی که تا بحال در این زمینه ها حاصل شده با مجهولات زیادی احاطه شده و آیین نامه ها از آن میان فقط جنبه هایی را گزینش و پیشنهاد می کنند که اجماع و اتفاق نظر بیشتری بر سر آنهاست، نه آنکه قطعیت یافته باشند.

تدوین کنندگان آیین نامه از یکسو با عدم قطعیت های متعددی در زمینه طرز بروز و عمل زلزله، رفتار سازه در مقابل بارهای وارده، انطباق کامل روابط ساده شده و ریاضی دینامیک سازه با واقعیت عمل سازه، نقص عناصر غیر سازه ای، تاثیر نوع پی و عوامل ژئو تکنیکی، ناپایداری های زمین، روانگرایی لغزش لایه ها و بالاخره حدود ایمنی معقول، مواجه اند و از سوی دیگر موظفاند راه حلهای مشخص و کاربردی را برای طراحی و اجرای سازه ها ارائه نمایند. به همین جهت مجبورند مادام که شکاف فوق با پیشرفت دانش پر نشده است با توسل به احتمالات و فرضیات ساده کننده، از روی این گسستگی ها بجهند.

بنابراین معلوم است که استفاده از آیین نامه ها بدون عنایت به محدودیت های فوق و بدون داشتن دیدی جامع نسبت به معیارهای طراحی در مقابل زلزله و اطلاع از مبانی مهندسی زلزله و بکارگیری قضاوت مهندسی تا چه حد می تواند بدور از احتیاط های علمی باشد [۲].

۴-۱ معیار طرح سازه ها

طرح سازه ها و تاسیسات به گونه ای که در برابر زمین لرزه ها پایدار باشند، مسائلی را پیش می نهد که با آنچه در طراحی برای بارهای متعارف با آنها مواجه می شویم، متفاوت است. بارهای وارده عادی، در طول عمر سازه ها به فراوانی ظاهر شده و تاثیر می گذارند، از اینرو انباشت تجربه درمورد آنها سریع است. بدین سبب آیین نامه های سازه ای و استانداردهای کاربردی، در پرداختن به بارهایی از این نوع، به سرعت کامل تر شده و موفق عمل می کنند.

اما در مقابل، حتی در لرزه خیزترین منطقه های جهان نیز، وقوع یک زلزله بسیار شدید در یک ساختگاه معین، پیشامدی نادر است و بسیاری از سازه ها، در طول عمر مفید خود چنین زلزله ای را تجربه نمی کنند. خاصیت تصادفی بودن چنین بارگذاری شدیدی، بر فرایند طراحی مقاوم در برابر زلزله موثر است.

تاثیر نخست اینکه خاصیت تصادفی بودن زلزله های شدید، موجب شکل گیری این دیدگاه می شود که گویا می توان به سادگی از مسئله چشم پوشید. چنان که هرچند تکنولوژی ساخت قدمتی دیرینه دارد و نیز آسیب زلزله ها در اسناد تاریخی گزارش شده است با این همه، پیش بینی مقررات لرزه ای در آیین نامه ها و پژوهش در مهندسی زلزله تنها از قرن بیستم آغاز شد. زلزله مخرب لانگ بیچ در ایالات متحده در سال ۱۹۳۳ سبب شد تا برای نخستین بار بگونه ای کارآمد، مقررات طرح لرزه ای در آیین نامه های سازه ای گنجانده شود.

و تاثیر دوم اینکه روند کسب تجربه طراحی مقاوم در برابر زلزله به کندی صورت می گیرد.

در چنین شرایطی بررسی آسیبهای زمین لرزه های گذشته و درس آموزی از آنها، امری ضروری است.

از نظر اقتصادی، طرح سازه به گونه ای که بتواند در برابر شدیدترین زمین لرزه ممکن پایداری کند و آسیبی نبیند، مقرون به صرفه نیست؛ زیرا بیشتر سازه ها هرگز شاهد چنین رویداد لرزه ای نخواهند بود.

فلسفه و معیار طرح در آیین نامه های ساختمانی این است که سازه در برابر لرزه های متوسط، بی آنکه آسیبی ببیند، پایداری کند اما در صورت وقوع زمین لرزه شدید، آسیب سازه ای، به شرط آنکه موجب خطر جانی نگردد، پذیرفتنی است. بدین صورت در زمین لرزه های شدید، آیین نامه ها در اندیشه حفظ جان استفاده کنندگان از سازه اند، نه حفظ سرمایه مالک آن. این فلسفه آیین نامه در مورد بارهای بزرگ اما کمیاب دیگر، مانند بادهای سخت نیز رعایت می شود. اما همانطور که واضح است در طراحی سازه های خاص همچون ساختمان های بلند، سدها، پل های با دهانه بلند، نیروگاه ها، پالایشگاه های نفت، سازه های دریایی عظیم و چنین پروژه های پیچیده و پرهزینه ای، هر دو عامل ایمنی و هزینه دارای اهمیت ویژه ای است [۳].

۵-۱ بررسی آیین نامه های موجود

تجربیات حاصل از زلزله های گذشته که در گزارشات علمی، مقالات بیشمار ارائه شده در همایشهای بین المللی و مجلات علمی منتشر شده و با سرعت قابل توجهی رو به افزایش است، نشان داده است که پلهای ساخته شده بر اساس آیین نامه های قدیمی، بویژه از ناحیه زیر سازه، در برابر زلزله آسیب پذیرند. در حقیقت، وقایع زمین لرزه های گذشته حاوی درسها و اطلاعات بسیار مهمی بوده اند که نباید از آنها صرف نظر کرد و همواره باید از آنها در توسعه دستورالعمل ها و آیین نامه های لرزه ای استفاده نمود. به عنوان مثال، در سال ۱۹۷۱، زلزله سان فرناندو باعث بروز خسارت قابل توجهی شد و وجود کاستی های بسیاری زیادی را در آیین نامه های طراحی آشکار نمود [۳].

۶-۱ شتابنگاشت حرکت زمین

زلزله های طراحی معمولاً برحسب طیف های طراحی در آیین نامه ها مشخص می شوند. با فرض سیستم های سازه ای خطی، این طیف ها را می توان برای حصول ترازهای ماکزیمم پاسخ مربوطه در طی تحلیل استاندارد مودی بکار برد. اما در خیلی از حالات، برای تعیین پاسخ های بحرانی، باید تحلیل

تاریخچه زمانی انجام شود؛ به عنوان مثال، تحت شرایط ماکزیمم زلزله محتمل، اکثر سازه ها متحمل خسارت می شوند که این به این معنی است که چنین سازه هایی رفتار غیر خطی از خود نشان می دهند؛ لذا رویکرد تحلیل مودی خطی بکار نمی آید و ممکن است نیاز به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی باشد. یکی از این حالات، پیچیدگی در هندسه سازه است که منجر به بروز مشکلاتی در ترکیب سهم مودها در پاسخ می شود. لذا طراحی نهایی بسیاری از سازه های مهم مانند نیروگاه های هسته ای، سدها، سازه های بلند، پل های معلق، بر پایه آنالیز تاریخچه زمانی خطی و یا غیر خطی صورت می گیرد؛ برای انجام این گونه تحلیل ها نیاز به شتاب نگاشت های حرکت زمین در ساختگاه سازه می باشد.

باتوجه به نیاز به شتاب نگاشت ها، در موارد عدم دسترسی، یک راه یافتن مکانی با شرایطی مشابه با شرایط فیزیکی منطقه ی مورد نظر برای طراحی سازه است، تا بتوان از شتاب نگاشت های ثبت شده در آن مناطق به طور مستقیم استفاده نمود، البته یافتن چنین نواحی عملاً کار دشواری است، باتوجه به خصوصیت منحصر به فرد نیروهای زلزله در طراحی سازه ها، که هیچ گاه دو زلزله مشابه با هم وجود ندارد، استفاده از این روش هم دشواری و مشکلات خاص خود را دارد.

اطلاعات اساسی در مورد ویژگی های حرکت زلزله ها که می تواند برای مقاصد مهندسی زلزله مورد استفاده قرار گیرد، تا زمان توسعه اولین شتابنگارهای ثبت حرکت قوی و نصب شبکه ای از این وسایل اندازه گیری به وسیله موسسه نقشه برداری ژئودتیک ساحلی ایالات متحده¹، در دسترس قرار نگرفت. سرعت جمع آوری چنین اطلاعات حاصل از وسایل اندازه گیری در سال های متمادی بسیار کند بود زیرا تعداد وسایل نصب شده خیلی محدود بود. به تدریج در ژاپن، مکزیک، اکثر نواحی فعال زلزله خیز ایالات متحده و مناطق مختلف دیگر جهان، شبکه های وسیع تری نصب گردیده و اکنون اطلاعات مهم جدید زیادی حاصل شده است. با این وجود، متأسفانه توزیع وسایل اندازه گیری هنوز خیلی محدود است و تهیه

¹ United States Coast and Geodetic Survey

نگاشت حرکت های زلزله های مخرب اکثر مناطق دنیا، انجام پذیر نیست. لذا هنوز داده های اساسی مربوط به فاکتورهایی از قبیل بزرگی، فاصله و شرایط خاک محلی، بر روی ویژگی های حرکات زلزله، نادر است [۴].

به جز نواحی خاصی از جهان که در آنها شتاب نگاشت های ثبت شده مناسبی وجود دارد، در سایر نقاط برای انجام تحلیل دینامیکی، می توان از شتاب نگاشت های مصنوعی استفاده نمود. برای تولید شتاب نگاشت مصنوعی از گذشته تاکنون روشهای مختلفی ارائه شده است. با توجه به اینکه طبیعت شتاب نگاشت ها دارای دوحوزه زمان و فرکانس هستند، می توان تولید شتاب نگاشت ها را با توجه به حوزه ی استفاده شده در فرایند تولید آنها، به سه شاخه کلی تقسیم نمود، که عبارتند از:

(۱) روشهای حوزه زمان، از قبیل نویز سفید فیلتر شده، فیلتر کانای- تاجیمی.

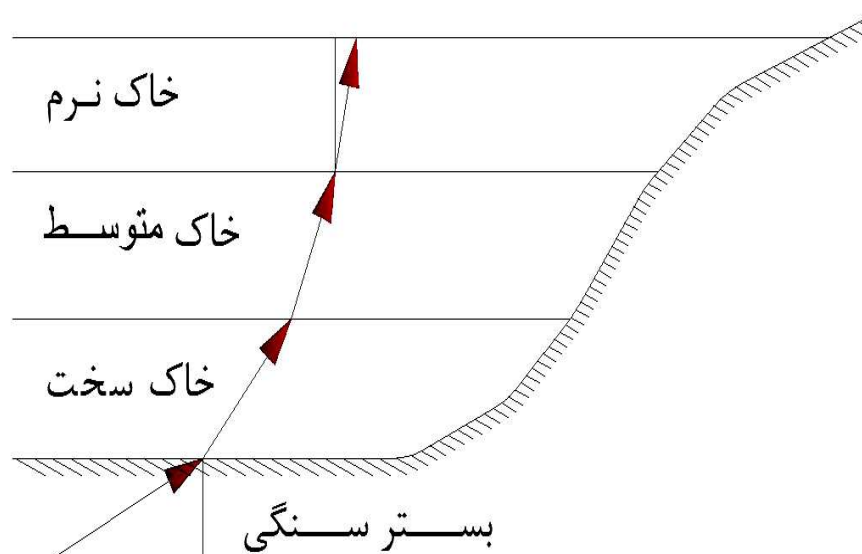
(۲) روش های حوزه فرکانس، که در آنها محتوای فرکانسی مبنای مشابه سازی است، از قبیل روی هم گذاری موجهای سینوسی که با فازهای تصادفی تولید می شود.

(۳) روش حوزه زمان- فرکانس، که مهمترین آن استفاده از تبدیل موجک در تولید شتاب نگاشت ها است.

برای اینکه شتاب نگاشت های مصنوعی، پارامترهای لرزه ای معقول و نزدیک به واقعیت داشته باشند، استفاده از شتاب نگاشت های واقعی و اصلاح آنها توصیه شده است. این اصلاح از طریق همساز کردن طیف پاسخ شتاب نگاشت واقعی با طیف طرح آئین نامه صورت می گیرد. به بیان دیگر، از آنجاییکه حرکت زمین میدان- آزاد معمولاً بر حسب طیف های طراحی هموار مشخص می شوند، شتابنگاشت هایی که برای تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بکار می روند باید با این طیف ها همخوانی و سازگاری داشته باشند [۵].

۷-۱ تاثیر نوع خاک بر امواج زلزله

امواج زلزله در هنگام عبور از لایه های مختلف خاک، منعکس و منکسر می شوند و در هنگام ورود به لایه نرم تر، امتداد آن به محور قائم نزدیک تر می شود (شکل ۱-۱). از سویی دیگر، هنگامی که موج از لایه سنگی به لایه نرم وارد می شود، دامنه ارتعاش آن، افزایش می یابد؛ به همین دلیل معمولاً ضریب زلزله برای خاک های نرم، بیش از زمین سفت در نظر گرفته می شود. مطالعات نشان می دهند که این افزایش به تدریج در مسیر عبور موج از بستر سنگی به سطح زمین صورت می گیرد. تجربه نشان می دهد که آسیب های سازه ای در زمین های نرم آبرفتی می تواند شدیدتر باشد؛ مثلاً در زلزله میاگیکن^۱ ۱۹۷۸ ژاپن، خسارت سازه ای در نقاط روی زمین نرم دور از مرکز زلزله، بیش از مرکز زلزله بوده است. البته این اثر به نوع سازه، زمان تناوب آن و فاصله آن تا مرکز زلزله نیز بستگی دارد [۶].



شکل ۱-۱ تغییر مسیر امواج زلزله هنگام عبور از بستر سنگی به لایه نرم فوقانی

^۱ Miyagiken

۸-۱ مروری بر کارهای پیشین

محققان زیادی به مطالعه اثرات غیرهمزمانی تحریک تکیه گاه ها روی پل های معلق با استفاده از رویکرد محتوای فرکانسی و محتوای زمانی پرداختند [۷].

Bogdonoff در سال ۱۹۶۵ برای اولین بار به این نتیجه رسید که حرکت های متفاوت تکیه گاهی در پاسخ سازه اثر مهمی داشته و در بیشتر موارد باعث می شوند که نیروهای داخلی سازه افزایش یابند. وی تاثیر تاخیر زمانی دریافت امواج زلزله در پاسخ سازه ها بررسی کرده و مبانی نظری تحریک متفاوت تکیه گاهی را بدست آورد.

در سال ۱۹۸۷، Nazmy و Garevsky لزوم در نظر گرفتن چند تکیه گاهی و اثرات گذر امواج لرزه ای را در تحلیل پاسخ دینامیکی پلهای با دهانه بلند را به اثبات رساندند. [۷].

در سال ۱۹۸۹، Rubin و Abdel-Ghaffar به تحلیل پلهای با دهانه بلند تحت تحریک چند تکیه-گاهی و به روش تغییرات تصادفی پرداختند [۷].

Harichandran پل معلق «گلدن گیت» را تحت تحریک متفاوت تکیه گاه مورد بررسی قرار داد و نتیجه گرفت که بطور کل، کاربرد تحریک های یکسان برای چنین پلهایی با دهانه بلند، غیر قابل قبول است [۷].

Saxena تغییرات فضایی حرکت های لرزه ای زمین را مورد بررسی قرار داده و با در نظر گرفتن این تغییرات، نیاز نرمی یک پل را با انجام تحلیل دینامیکی روی آن مورد بررسی قرار داد [۸].

هرچند بیشتر تحقیقات انجام شده در زمینه تحریک متفاوت تکیه گاه ها، روی پاسخ پل های معلق^۱ متمرکز شده است؛ اما سیستم های سازه ای بزرگ دیگر مانند سدها، نیروگاه ها و شریان های حیاتی نیز مورد توجه قرار گرفته اند.

محققانی چون Calciati et al، Dumanoglu and severn، Priscu et al، Haroun and Abdel-

Hafiz و Lee and Penzien به بررسی اثر تحریک غیرهمزمان پایه روی پاسخ سدها پرداختند. [۷].

با اینکه مدتهاست اهمیت تحریک غیر یکسان تکیه گاه روی پاسخ سازه ای ثابت شده است، اما تعریف مناسب از حرکت زمین در مسافت های کوتاه مانند فاصله میان پایه های پل، همواره امری مسئله ساز بوده است.

Harichandran & Vanmark مطالعه ای مقدماتی روی شتابنگاشت های آرایه های SMART-1

انجام داده اند [۹]. آنها حرکت زمین را بصورت یک فرآیند تصادفی تحت بررسی قرار دادند و یک معادله

طیفی را برای استفاده در تحلیل طیفی مسائل تحریک متفاوت تکیه گاه بدست آوردند. به عنوان یک

مثال عملی، Harichandran & Wang اثر یک موج عبوری از تکیه گاه های یک تیر با تکیه گاه ساده را

مورد بررسی قرار داده اند. [۱۰]. در سال ۱۹۹۲، Nazmy & Abdel-Ghaffar تحلیل دینامیکی یک پل

کابلی را تحت تحریک غیریکنواخت زمین انجام دادند [۱۱]. آنها چهار شتابنگاشت متفاوت زلزله ال

سنتر و ثبت شده در موقعیت های متفاوت پایه های مختلف پل را مورد استفاده قرار دادند. در همان سال،

Der Kuireghian و Neuenhofer یک روش طیفی جدید را برای تحلیل سیستم های چند درجه آزادی

تحت تحریک متفاوت تکیه گاه، ارائه کردند. در این روش، تغییرات حرکت زمین در نتیجه عبور موج،

کاهش همبستگی با فاصله و تغییرات شرایط خاک محلی، در نظر گرفته شده است [۱۲].

¹ Suspension bridge

۹-۱ اهداف پایان نامه

اهداف انجام این تحقیق عبارتند از:

- مقایسه تاریخچه های حرکت زمین در نقاط مختلف در مسیر انتشار امواج زلزله، و نیز بررسی عوامل موثر بر تفاوت های حرکت زمین در این نقاط.
- بررسی ملاک آیین نامه در تایید و مقیاس نمودن شتابنگاشت های تولید شده.
- نحوه اعمال تاریخچه های حرکت متفاوت زمین به تکیه گاه های یک سازه (تحریک متفاوت تکیه گاه ها) در محیط نرم افزار SAP2000؛ با توجه به اینکه در حال حاضر معمولاً در دفاتر مهندسی، تحلیل و طراحی پل ها با استفاده از این نرم افزار انجام می شود.
- مقایسه نتایج تحلیل و پاسخ های سازه پل در دو حالت تحریک یکسان و متفاوت تکیه گاه ها و بررسی ضرورت در نظر گرفتن تحریک متفاوت تکیه گاه ها در فواصل مختلف بین پایه های پل.

۱۰-۱ ساختار پایان نامه

این پایان نامه در شش فصل تدوین شده است.

- فصل اول: در این فصل معیارهای طراحی لرزه ای سازه ها، چگونگی شتابنگاشت های حرکت زمین، اهداف تحقیق و مقدمه ای بر کارهای انجام شده، بیان شده است.
- فصل دوم: در این فصل به تعریف فرآیندهای تصادفی و پارامترهای مربوط به آن پرداخته شده است.
- فصل سوم: در این فصل پس از تعریف تحریک متفاوت تکیه گاهی و ارائه تئوری آن، به بررسی عوامل موثر بر ایجاد تفاوت در تحریک تکیه گاه ها و نحوه تولید شتابنگاشت با استفاده از شبیه سازی میدان های تصادفی غیر ایستا پرداخته شده و در انتها چگونگی نمونه ای از محدود آزمایش های تجربی انجام شده در زمینه تحریک متفاوت تکیه گاه ها، بیان شده است.

فصل چهارم: در این فصل طیف پاسخ و نحوه تعیین آن بیان شده است.

فصل پنجم: این فصل شامل مثال کاربردی به منظور استفاده از مباحث و تئوری های ذکر شده در فصل های قبل، روی مدل های واقعی سازه پل و بررسی و مقایسه خروجی های حاصل از تحلیل های مختلف این مدل ها می باشد.

فصل ششم: نتایج حاصل شده در این پایان نامه و پیشنهادهایی در رابطه با تحقیقات آتی پیرامون این موضوع، در فصل ششم آورده شده است.

فصل دوم

فرآیندهای تصادفی

۱-۲ مقدمه

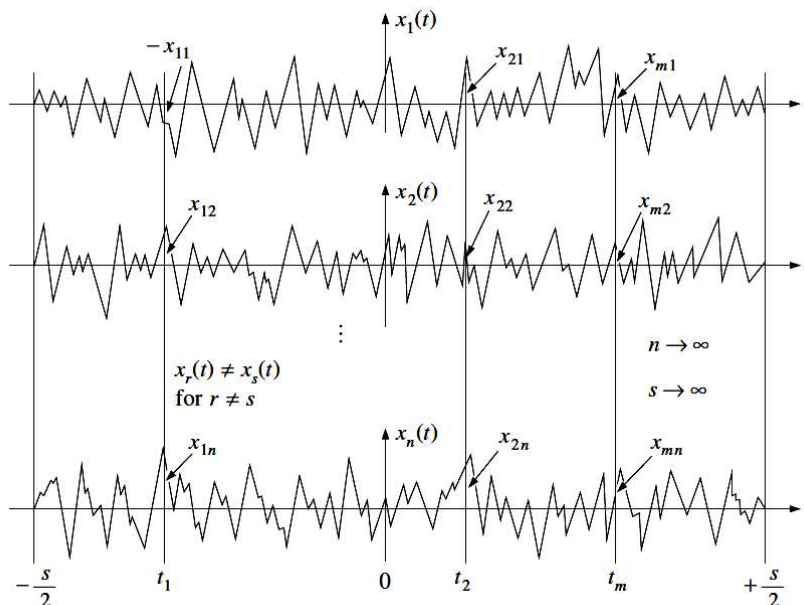
در بسیاری از پدیده های فیزیکی، وضعیت سیستم های مکانیکی به گونه ای است که در طول عمر مفید خود تحت اثر محرک های تصادفی قرار می گیرند و در نتیجه، پاسخ این سیستم ها نیز یک فرآیند تصادفی و احتمالاتی خواهد بود. نظر به اینکه فرآیند پاسخ، یک فرآیند متعین^۱ نیست، بنابراین برای تحلیل سیستم های یاد شده نیاز به استفاده از تحلیل های احتمالاتی و یا ارتعاشات تصادفی^۲ است. انگیزه اولیه و اصلی تحلیل احتمالاتی برای تعیین پاسخ های سازه الاستیک تحت اثر بارهای تصادفی، بعلاوه توسعه موتورهای بزرگ جت که تحت اثر فشارهای تصادفی با شدت زیاد قرار می گیرند، به وجود آمد؛ ولی پس از آن، کاربرد ارتعاشات تصادفی در حوزه های دیگر مهندسی از جمله مهندسی زلزله نیز توسعه یافت [۵].

۲-۲ تعریف فرآیندهای تصادفی

یک فرآیند تصادفی عبارت است از یک گروه یا مجموعه ای از n متغیر تصادفی غیرمستقل مربوط به یک پدیده مشابه که ممکن است تابعی از یک یا چند متغیر مستقل باشد. به عنوان مثال فرض کنید n شتابنگار بر روی شاسی n خودرو نصب شده باشد تا شتاب عمودی این خودروها را هنگامی که بر روی یک جاده ناهموار روستایی حرکت می کنند، ثبت کنند. نگاشت های ثبت شده این شتابنگارها $x_i(t)$, $i=1,2,\dots,n$ که توابعی از یک متغیر مستقل مثلاً t هستند، ممکن است به شکل ترسیمه های موجی نشان داده شده در شکل (۱-۲) به نظر آیند. در چنین فرآیندی هر ترسیمه، متفاوت از مجموعه دیگر است، یعنی $x_r(t) \neq x_s(t)$ برای $r \neq s$.

¹ Deterministic

² Random vibration



شکل ۲-۱ فرآیند تصادفی (یک متغیر مستقل) [۴]

تعداد لازم اعضا مجموعه (n) ، برای توصیف یک فرآیند تصادفی بستگی به نوع فرآیند و دقت مورد نیاز دارد. اگر بنا شود که توابع چگالی احتمال به طریق آماری توسط مقادیر نمونه متغیرهای تصادفی در عرض مجموعه تعیین شوند، تنها وقتی نتایج دقیق حاصل می شود که در حالت حدی، n نامحدود شود. با این وجود، در عمل با استفاده از تعداد محدودی اعضا، دقت لازم تامین می شود [۴].

در مثال فوق، زمان t متغیر مستقل است؛ اما در حالت کلی متغیر مستقل می تواند هر کمیتی باشد؛ هرچه تعداد متغیرهای مستقل یک فرآیند تصادفی بیشتر باشد توصیف فرآیند مشکل تر خواهد بود.

۲-۳ فرآیندهای ایستا^۱

فرآیندهای آماری بطور کلی دارای تابع چگالی احتمال، میانگین، انحراف معیار و همبستگی تابع زمان هستند و به ابتدا و انتهای محدوده زمانی مورد بررسی، بستگی دارند. در بسیاری از مسائل مهندسی در محدوده موردنظر، ممکن است پارامترهای یاد شده، نسبت به زمان حساسیت زیادی نداشته باشند؛ یا

¹ Stationary

اینکه مجموعه فرآیند دارای این خاصیت باشد. به این فرآیندها، ایستا یا مانا می گویند. بنا به تعریف اگر چگالی احتمال فرآیندی که با استفاده از مجموعه فرآیندهای مختلف بدست می آید، به زمان مطلق بستگی نداشته باشد آن فرآیند را ایستا می نامند. بنابراین می توان نوشت:

$$P_x(x_1, t_1; x_2, t_2) = P_x(x_1, t_1 + a; x_2, t_2 + a) \quad (1-2)$$

و

$$P_x(x_1, t_1; \dots; x_n, t_n) = P_x(x_1, t_1 + a; \dots; x_n, t_n + a) \quad (2-2)$$

همچنین میانگین مجموعه نیز مستقل از زمان می باشد؛ در نتیجه پارامترهای σ^2 (واریانس) و $E[x]$ (مقدار متوسط) نیز مستقل از زمان خواهند بود:

$$E[x] = \int_{-\infty}^{+\infty} x.P_x(x, t)dx = CONSTANT \quad (3-2)$$

باید توجه داشت که عبارت «ایستا» به تابع توزیع احتمال اطلاق شده و به خود نمونه ها اطلاق نمی گردد. چون کلیه فرآیندهای تصادفی مهندسی، باید یک پایانی داشته باشند؛ در نتیجه آنها در واقع یک فرآیند ایستا نیستند. ولی برای مفاهیم عملی، اغلب می توان فرض نمود که فرآیند برای اکثر زمان های مدت عمرش، ایستا است [۵].

۲-۴ فرآیندهای ارگودیک^۱

یکی از ساده سازی های مهم دیگر که در مورد فرآیندهای تصادفی صورت می گیرد، تعریف فرآیند ارگودیک است. یک فرآیند ایستا، هنگامی فرآیند ارگودیک نامیده می شود که علاوه بر خواصی که در بالا ذکر شد، میانگین مجموعه فرآیندها در هر زمان، مساوی با میانگین هر یک از نمونه ها در طول مدت زمان نمونه گیری باشد. اگر تابع میانگین و تابع خود همبستگی را بصورت زیر در نظر بگیریم :

¹ Ergodic

$$\mu = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t) dt \quad (۴-۲)$$

$$R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T x(t+\tau) x(t) dt \quad (۵-۲)$$

در یک فرآیند ارگودیک لازم است :

$$\mu = \mu_x = E[X(t)] \quad (۶-۲)$$

$$R(\tau) = R_{xx}(\tau) = E[X(t)X(t+\tau)] \quad (۷-۲)$$

بنابراین هر یک از این فرآیندها، نماینده خوبی از مجموعه فرآیند می باشد. همچنین باید توجه داشت

که هر فرآیند ارگودیک، فرآیندی ایستا است [۵].

۲-۵ تابع خودهمبستگی

تابع خودهمبستگی فرآیند ایستای $x(t)$ برابر با مقدار متوسط مجموعه حاصلضرب های $x(t+\tau)$ و

$x(t)$ است که با $E[x(t)x(t+\tau)]$ نشان داده می شود:

$$R_x(t, \tau) = E[X(t)X(t+\tau)] \quad (۸-۲)$$

همبستگی دو متغیر ایستا که متعلق به یک نمونه فرآیند نباشند یا به بیان دیگر، همبستگی بین دو

فرآیند متفاوت را همبستگی متقاطع می نامند. تابع همبستگی متقاطع برای فرآیندهای ایستای

یکنواخت، $R_{xy}(\tau)$ برابر است با:

$$R_{xy}(\tau) = E[x(t)y(t+\tau)] \quad (۹-۲)$$

$$R_{yx}(\tau) = E[y(t)x(t+\tau)] \quad (۱۰-۲)$$

۲-۶ مدل تصادفی حرکات زمین لرزه

شناخت طبیعت تصادفی حرکات زمین لرزه، برای اولین بار در سال ۱۹۴۷ میلادی توسط Housner

صورت گرفت [۵]. بر اساس این نظریه، با داشتن تعداد زیادی زمین لرزه مربوط به یک منطقه، می توان

پارامتر تصادفی مدل را با تحلیل آماری به طور مستقیم بدست آورد. اما این روش هم اکنون کاربرد عمومی ندارد، چراکه معمولاً برای اکثر مناطق، تعداد رکوردهای ثبت شده زیادی در دسترس نمی باشد. به همین منظور، لازم است در تهیه مدل تصادفی حرکات زمین لرزه مربوط به یک منطقه خاص، دقت قابل توجهی صورت گیرد و نهایت استفاده از اطلاعات موجود مربوط به خصوصیات لرزه شناسی و زمین شناسی و شرایط ساختگاه، بعمل آید.

فرض کنید $Z_i(t)$, $i=1,2,3$ نمایشگر سه مولفه تغییرمکانی حرکت زمین در یک نقطه باشند. در این حالت، هر یک از مولفه های شتاب زمین را می توان به صورت زیر بیان نمود :

$$\ddot{Z}_i = \begin{cases} A_i(t) \cdot \ddot{Y}_i(t) & 0 \leq t \leq T \quad i=1,2,3 \\ 0 & \text{Other} \end{cases} \quad (11-2)$$

که در آن $A_i(t)$ برای توابع تصادفی زمانی با تغییرات کند می باشد که تابع پوشش (Envelope function) نامیده می شود. $Y(t)$ اجزای فرآیند تصادفی ایستا و T مدت زمان دوام حرکت است. بنابراین هر مولفه شتاب زمین، نمودار یک فرآیند تصادفی غیرایستا است.

سه مدل پایه، با اصلاحات و تغییرات جزئی جهت مدلسازی شتاب زمین موجود است که عبارتند از:

۱- طیف سفید (White noise)

۲- فرآیند ایستا (Stationary process)

۳- فرآیند غیرایستا (Non-stationary process)

طیف سفید، طیفی است که در تمام فرکانس های مورد نظر، فرآیند را به صورت یکنواخت تحت پوشش قرار می دهد. این طیف متناظر با نور سفید که طیف آن در محدوده قابل رویت نور، ثابت است تعریف شده است؛ از نظر فیزیکی عملاً غیرممکن است و فقط در عمل برای سهولت در محاسبات به جای طیف باند پهن استفاده می شود [۵].

اگر از سمت کوتاه شتاب اولیه و قسمت نمایی انتهایی رکورد صرف نظر شود، قسمت مرکزی شتابنگاشت ثبت شده در خاک سخت را می توان به صورت فرآیند تصادفی ایستا در نظر گرفت. مدل فرآیند ایستا، در واقع مدل بهبود یافته ای نسبت به مدل طیف سفید محسوب می شود، چراکه می تواند خصوصیات فرکانسی شتابنگاشت را نشان دهد و نیز اثرات موضعی شرایط خاک را نیز در نظر بگیرد. بنابراین قسمت بیان شده بوسیله مدل ایستا، مدل واقعی تری برای شتاب زمین لرزه است. مدل طیف پیشنهاد شده ایستای کانای-تاجیمی^۱ که با عبور طیف سفید از یک فیلتر خاک بدست آمد و عموماً برای بیان چگالی طیفی شتاب زلزله مورد استفاده قرار می گیرد :

$$S_j(\omega) = S_{0j} \left[\frac{1 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2}{\left\{ 1 - \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2 \right\}^2 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2} \right] \quad j = 1, 2, 3 \quad (12-2)$$

در رابطه فوق، S_{0j} دامنه تحریک طیف سفید سنگ بستر و ω_{gj} و ξ_{gj} پارامترهای فیلتر کانای تاجیمی هستند که به ترتیب بیانگر فرکانس و ضریب میرایی فیلتر خاک می باشند [۱۳].
یک نقص فرمول بالا این است که طیف حاصله از آن اختلاف نامحدودی را برای سرعت و جابجایی زمین ایجاد می کند.

برای هر فرآیند ایستا، چگالی طیفی توان سرعت $S_v(\omega)$ و جابجایی $S_d(\omega)$ بصورت زیر با چگالی طیفی توان شتاب مرتبط اند:

$$S_v(\omega) = \frac{1}{\omega^2} S_a(\omega); \quad S_d(\omega) = \frac{1}{\omega^4} S_a(\omega) \quad (13-2)$$

^۱ Kannai-Tajimi

همانطور که در دو رابطه اخیر واضح است، هنگامیکه فرکانس به سمت صفر میل کند ($\omega \rightarrow 0$)، طیف سرعت و جابجایی کانای-تاجیمی تعریف نشده هستند. جهت رفع این نقص، کلاف و پنزین^۱ طیف کانای تاجیمی را از یک فیلتر دیگر با پارامترهای فرکانس ω_{fj} و ضریب میرایی ξ_{fj} عبور داده و طیف توان شتاب زمین را بصورت زیر تعریف کردند [۴]:

$$S_j(\omega) = S_{0j} \cdot \left[\frac{1 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2}{\left\{ 1 - \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2 \right\}^2 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2} \right] \times \left[\frac{\left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^4}{\left\{ 1 - \left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^2 \right\}^2 + 4\xi_{fj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^2} \right] \quad j=1,2,3 \quad (۱۴-۲)$$

که واریانس محدودی را برای سرعت و جابجایی زمین، بدست می دهد.

جهت شبیه سازی حرکت های لرزه ای در شرایط مختلف خاک محلی، پارامترهای فیلتر خاک

بصورت زیر فرض می شوند :

جدول ۱-۲ پارامترهای طیف کلاف-پنزین [۱۴]

Soil Parameters	Rock or stiff soil	Deep cohesionless or firm soil	Soft to medium clay or sand
ω_g (rad/sec)	8π	5π	2.4π
ω_f (rad/sec)	0.8π	0.5π	0.24π
ξ_g	0.60	0.60	0.85
ξ_f	0.60	0.60	0.85

^۱ Clough and Penzien

۷-۲ همبستگی^۱

همبستگی حرکت های لرزه ای، از طیف عبوری هموار شده^۲ حرکت های میان دو نقطه z و k تعیین می شود [۱۴]، که نسبت به طیف توان متناظر همپایه^۳ شده اند:

$$\gamma_{jk}(\omega) = \frac{S_{jk}(\omega)}{\sqrt{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)}} \quad (15-2)$$

در این رابطه، برای اختصار اندیس n فرکانس، نوشته نشده است. $|\gamma_{jk}(\omega)|$ بیانگر حداکثر همبستگی میان تاریخچه شتاب در نقطه های z و k می باشد. $|\gamma_{jk}(\omega)|^2$ همبستگی نامیده می شود:

$$|\gamma_{jk}(\omega)|^2 = \frac{|S_{jk}(\omega)|^2}{S_{jj}(\omega)S_{kk}(\omega)} \quad (16-2)$$

معمولاً همبستگی بصورت زیر بیان می شود:

$$\gamma_{jk}(\omega) = |\gamma_{jk}(\omega)| \exp[i\theta_{jk}(\omega)] \quad (17-2)$$

که در آن

$$\theta_{jk}(\omega) = \tan^{-1} \left(\frac{\text{Im}[S_{jk}(\omega)]}{\text{Re}[S_{jk}(\omega)]} \right) \quad (18-2)$$

طیف فاز^۴ نامیده می شود. Re و Im به ترتیب بیانگر بخش موهومی و حقیقی عدد مختلط می باشند.

همبستگی مختلط^۵ رابطه (۱۷-۲) عبارتست از :

$$\gamma(\xi, \omega) = |\gamma(\xi, \omega)| \exp[i\theta(\xi, \omega)] \quad (19-2)$$

¹ Coherency

² Smoothed

³ Normalized

⁴ Phase spectrum

⁵ Complex coherency

که در آن اندیس های z و k برداشته شده اند. این رابطه بیانگر تغییرات همبستگی برای هر مسافت ξ میان دو نقطه روی سطح زمین است. جمله مختلط رابطه بالا، $\exp[i\theta(\xi, \omega)]$ ، بیانگر اثر عبور موج¹ می-باشد؛ یعنی تاخیر زمانی در رسیدن امواج به نقاط مختلف را لحاظ می کند. اگر سرعت انتشار امواج در امتداد خط واصل ایستگاه ها برابر c و فاصله بین ایستگا ها برابر ξ باشد خواهیم داشت:

$$\theta(\xi, \omega) = -\frac{\omega \xi}{c} \quad (2-20)$$

مقدار افت همبستگی $|\gamma(\xi, \omega)|$ ، معیاری از شباهت حرکت های لرزه ای است؛ پس انتظار می رود در فرکانس های پایین و فاصله های کوتاه ($\omega \rightarrow 0$ و $\xi \rightarrow 0$) که حرکت های زمین شبیه هم هستند، همبستگی به سمت یک و از طرف دیگر، در فرکانس های بالا و فاصله های بلند که حرکت های زمین غیرهمبسته اند، همبستگی به سمت صفر میل کند. برای تعیین $|\gamma(\xi, \omega)|$ ، روابط تجربی زیادی توسط پژوهشگران، ارائه شده است.

¹ Wave passage effect

فصل سوم

تحریر متفاوت تکیہ گاہی

۳-۱ مقدمه

با نصب مجموعه های فشرده ثبت حرکت زمین در کشورهای مختلف، اطلاعات جدید زیادی حاصل شده است و به محققین کمک می کند توزیع مکانی حرکت زمین را مشخص سازند؛ به عنوان نمونه می-توان به آرایه های SMART-1 در لوتانگ تایوان^۱ و آرایه های ال سنترو در کالیفرنیا اشاره کرد.

در حین وقوع یک زلزله، ضمن عبور امواج زلزله با سرعت محدود در دور از منبع انتشار آنها، دامنه و فرکانس حرکت های زمین تغییر می کند. امواج زلزله از میان لایه های زمین عبور می کنند، بنابراین دو نوع حرکت متفاوت به تکیه گاه های سازه القا می کنند [۷]. نوع اول به دلیل سرعت محدود انتشار امواج است که در نتیجه آن، نقاط مختلف تماس بین سازه و زمین، بسته به فاصله نسبی آنها از منبع انتشار، امواج را در زمان های متفاوتی دریافت می کنند.

نوع دوم حرکت زمین، ناشی از این واقعیت است که امواج زلزله ای که در تکیه گاه های مختلف سازه دریافت می شوند، یکنواخت نیستند و بیرون از منبع انتشار خود، دامنه و فرکانس آنها تغییر می کند.

نوع اول حرکت زمین، تحریک غیر همزمان^۲ تکیه گاهی و نوع دوم، تحریک غیر یکنواخت^۳ و مجموعه آنها تحریک متفاوت یا چندگانه تکیه گاهی نامیده می شود.

برای توضیح تفاوت میان این دو حرکت متفاوت تکیه گاهی، می توان گفت در تحریک غیر همزمان، دو نقطه تکیه گاهی متفاوت، تحت حرکت های کاملاً مشابه (در دامنه و فرکانس) اما با یک انتقال یا شیفت زمانی قرار می گیرند؛ در حالیکه در تحریک غیر یکنواخت، دو نقطه تکیه گاهی تحت نسخه تغییر یافته حرکت زمین (در دامنه و فرکانس) قرار می گیرند.

¹ Lotung, Taiwan

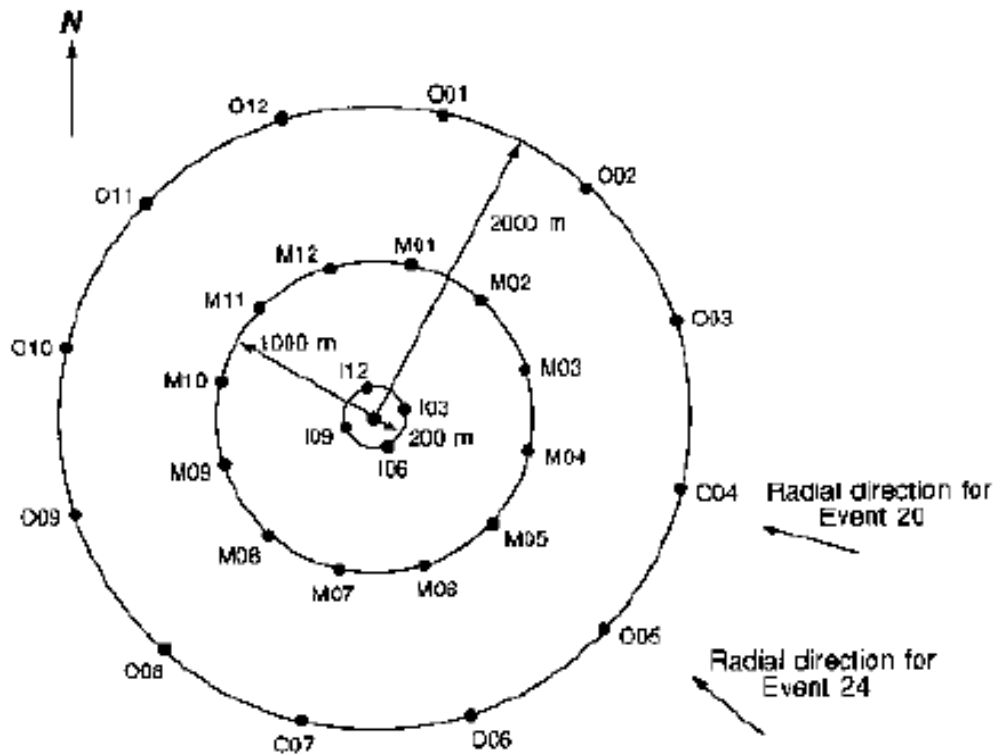
² Asynchronous

³ Non-uniform

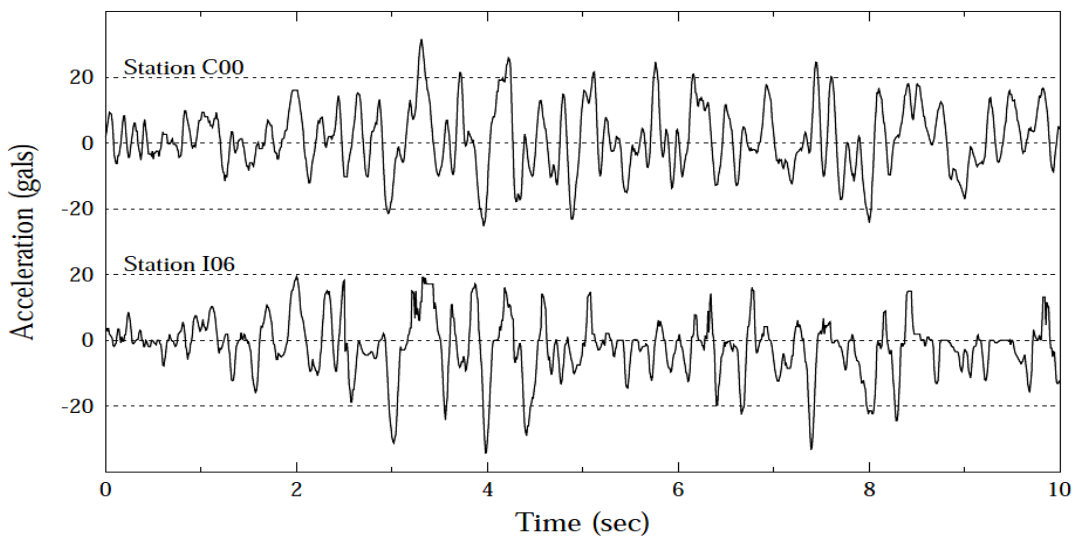
یکی از فرض‌هایی که در تحلیل لرزه ای پلها بکار برده می‌شود، اعمال حرکت یکسان بطور همزمان در تمام قسمت‌های پی سازه است. به بیان دیگر، در آنالیز دینامیکی معمولی پلها، تغییرات امواج زلزله در طول مسیر انتشار در زیر سازه در نظر گرفته نمی‌شوند و فرض می‌شود امواج دریافت شده در نقاط مختلف تکیه گاه‌های یک سازه، یکسان بوده و بطور همزمان دریافت می‌شود. اما شتابنگاشت‌های مربوط به یک زلزله که در نقاط مختلف زمین ثبت می‌شوند، به دلیل عواملی، از نظر دامنه و فرکانس باهم متفاوت بوده و ممکن است شتابنگاشت مربوط به یک زلزله که در دو محل مختلف ثبت شده اند، هیچ شباهتی با یکدیگر نداشته باشند که این تفاوت در فواصل کم شتابنگاشت‌ها نیز مشاهده شده است. شکل (۲-۳) دو شتابنگاشت ثبت شده در دو ایستگاه به فاصله ۲۰۰ متر، از آرایه‌های SMART-1 در تایوان را نشان می‌دهد [۱۵]؛ با مقایسه آنها علیرغم تشابه، تفاوت‌هایی نیز در آنها دیده می‌شود که می‌تواند در مقدار پاسخ سازه موثر باشد. البته، فرض حرکت یکسان در نقاط مختلف تکیه‌گاه‌های یک سازه مستلزم این است که اولاً تغییرات یاد شده در شتابنگاشت‌ها در نظر گرفته نشوند و ثانیاً سرعت انتشار امواج، بینهایت فرض شود.

آنالیزهای دینامیکی انجام شده براساس کنار گذاشتن این فرض‌ها، تحلیل دینامیکی با تحریک تکیه‌گاهی متفاوت یا به اختصار «تحریک چند تکیه‌گاهی»^۱ نامیده می‌شود.

¹ Multi support excitation



شکل ۱-۳ آرایه های SMART-1 در تایوان [۱۵]



شکل ۲-۳ شتابنگاشت ثبت شده در ایستگاههایی بفاصله ۲۰۰ متر از هم در آرایه های SMART-1 [۱۵]

اگر ابعاد پایه یا فنداسیون، در مقایسه با طول امواج در زمین کوچک باشد می توان از تحریرک متفاوت تکیه گاهها صرف نظر کرد. مثلاً اگر سرعت انتشار موج زلزله ای برابر ۶۰۰۰ فوت بر ثانیه باشد، طول موج آن با فرکانس ۳ هرتز، برابر ۲۰۰۰ فوت است [۴]:

$$\lambda = \frac{V}{\nu} = \frac{6000 \frac{ft}{s}}{3Hz} = 2000ft \ll 100ft \quad (1-3)$$

لذا ساختمانی با حداکثر بعد ۱۰۰ فوت (حدود ۳۰ متر) تحت حرکت یکسان ناشی از زلزله در تمام طول خود خواهد بود.

از طرف دیگر، یک پل یا سد با طولی حدود ۱۵۰۰ فوت، هنگام زلزله، در سراسر طول خود تحت حرکت های متفاوتی قرار می گیرد.

در نتیجه تحلیل دینامیکی با تحریرک چند تکیه گاهی در یک سازه گسترده و طویل مثل پل های بلند و یا خطوط لوله مدفون در خاک و یا سدهای بزرگ، می تواند نتایج متفاوتی را نسبت به آنالیز دینامیکی معمولی این سازه ها بدست دهد.

حرکت های متفاوت تکیه گاهی در پاسخ سازه ای تاثیر مهمی داشته و در بیشتر موارد باعث می شوند نیروهای داخلی یک سازه افزایش یابند. این موضوع، اولین بار توسط بوغدانف در سال ۱۹۶۵ مورد بررسی قرار گرفت [۷]. وی تاخیر زمانی دریافت امواج زلزله در پاسخ سازه ها را بررسی کرده و مبانی نظری تحریرک متفاوت تکیه گاهی را بدست آورد.

۲-۳ عوامل موثر بر تحریرک چند تکیه گاهی

عواملی که موجب ایجاد تحریرک متفاوت تکیه گاههای یک سازه می شود عبارتند از :

الف) اثر عبور موج^۲ :

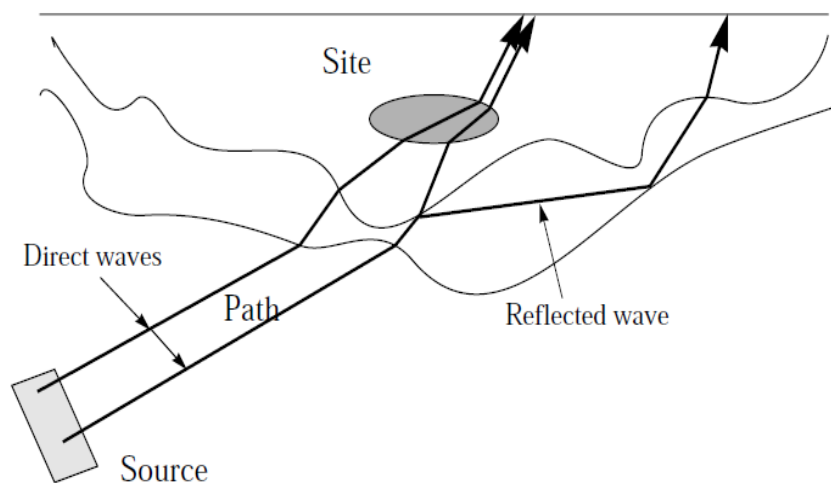
² Wave passage effect

دریافت امواج زلزله در تکیه گاه های یک سازه با تاخیر زمانی صورت می گیرد یا به بیان دیگر، امواج لرزه ای در زمانهای مختلف به ایستگاه های متفاوتی می رسند که این مساله ناشی از محدود بودن سرعت امواج سطحی است؛ به این اثر، اثر عبور موج گفته می شود؛ لذا اگر سرعت امواج را بینهایت در نظر بگیریم این اثر به صفر می رسد.

(ب) اثر غیرهمبستگی موج^۱:

امواج لرزه ای در حین عبور از لایه های خاک، در طول انتشار خود دچار انکسارها^۲ و انعکاسهای^۳ متعدد می گردند، لذا امواج دریافت شده در موقعیت های مختلف نزدیک به هم لزوماً برابر نیستند و با فاصله گرفتن از مرکز انتشار، کاهیدگی^۴ در امواج زلزله مشاهده می شود که به آن اثر غیرهمبستگی امواج لرزه ای گفته می شود.

در شکل (۳-۳)، انکسار و انعکاس امواج لرزه ای نشان داده شده است.



شکل ۳-۳ انکسار و انعکاس امواج لرزه ای

¹ Incoherence effect

² Refraction

³ Reflection

⁴ Loss of coherency

ج) اثر خاک محلی یا ساختگاه^۱ :

این اثر ناشی از تفاوت های شرایط خاک محلی در هر ایستگاه است که موجب تغییر در دامنه و فرکانس حرکت زمین می شود.

۳-۳ تئوری تحریک متفاوت تکیه گاه ها

معادله های دینامیکی سیستم های تحت تحریک غیریکسان و مستقل تکیه گاه ها، متفاوت از معادله های دینامیکی سیستم های تحت تحریک یکسان تکیه گاه هاست. با حرکت مستقل تکیه گاه های سازه از یکدیگر، تنش های شبه استاتیکی^۲ در سازه ایجاد می شوند که باید علاوه بر اثرات پاسخ دینامیکی ناشی از نیروهای اینرسی، در نظر گرفته شوند.

برای تحلیل چنین سیستم هایی، روابط باید علاوه بر درجات آزادی پاسخ^۳ (RDOF)، شامل درجات

آزادی زمین^۴ در تکیه گاه ها (GDOF) که تاریخچه زمانی ورودی را دریافت می کنند، نیز باشد [۱۶]

بردار جابجایی u نیز از دو قسمت u_t ، شامل N درجه آزادی پاسخ و u_g ، شامل N_g مولفه جابجایی

تکیه گاهی تشکیل شده است.

معادله دینامیکی حرکت سیستم با مجزا کردن درجات آزادی، بصورت زیر نوشته می شود:

$$\begin{bmatrix} M_{rr} & M_{rg} \\ M_{gr} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_r^t \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{rr} & C_{rg} \\ C_{gr} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_r^t \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rg} \\ K_{gr} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_r^t \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g^{(t)} \end{Bmatrix} \quad (۲-۳)$$

که u_r^t پاسخ گره ای روسازه، u_g مولفه جابجایی تکیه گاهی، M_{rr} ، C_{rr} ، K_{rr} به ترتیب ماتریس های

جرم، میرایی و سختی وابسته به درجات آزادی پاسخ (RDOF) و M_{rg} ، C_{rg} ، K_{rg} زیرماتریس هایی بیانگر

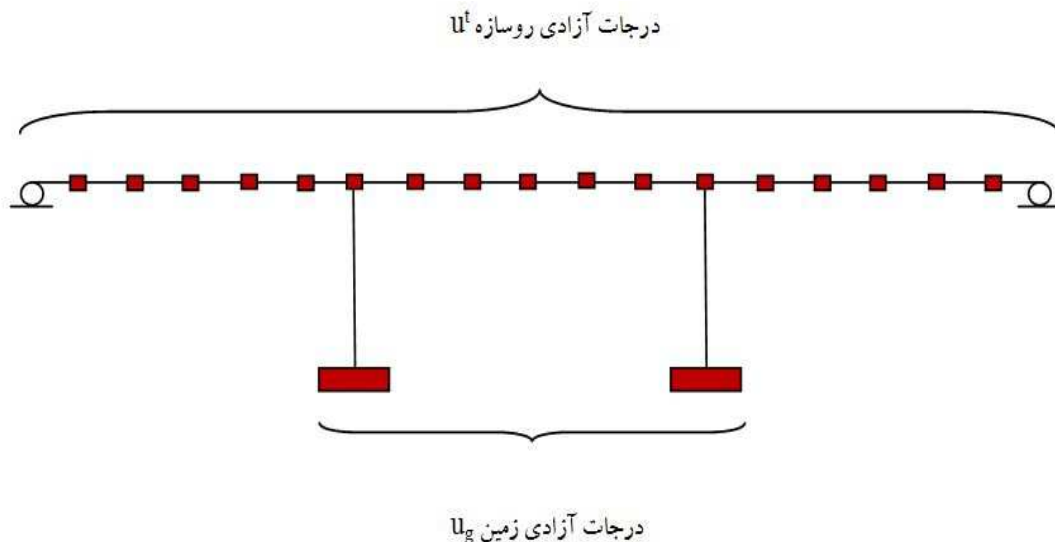
¹ Local site effect

² Quasi-static

³ Response Degree Of Freedom

⁴ Ground Degree Of Freedom

نیروهای ایجاد شده در درجات آزادی پاسخ (RDOF) بعلت حرکت واحد هر درجه آزادی زمین (GDOF) و K_{gg} , C_{gg} , M_{gg} زیرماتریس‌هایی بیانگر نیروهای ایجاد شده در درجات آزادی زمین (GDOF) بعلت حرکت واحد هر درجه آزادی زمین (GDOF) هستند.



شکل ۳-۴ افزایش درجات آزادی سازه

از طرفی جابجایی کل u^t ، شامل دو مولفه جابجایی دینامیکی u و جابجایی شبه استاتیکی u^s هستند:

$$u^t = u^s + u \quad (3-3)$$

جابجایی شبه استاتیکی u_s بصورت زیر تعیین می شوند:

$$u^s = r u_{gi} \quad (4-3)$$

ماتریس r ، ماتریس شکل جابجایی زمین یا ماتریس تاثیر (از آنجاییکه این ماتریس، تاثیر جابجایی

تکیه گاهی u_g را بر جابجایی های سازه ای نشان می دهد) نامیده می شود که با اعمال یک جابجایی واحد

استاتیکی به i امین درجه آزادی زمین و سپس محاسبه همه درجات آزادی پاسخ، تعیین می شود.

با استفاده از روابط (۱-۳)، (۲-۳) و (۳-۳) معادله حرکت تحت تحریک غیریکسان تکیه گاه بصورت

زیر است:

$$M_{rr} \cdot \ddot{u} + C_{rr} \cdot \dot{u} + K_{rr} \cdot u = -M_{rr} \cdot R \cdot \ddot{u}_g \quad (5-3)$$

که تعداد سطرهای ماتریس R برابر با تعداد درجات آزادی پاسخ (RDOF) و تعداد ستون های آن برابر تعداد درجات آزادی زمین (GDOF) است.

۳-۴ شبیه سازی حرکت متفاوت تکیه گاهها

از آنجاییکه ثبت تاریخچه زمانی حرکت زمین در فواصل نزدیک به هم (به اندازه فاصله تکیه گاههای سازه) به ندرت صورت گرفته است، جهت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه تحت تحریرک غیریکسان و متفاوت تکیه گاه، باید تاریخچه زمانی حرکت زمین در فواصل نزدیک به هم شبیه سازی شود. معمولاً بدلیل ماهیت تصادفی بودن پدیده زلزله، شبیه سازی حرکت زمین بصورت فرایند تصادفی انجام می شود. در این قسمت روش شبیه سازی تاریخچه زمانی حرکت متفاوت تکیه گاهی، به ترتیب توسعه آن ارائه می شود.

۳-۴-۱ شبیه سازی میدان های تصادفی چند بعدی یک متغیره^۱

تابع چگالی طیفی تابع $F_0(X)$ را در نظر بگیرید. تابع چگالی طیفی این بصورت زیر تعریف می شود [۵]:

$$S_{F_0 F_0}(k) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_{F_0 F_0}(\xi) \cdot e^{-ik\xi} d\xi \quad (6-3)$$

از آنجاییکه تابع چگالی طیفی ، تبدیل فوریه تابع خود همبستگی است، با اعمال تبدیل معکوس فوریه به تابع چگالی طیفی بالا، تابع خود همبستگی تابع $F_0(X)$ حاصل می شود :

$$R_{F_0 F_0}(\xi) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{F_0 F_0}(k) \cdot e^{ik\xi} dk \quad (7-3)$$

¹ Multi-Dimensional Uni-Variate Random Fields

در اینجا می خواهیم میدان تصادفی $F_0(X)$ که خواص بالا را دارا بوده و نیز تابع چگالی طیفی آن $S_{F_0F_0}(k)$ می باشد، با تابع $F(X)$ شبیه سازی گردد بطوریکه خواص $F_0(X)$ را نیز دارا باشد. $F(X)$ بصورت زیر تعریف می گردد:

$$F(X) = \sqrt{2} \sum_{j=1}^N C_j \cos(k_j X + \Phi_j) \quad (۸-۳)$$

که مقدار C_j برابر است با:

$$C_j = \sqrt{2S_{F_0F_0}(k_j) \cdot \Delta k} \quad (۹-۳)$$

$$k_j = j \cdot \Delta k$$

$$k_u = N \cdot \Delta k$$

که Φ_j ها، زاویه های مستقل تصادفی با توزیع یکنواخت در بازه $[0, 2\pi]$ هستند و k_u حد بالای عدد موج قطع^۱ می باشد.

حال میدان های تصادفی چند بعدی یک متغیره (nD-1V) تابع $F_0(X)$ که دارای میانگین صفر می باشد را در نظر بگیرید:

$$F_0(X) = F_0(X_1, X_2, \dots, X_n)$$

$$E[F_0(X)] = 0 \quad (۱۰-۳)$$

تابع خود همبستگی $F_0(X)$ بصورت زیر تعریف می شود:

$$R_{F_0F_0}(\xi) = E[F_0(X_r)F_0(X_s)] \quad (۱۱-۳)$$

که در آن بردارهای مکان نقاط P_r و P_s در فضای n بعدی و $\xi = X_r - X_s$ بردار فاصله بین دو نقطه می باشد.

^۱ Upper cut-off wave number

با n تبدیل فوریه از تابع خود همبستگی $(\xi) R_{F_0 F_0}$ ، تابع چگالی طیفی $F_0(X)$ برابر است با :

$$S_{F_0 F_0}(K) = \frac{1}{(2\pi)^n} \int_{-\infty}^{+\infty} R_{F_0 F_0}(\xi) \cdot e^{-iK\xi} d\xi \quad (12-3)$$

که تبدیل معکوس آن بصورت زیر می باشد :

$$R_{F_0 F_0}(\xi) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_{F_0 F_0}(K) \cdot e^{iK\xi} dK \quad (13-3)$$

طبق خواص $S_{F_0 F_0}(k)$ ، میدان تصادفی همگن n بعدی $F_0(X)$ را می توان با یک میدان تصادفی $F(X)$ طبق روش زیر شبیه سازی نمود [17]:

$$F(X) = \sqrt{2} \sum_{k=1}^{N_1} \sum_{k=2}^{N_2} \dots \sum_{\substack{k_n=1 \\ i=2,3,\dots,n}}^{N_n} \sum_{I_i=\pm 1} \left[2S_{F_0 F_0}(I_1 K_{1k_1}, I_2 K_{2k_2}, \dots, I_n K_{nk_n}) \Delta K_1 \Delta K_2 \dots \Delta K_n \right]^{\frac{1}{2}} \\ \times \cos \left(I_1 K_{1k_1} \cdot X_1 + I_2 K_{2k_2} \cdot X_2 + \dots + I_n K_{nk_n} \cdot X_n + \Phi_{K_1 K_2 \dots K_n}^{I_1 I_2 \dots I_n} \right) \quad (14-3)$$

لذا شبیه سازی میدان تصادفی دوبعدی چند متغیره 2D-1V بصورت زیر خواهد بود:

$$F(X) = \sqrt{2} \sum_{K_1=1}^{N_1} \sum_{K_2=2}^{N_2} \left\{ \left[2S_{F_0 F_0}(K_{1k_1}, K_{2k_2}) \Delta K_1 \Delta K_2 \right]^{\frac{1}{2}} \cdot \cos \left(K_{1k_1} \cdot X_1 + K_{2k_2} \cdot X_2 + \Phi_{K_1 K_2}^{(1)} \right) \right. \\ \left. + \left[2S_{F_0 F_0}(K_{1k_1}, -K_{2k_2}) \Delta K_1 \Delta K_2 \right]^{\frac{1}{2}} \cdot \cos \left(K_{1k_1} \cdot X_1 - K_{2k_2} \cdot X_2 + \Phi_{K_1 K_2}^{(2)} \right) \right\} \quad (15-3)$$

این فرایند نیز مانند فرایند یک بعدی، ارگودیک می باشد.

اگر این روابط را به صورتی در آوریم که تکنیک تبدیل سریع فوریه (FFT) قابل کاربرد باشد خواهیم داشت :

$$F(X) = \sqrt{2} \operatorname{Re} \left[e^{\left(\frac{i\pi r}{M}\right)} \cdot e^{\left(\frac{i\pi s}{L}\right)} \sum_{j=0}^{M-1} \sum_{n=0}^{L-1} \left(\left[2S(K_j, \omega_n) \Delta K \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \cdot e^{i\phi_{jn}^{(1)}} \right) \cdot e^{\left(\frac{i2\pi rj}{M}\right)} \cdot e^{\left(\frac{i2\pi sn}{L}\right)} \right] \\ + \sqrt{2} \operatorname{Re} \left[e^{\left(\frac{i\pi r}{M}\right)} \cdot e^{\left(\frac{-i\pi s}{L}\right)} \sum_{j=0}^{M-1} \sum_{n=0}^{L-1} \left(\left[2S(K_j, -\omega_n) \Delta K \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \cdot e^{i\phi_{jn}^{(2)}} \right) \cdot e^{\left(\frac{i2\pi rj}{M}\right)} \cdot e^{\left(\frac{-i2\pi sn}{L}\right)} \right] \quad (16-3)$$

در این رابطه Re بیانگر بخش حقیقی عدد مختلط و $\phi_{jn}^{(1)}$ و $\phi_{jn}^{(2)}$ دو مجموعه مستقل زوایای فاز تصادفی هستند که بطور یکنواخت بین 0 و 2π توزیع شده‌اند.

عدد موج گسسته k_j و فرکانس گسسته ω_j بصورت زیر تعیین می‌شوند:

$$k_j = \left(j + \frac{1}{2} \right) \Delta k \quad j = 0, \dots, J-1 \quad (17-3)$$

$$\omega_n = \left(n + \frac{1}{2} \right) \Delta \omega \quad n = 0, \dots, N-1 \quad (18-3)$$

که Δk و $\Delta \omega$ به ترتیب گام‌های عدد موج و فرکانس و J و N به ترتیب تعداد تقسیمات عدد موج و فرکانس هستند:

$$J = \frac{k_u}{\Delta k} \quad N = \frac{\omega_u}{\Delta \omega} \quad (19-3)$$

k_u عدد موج قطع و ω_u فرکانس قطع^۱ است.

همچنین داریم:

$$x_r = r \Delta x \quad ; \quad \Delta x = \frac{2\pi}{M \Delta k} \quad r = 0, \dots, M-1 \quad (20-3)$$

$$t_s = s \Delta t \quad ; \quad \Delta t = \frac{2\pi}{L \Delta \omega} \quad s = 0, \dots, L-1 \quad (21-3)$$

که Δx و Δt به ترتیب گام مکانی و زمانی در تاریخچه زمانی شبیه سازی شده‌اند. M , L نیز اعداد

صحیحی از توان ۲ هستند.

¹ Cut-off frequency

به منظور اجتناب از مساله Aliasing محدودیت های زیر را اعمال می کنیم:

$$M \geq 2J \quad L \geq 2N \quad (22-3)$$

تغییرات فضایی حرکت زمین بین دو نقطه L و M در یک حوزه تصادفی همگن می تواند با تابع چگالی طیفی متقاطع^۱ بین این دو نقطه S_{lm} مدلسازی شود [۱۳]:

$$S_{lm}(\xi_{lm}, \omega) = S(\omega) |\gamma(\xi_{lm}, \omega)| e^{-\frac{i\omega \xi_{lm}}{V}} \quad (23-3)$$

که در آن $S(\omega)$ تابع چگالی طیفی توان، $\gamma(\xi_{lm}, \omega)$ تابع کاهش همبستگی، V سرعت انتشار موج زلزله و ξ_{lm} فاصله بین دو نقطه l و m است.

با تبدیل فوریه S_{lm} نسبت به ξ ، طیف فرکانس - عدد موج (طیف F-K) حاصل می شود.

۳-۴-۲ شبیه سازی میدان های تصادفی یک بعدی چند متغیره^۲

یک فرآیند برداری تصادفی غیر ایستای یک بعدی - چند متغیره (1D-nV) با مولفه های

$f_1^0(t), f_2^0(t), \dots, f_n^0(t)$ را در نظر بگیرید که دارای مقدار متوسط صفر می باشند:

$$\mathcal{E}[f_j^0(t)] = 0, \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (24-3)$$

برای فرآیند مذکور، می توان ماتریس همبستگی متقاطع^۳ را بصورت:

$$R^0(t, t + \tau) = \begin{bmatrix} R_{11}^0(t, t + \tau) & R_{12}^0(t, t + \tau) & \dots & R_{1n}^0(t, t + \tau) \\ R_{21}^0(t, t + \tau) & R_{22}^0(t, t + \tau) & R_{11}^0(t, t + \tau) & R_{2n}^0(t, t + \tau) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{n1}^0(t, t + \tau) & R_{n2}^0(t, t + \tau) & \dots & R_{nn}^0(t, t + \tau) \end{bmatrix} \quad (25-2)$$

و ماتریس چگالی طیفی متقاطع^۴ را بصورت:

¹ Cross Spectral Density Function (CSDF)

² One-Dimensional Multi-Variate Random Fields

³ Cross-correlation matrix

⁴ Cross-spectral density matrix

$$S^0(\omega, t) = \begin{bmatrix} S_{11}^0(\omega, t) & S_{12}^0(\omega, t) & \cdots & S_{1n}^0(\omega, t) \\ S_{21}^0(\omega, t) & S_{22}^0(\omega, t) & \cdots & S_{2n}^0(\omega, t) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}^0(\omega, t) & S_{n2}^0(\omega, t) & \cdots & S_{nn}^0(\omega, t) \end{bmatrix} \quad (26-3)$$

بیان کرد.

از آنجاییکه فرآیند برداری مفروض، غیرایستاست ماتریس همبستگی متقاطع، تابعی از دو متغیر زمانی t و $t+\tau$ می باشد که t زمان و τ تاخیر زمانی است؛ درحالیکه ماتریس چگالی طیفی متقاطع، تابعی از فرکانس ω و زمان t است.

مولفه های ماتریس چگالی طیفی متقاطع بصورت زیر تعریف می شوند [۱۴]:

$$S_{jj}^0(\omega, t) = |A_j(\omega, t)|^2 S_j(\omega), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (27-3)$$

$$S_{jk}^0(\omega, t) = A_j(\omega, t) A_k(\omega, t) \sqrt{S_j(\omega) S_k(\omega)} \Gamma_{jk}(\omega), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k \quad (28-3)$$

$A_j(\omega, t)$ ($j=1, 2, \dots, n$)، توابع تعدیل^۱ برای $f_1^0(t), f_2^0(t), \dots, f_n^0(t)$ ($j=1, 2, \dots, n$)

توابع چگالی توان (ایستا) برای $f_1^0(t), f_2^0(t), \dots, f_n^0(t)$ و $\Gamma_{jk}(\omega)$ ($k \neq j, k, j=1, 2, \dots, n$) توابع همبستگی مختلط^۲ بین $f_j^0(t)$ و $f_k^0(t)$ هستند.

برای هر لحظه زمانی t ، مولفه های قطری ماتریس چگالی طیفی متقاطع، توابعی حقیقی و غیر منفی

از ω هستند که در رابطه زیر صدق می کنند:

$$S_{jk}^0(\omega, t) = S_{jk}^{0*}(-\omega, t), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k; \quad (29-3)$$

اما مولفه های غیر قطری این ماتریس، معمولاً توابعی مختلط از ω می باشند که رابطه زیر در مورد

آنها برقرار است:

$$S_{jk}^0(\omega, t) = S_{kj}^{0*}(\omega, t), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k; \quad (30-3)$$

¹ Modulating function

² Complex coherence function

علامت * بیانگر مزدوج مختلط است.

برای شبیه سازی یک فرآیند تصادفی غیر ایستای یک بعدی چند متغیره با تعدیل زمان و فرکانس در هر لحظه t ، می توان ماتریس چگالی طیفی متقاطع $S^0(\omega, t)$ را به کمک روش چولسکی^۱، به حاصلضرب زیر تجزیه کرد [۱۴]:

$$S^0(\omega, t) = H(\omega, t)H^{T*}(\omega, t) \quad (۳۱-۳)$$

که $H(\omega, t)$ ماتریسی پایین مثلثی است:

$$H(\omega, t) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega, t) & & & \\ H_{21}(\omega, t) & H_{22}(\omega, t) & & \\ \vdots & \vdots & \ddots & \\ H_{n1}(\omega, t) & H_{n1}(\omega, t) & \cdots & H_{nn}(\omega, t) \end{bmatrix} \quad (۳۲-۳)$$

مولفه های قطری ماتریس بالا، در عبارت زیر صدق می کند:

$$H_{jj}(\omega, t) = H_{jj}(-\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (۳۳-۳)$$

مولفه های غیر قطری $H_{jk}(\omega, t)$ در سیستم مختصات قطبی، بصورت زیر بیان می شود:

$$H_{jk}(\omega, t) = |H_{jk}(\omega, t)| e^{i\theta_{jk}(\omega, t)}, \quad j = k+1, k+2, \dots, n; \quad k = 1, 2, \dots, n-1 \quad (۳۴-۳)$$

که در آن

$$\theta_{jk}(\omega, t) = \arctan\left(\frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega, t)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega, t)]}\right) \quad (۳۵-۳)$$

Im و Re به ترتیب نشان دهنده بخش های موهومی^۲ و حقیقی^۳ عدد مختلط می باشند.

$H_{jk}(\omega, t)$ در رابطه زیر صدق می کند:

$$|H_{jk}(\omega, t)| = |H_{jk}(-\omega, t)|, \quad j = k+1, k+2, \dots, n; \quad k = 1, 2, \dots, n-1 \quad (۳۶-۳)$$

^۱ Cholesky

^۲ Imaginary part

^۳ Real part

هرگاه ماتریس $S^0(\omega, t)$ به کمک روابط (۳۱-۳) و (۳۲-۳) تجزیه شود، فرآیند بردار تصادفی غیر ایستای $f_j^0(t)$ ($j=1,2,\dots,n$) می تواند بصورت سری های زیر شبیه سازی شود [۱۴]:

$$f_j(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_l, t)| \sqrt{\Delta\omega} \times \cos[\omega_l t - \theta_{jm}(\omega_l, t) + \varphi_{ml}] \quad j=1,2,\dots,n \quad (۳۷-۳)$$

که در آن

$$\omega_l = l\Delta\omega, \quad l=1,2,\dots,N \quad (۳۸-۳)$$

$$\Delta\omega = \frac{\omega_u}{N} \quad (۳۹-۳)$$

$$\theta_{jm}(\omega_l, t) = \arctan\left(\frac{\text{Im}[H_{jm}(\omega, t)]}{\text{Re}[H_{jm}(\omega, t)]}\right) \quad (۴۰-۳)$$

ω_u بیانگر فرکانس قطع است لذا در فرکانس های بزرگتر از ω_u ، مولفه های ماتریس چگالی طیفی متقاطع در هر لحظه t برابر صفر است.

زوایای فاز تصادفی مستقلی هستند که بطور یکنواخت در بازه $[0, 2\pi]$ توزیع شده اند.

۳-۴-۲-۱ حرکت لرزه ای غیر ایستا با تعدیل یکنواخت^۱

برای حرکت های لرزه ای غیر ایستا با تعدیل یکنواخت، توابع تعدیل $A_j(\omega, t)$ ($j=1,2,\dots,n$) مستقل از فرکانس ω هستند [۱۸]:

$$A_j(\omega, t) = A(t), \quad j=1,2,\dots,n \quad (۴۱-۳)$$

لذا مولفه های فرآیند بردار تصادفی غیر ایستا، بصورت زیر بیان می شود:

$$f_j^0(t) = A_j(t)u_j^0(t), \quad j=1,2,\dots,n \quad (۴۲-۳)$$

^۱ Uniformly modulated

که $u_j^0(t)$ ($j=1,2,\dots,n$) مولفه های فرآیند بردار تصادفی ایستاست که مقدار متوسط آنها برابر صفر است:

$$\mathcal{E}[u_j^0(t)] = 0, \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (43-3)$$

ماتریس چگالی طیفی متقاطع ایستا برابر است با:

$$S^0(\omega) = \begin{bmatrix} S_1(\omega) & \sqrt{S_1(\omega)S_2(\omega)}\Gamma_{12}(\omega) & \cdots & \sqrt{S_1(\omega)S_n(\omega)}\Gamma_{1n}(\omega) \\ \sqrt{S_2(\omega)S_1(\omega)}\Gamma_{12}(\omega) & S_2(\omega) & \cdots & \sqrt{S_2(\omega)S_n(\omega)}\Gamma_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sqrt{S_n(\omega)S_1(\omega)}\Gamma_{n1}(\omega) & \sqrt{S_n(\omega)S_2(\omega)}\Gamma_{n2}(\omega) & \cdots & S_n(\omega) \end{bmatrix} \quad (44-3)$$

مولفه های ماتریس بالا، در بخش ۳-۴-۲ تعریف شده اند.

برای شبیه سازی فرآیند تصادفی ایستای چند متغیره- یک بعدی $u_j^0(t)$ ($j=1,2,\dots,n$)، ماتریس چگالی طیفی $S^0(\omega)$ باید به روش چولسکی به حاصلضرب زیر تجزیه شود:

$$S^0(\omega) = L(\omega)L^{T*}(\omega) \quad (45-3)$$

علامت T، بیانگر ترانهاده ماتریس است. $L(\omega)$ ماتریسی پایین مثلثی است:

$$L(\omega) = \begin{bmatrix} l_{11}(\omega) & & & \\ l_{21}(i\omega) & l_{22}(\omega) & & \\ \vdots & \vdots & \ddots & \\ l_{n1}(i\omega) & l_{n2}(i\omega) & \cdots & l_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (46-3)$$

مولفه های قطری این ماتریس، توابعی حقیقی و غیر منفی از ω و مولفه های غیر قطری، توابعی مختلط از ω هستند.

با تجزیه ماتریس $S^0(\omega)$ با استفاده از دو رابطه اخیر، شبیه سازی $u_j(t)$ از فرآیند بردار تصادفی ایستای $u_j^0(t)$ ($j=1,2,\dots,n$) می تواند بجای رابطه (۳-۳۷) بصورت زیر بیان شود [۱۸]، [۱۹]:

$$u_j(t) = \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N A_{jm}(\omega_l) \cdot \cos[\omega_l t + \theta_{jm} + \varphi_{ml}] , \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (47-3)$$

φ_{mi} ، زاویه فاز تصادفی است که بطور یکنواخت بین 0 و 2π توزیع شده اند. سایر پارامترهای رابطه بالا، بصورت زیر تعیین می شوند:

$$A_{jm}(\omega_l) = \sqrt{4\Delta\omega} |l_{jm}(i\omega_l)| \quad (48-3)$$

$$\theta_{jm}(\omega_l) = \arctan\left(\frac{\text{Im}[l_{jm}(\omega_l)]}{\text{Re}[l_{jm}(\omega_l)]}\right) \quad (49-3)$$

و در نهایت با ضرب فرآیند بردار تصادفی ایستا - که دارای مقدار متوسط صفر است - در تابع تعدیل، فرآیند بردار تصادفی غیر ایستا حاصل خواهد شد.

۳-۵ مرور یک آزمایش تجربی

تحقیقات زیادی روی مدلسازی پل های بلند دهانه با تحریک های متفاوت تکیه گاه انجام شده است. با این حال، مدل های تجربی موفق محدودی وجود دارند که اثر این نوع حرکت ورودی را روی پل ها بررسی می کند [۲۰].

Crewe و Norman در دانشگاه بریستول، آزمایش بسیار مفیدی را تحت تحریک چندگانه تکیه گاه، البته تنها با در نظر گرفتن اثر غیر همزمانی، به کمک میز لرزان انجام داده اند که بررسی نحوه انجام و نتایج آن بطور خلاصه در ادامه آورده شده است.

پل مورد آزمایش بطول ۲۰۰ متر و دارای ۳ پایه که به فواصل مساوی از هم قرار دارند، می باشد. مدل تحلیلی پلی با این ابعاد قبل از این توسط چندین پژوهشگر بررسی شده و اهمیت در نظر گرفتن تحریک چندگانه تکیه گاه در تحلیل آنها ثابت شده است.

پل مذکور با مقیاس ۱ به ۵۰ در آزمایشگاه مدلسازی شده است. در شکل (۳-۵) نمای جانبی مدل دیده می شود. سه پایه این پل به فاصله یک متر از هم قرار دارد. همانطور که ملاحظه می شود پایه های

کناری (کوله) با استفاده از یک مفصل فلزی از یک لوله ساخته شده که در برابر چرخش عرشه پل در پلان ممنوعیتی ایجاد نمی کند ولی از چرخش آن در ارتفاع جلوگیری می کند.



شکل ۳-۵ نمای جانبی مدل پل روی میز لرزان [۲۰]

پایه های پل از میله فولادی با ابعاد ۲۰ در ۲۵ میلیمتر ساخته شده و از زیر به ورق های فولادی

ثابتی جوش شده است و از زیر توسط شیارهایی به عرشه متصل شده است.

ارتفاع پایه های پل که بیانگر توپوگرافی متفاوت زمین است نیز مطابق نمونه تحلیلی انجام شده به

ترتیب برابر ۴۲۵، ۵۱۲ و ۱۴۵ میلیمتر می باشند.

میز لرزان فولادی که پل بر روی آن قرار دارد شامل ۵ محور منفرد است که هر یک بطور مستقل با

یک محرک کنترل می شوند.



شکل ۳-۶ اتصال پایه پل به میز لرزان [۲۰]



شکل ۳-۷ نمای کناری میز لرزان [۲۰]

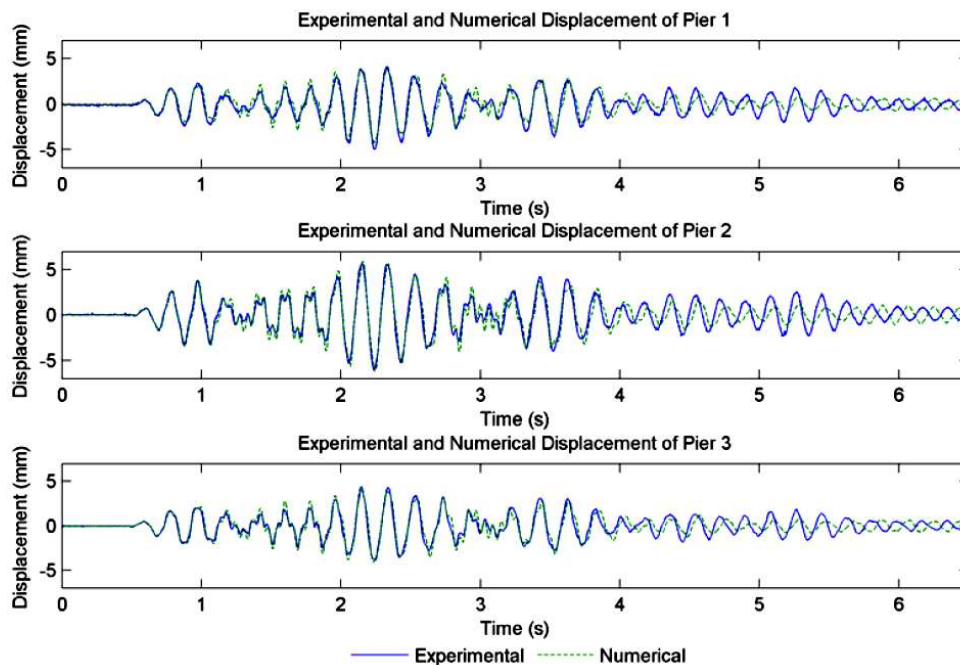
۳-۵-۱ تحریکات ورودی

حرکات ورودی میز لرزان، بصورت تغییر مکان هر یک از پایه ها توسط محرک ها می باشد. این حرکات، یکبار به صورت همزمان و بار دیگر با اعمال زمان تاخیر بین هر ورودی متناسب با فرض سرعت موج ۱۰۰۰ متر بر ثانیه، اعمال شده است.

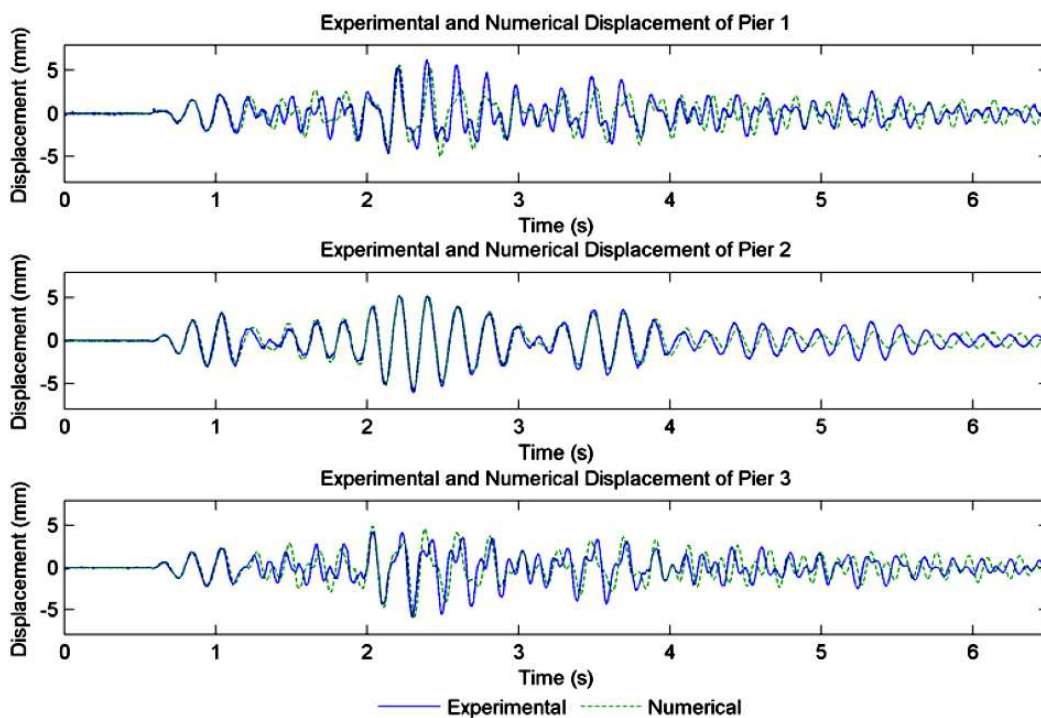
۳-۵-۲ خروجی و یافته های آزمایش

شکل های (۳-۸) و (۳-۹) نشان دهنده مقایسه ای بین نتایج تحلیلی و نتایج آزمایش تجربی در هر دو حالت همزمانی ورودی ها و نیز تاخیر زمانی ورودی ها هستند. پاسخ های ارائه شده، جابجایی بالای هر پایه در طی لرزه می باشد.

نتایج به وضوح نشان می دهند که اعمال زمان تاخیر بین ورودی های هر پایه، موجب افزایش پاسخ در پایه های مدل سازه پل می شود.



شکل ۳-۸ جابجایی بالای پایه ها تحت تحریک همزمان تکیه گاه ها [۲۰]



شکل ۳-۹ جابجایی بالای پایه ها تحت تحریک غیر همزمان تکیه گاه ها [۲۰]

۳-۵-۳ نتیجه آزمایش

نتایج گویای این مطلب هستند که با اینکه طیف پاسخ برای همه ورودی ها یکسان است، فقط یک تاخیر زمانی کوچک میان ورودی ها در هر پایه، موجب افزایش قابل توجهی در پاسخ پایه های خارجی شده است.

فصل چہارم

طیف پانچ

۴-۱ مقدمه

طراحی سازه‌ها برای رفتار قابل قبول تحت شرایط لرزه‌ای مورد انتظار، نیاز به این دارد که بارگذاری‌های حقیقی مشخص شوند و اینکه اجزای سازه‌ای طوری طراحی شوند که مقاومت لازم در مقابل این بارگذاری‌ها و ترکیب‌های دیگر بارگذاری در محدوده الزامات طراحی را داشته باشند در مناطق با لرزه‌خیزی بالا، بارگذاری زلزله در میان انواع بارگذاری که باید در نظر گرفته شوند، غالباً بحرانی است؛ زیرا یک زلزله قوی، معمولاً باعث ایجاد تنش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگتری در اجزای بحرانی یک سازه می‌شوند تا آنچه که ترکیب بارگذاری‌های دیگر باعث می‌شود، اما احتمال وقوع چنین زلزله‌ای در طول عمر مفید سازه، کم است. برای اینکه به طور موثری با این ترکیب بارگذاری بحرانی و احتمال کم وقوع آن مواجه شویم، معمولاً یک استراتژی بر اساس ملاک دوگانه زیر اختیار می‌شود [۴]:

(۱) یک زلزله متوسط که به طور منطقی ممکن است انتظار وقوع آن در ساختگاه یک سازه در طی عمر مفید آن وجود داشته باشد، به عنوان اساس طراحی اختیار می‌شود. سازه باید طوری طراحی شود که شدت حرکت زمین ایجاد شده توسط این زلزله را بدون خسارت عمده به سیستم اصلی منتقل کند.

(۲) شدیدترین زلزله‌ای که می‌تواند امکان انتظار وقوع آن در ساختگاه وجود داشته باشد، به عنوان تست سلامت سازه اعمال می‌شود. به دلیل این که احتمال وقوع این زلزله در طول عمر سازه بسیار کم است، طراح می‌تواند در اجازه دادن به سازه برای تحمل خسارت سازه‌ای قابل توجه، توجه اقتصادی داشته باشد؛ با این وجود باید جلوگیری از فروریزی و تلفات جانی نیز مدنظر قرار گیرد.

در حال حاضر، گرایش به تقویت مورد دوم این ملاک ها برای سازه های بحرانی و گران قیمت، با محدود کردن خسارات به خسارات قابل تعمیر (با توجه تعیین سطح عملکرد سازه) وجود دارد؛ لذا نه تنها توجه به ایمنی جانی معطوف است، بلکه مسائل اقتصادی و مالی نیز مطرح است.

برای اینکه مشخصات زلزله طراحی و ماکزیمم زلزله محتمل برای هر ساختگاه، بنا نهاده شود، ابتدا لازم است تمام اطلاعات لرزه شناسی و ژئوفیزیک برای ساختگاه مورد مطالعه در دسترس باشند. از این اطلاعات و در صورت لزوم، اطلاعات مناطق مشابه، بارگذاری های زلزله طراحی می تواند توسعه یابد. این بارگذاری ها معمولاً به فرم طیف های پاسخ^۱ (طیف بازتاب) از قبل تهیه شده که از آنها به عنوان طیف های پاسخ طراحی یاد می شود، مشخص می شوند [۴].

فلسفه کلی پذیرفته شده طراحی لرزه ای بر این منوال است که تحت شرایط زلزله متوسط، خسارت در حد قابل قبول بوده و اینکه تحت شرایط ماکزیمم زلزله محتمل، باید از خسارت کلی یا تخریب کامل احتراز شود. این اظهار دلالت بر این دارد که ملاحظات اقتصادی، تراز مشخصی از ریسک پذیری را با توجه به خسارت سازه ای در نواحی با لرزه خیزی بالا، اجازه می دهد. برای حداقل کردن هزینه های کل (هزینه های اولیه، هزینه های تعمیرات بعد از وقوع زلزله و غیره) تحت شرایط زلزله های متوسط تا شدید غالباً خسارت تا حد معینی مجاز است.

طیف های پاسخ، کاربرد گسترده ای در طراحی لرزه ای دارند و آیین نامه ها هم عموماً طراحان را ملزم می سازند تا طراحی را بر مبنای طیف های آیین نامه ای انجام دهند. لذا شبیه سازی رکورد زمین لرزه سازگار با طیف پاسخ، از اهمیت ویژه ای برخوردار است.

^۱ Response spectrum

طیف پاسخ یک مفهوم عملی برای تحلیل سازه تحت نیروهای زلزله است که اول بار توسط ام-ای-بیوت در سال ۱۹۳۲ (M.A.Biot) معرفی شد ولی جی-دبلیو-هاوسنر (G.W.Housner) سهم بسزایی در توسعه و ایجاد مقبولیت عام برای آن داشت. طیف پاسخ عبارت است از نمودار حداکثر یک پاسخ انتخابی (نظیر تغییر شکل، سرعت و یا شتاب) در مقابل زمان تناوب طبیعی ارتعاش سیستم T_n (یا کمیت های وابسته نظیر فرکانس زاویه ای ω_n و یا فرکانس دوره ای f_n). طیف پاسخ برای یک سیستم یک درجه آزادی خطی با میرایی مشخص ξ رسم می شود. برای مطالعه اثر میرایی می توان طیف پاسخ را برای چند میرایی مورد انتظار رسم کرد [۱۶].

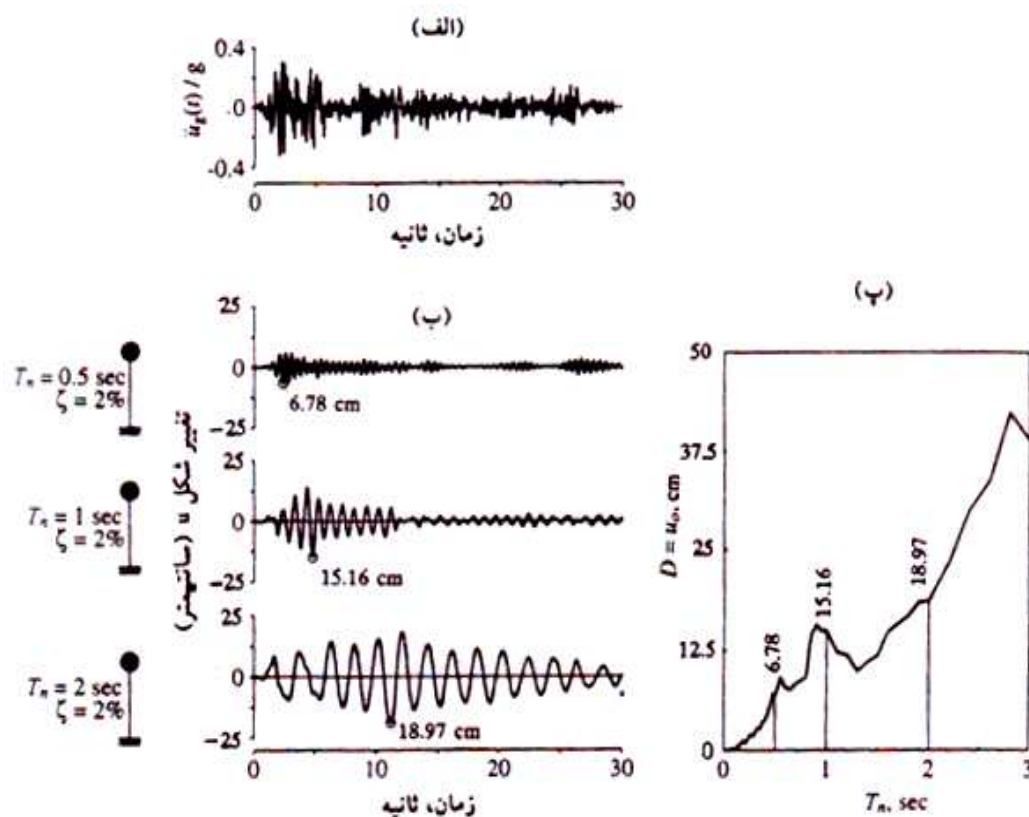
۲-۴ طیف پاسخ تغییر شکل^۱

شکل (۱-۴) روند ساخت طیف پاسخ تغییر شکل را نشان می دهد.

شکل الف، شتابنگاشت حاصل از زمین لرزه ال سنترو و در شکل ب، تغییرات شکل القایی به علت این حرکت زمین بر حسب زمان در سه سیستم یک درجه آزادی نشان داده شده است. هر سیستم دارای زمان تناوب مشخصی می باشد (به ترتیب ۰/۵، ۱، ۲ ثانیه). برای هر سیستم مقدار حداکثر تغییر شکل از منحنی تاریخچه تغییر شکل بدست می آید. حداکثر تغییر شکل برای سه سیستم بصورت زیر نتیجه می-شود:

تغییر شکل حداکثر u_e (cm)	نسبت میرایی (ξ)	زمان تناوب طبیعی T_n (ثانیه)
۶/۷۸	۲ درصد	۰/۵
۱۵/۱۶	۲ درصد	۱
۱۸/۹۷	۲ درصد	۲

^۱ Deformation Response Spectrum



شکل ۴-۱ (الف) شتابنگاشت زلزله ال سنترو ، (ب) پاسخ تغییرشکل یک سیستم یک درجه آزادی با میرایی ۲٪ با زمان تناوب طبیعی T_n مساوی ۰/۵ ، ۱ ، ۲ ثانیه ، (پ) طیف پاسخ تغییرشکل برای ۲٪ $\zeta = 0.02$ [۱۶].

هرنقطه بطول زمان تناوب و به عرض تغییرشکل حداکثر ، یک نقطه را روی طیف پاسخ تعریف می نماید . اگر این مطالعه را برای دامنه وسیعتری از T_n ولی با نسبت میرایی ثابت ۲ درصد انجام شود ، منحنی طیف پاسخ تغییرشکل برای نسبت میرایی ۲ درصد مشابه شکل (پ) حاصل می شود .

۴-۳ طیف پاسخ شبه سرعت^۱

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی ω_n ، کمیتی مانند V در نظر بگیرید که طبق رابطه زیر به تغییرشکل حداکثر $D \equiv u_0$ (به علت زمین لرزه) مربوط گردد .

^۱ Pseudo Velocity Response Spectrum

$$V = \omega_n D = 2\pi D / T_n \quad (1-4)$$

کمیت V دارای بعد سرعت است و طبق رابطه زیر به مقدار حداکثر انرژی کرنشی E_{s0} بوجود آمده در حین زلزله مربوط می شوند :

$$E_{s0} = Ku_0^2 / 2 = KD^2 / 2 = K(V / \omega_n)^2 / 2 = mV^2 / 2 \quad (2-4)$$

$$E_{s0} = mV^2 / 2 \quad (3-4)$$

سمت راست رابطه فوق ، انرژی جنبشی جرم m سازه با سرعت V که شبه سرعت نسبی حداکثر یا بطور خلاصه شبه سرعت نامیده می شود ، می باشد. پیشوند شبه سرعت از آن جهت مورد استفاده قرار می گیرد که V مساوی سرعت حداکثر \dot{u}_0 نیست .

طیف پاسخ شبه سرعت ، نمودار تغییرات V بصورت تابعی از زمان تناوب طبیعی T_n سیستم می باشد . برای حرکت زمین شکل ۴-۱-الف ، حداکثر شبه سرعت V برای سیستمی با زمان تناوب T_n می تواند از رابطه فوق بدست آید که در آن تغییرشکل حداکثر D از طیف پاسخ شکل پ قابل تعیین است . با استفاده از رابطه فوق داریم :

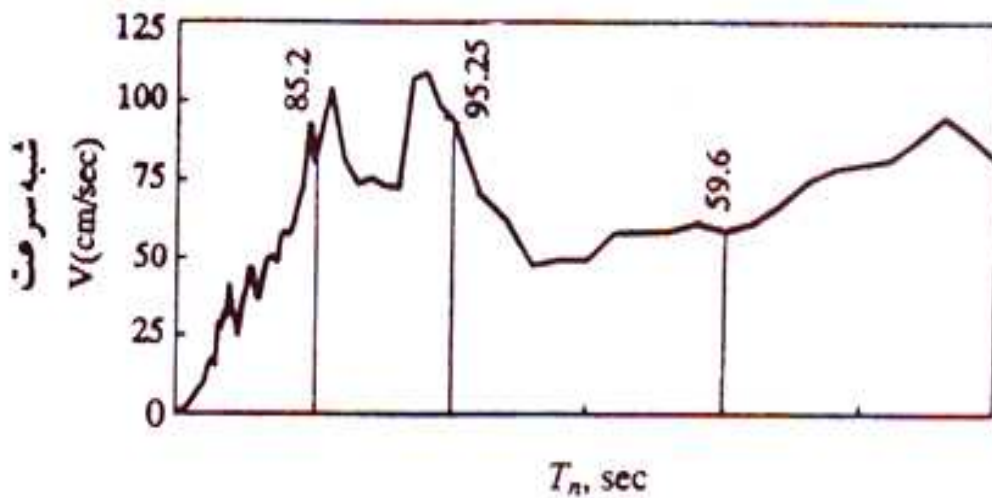
$$T_n = 0.5, D = 6.78 \text{ cm} \rightarrow V = \omega_n D = 2\pi D / T_n \rightarrow V = 2\pi \times 6.78 / 0.5 = 85.2 \text{ cm/sec}$$

$$T_n = 1, D = 15.16 \text{ cm} \rightarrow V = \omega_n D = 2\pi D / T_n \rightarrow V = 2\pi \times 15.16 / 1 = 95.25 \text{ cm/sec}$$

$$T_n = 2, D = 18.97 \text{ cm} \rightarrow V = \omega_n D = 2\pi D / T_n \rightarrow V = 2\pi \times 18.97 / 2 = 59.6 \text{ cm/sec}$$

در شکل (۲-۴) سه نقطه فوق مشخص می باشد . اگر مطالعه فوق با حفظ $\xi = 2\%$ برای دامنه

وسعی از T_n انجام شود ، نمودار طیف پاسخ شبه سرعت مطابق شکل زیر قابل رسم خواهد بود .



شکل ۴-۲ طیف پاسخ شبه سرعت برای زمین لرزه ال سنترو با $\xi = 0.2$ [۱۶]

۴-۴ طیف پاسخ شبه شتاب^۱

برای یک سیستم یک درجه آزادی با فرکانس طبیعی ω_n ، کمیتی مانند A در نظر بگیرید که طبق

رابطه زیر به تغییر شکل حداکثر $D \equiv u_0$ (به علت زمین لرزه) مربوط گردد:

$$A = \omega_n^2 D = (2\pi / T_n)^2 D \quad (4-4)$$

کمیت A دارای واحد شتاب بوده و طبق رابطه زیر به مقدار حداکثر برش پایه V_{b0} و یا به حداکثر

نیروی استاتیکی معادل f_{s0} مربوط می شود:

$$V_{b0} = f_{s0} = mA \quad (5-4)$$

حداکثر برش پایه را می توان به شکل زیر نوشت:

$$V_{b0} = (A/g)w \quad (6-4)$$

¹ Pseudo Acceleration Response Spectrum

که در آن w وزن سازه و g شتاب ثقل می باشد. نسبت A/g ، ضریب برش پایه یا ضریب نیروی جانبی خوانده می شود. کمیت A در حالت کلی متفاوت با شتاب حداکثر \ddot{u}_0 سیستم می باشد. از این لحاظ به آن شبه شتاب حداکثر می گوئیم.

طیف پاسخ شبه شتاب، نمودار تغییرات A بصورت تابعی از زمان تناوب طبیعی T_n سیستم می باشد. برای حرکت زمین شکل ۴-۱-الف، شبه شتاب A برای سیستمی با زمان تناوب T_n می تواند از رابطه فوق بدست آید که در آن تغییرشکل حداکثر D از طیف پاسخ شکل پ قابل تعیین است. با استفاده از رابطه فوق داریم:

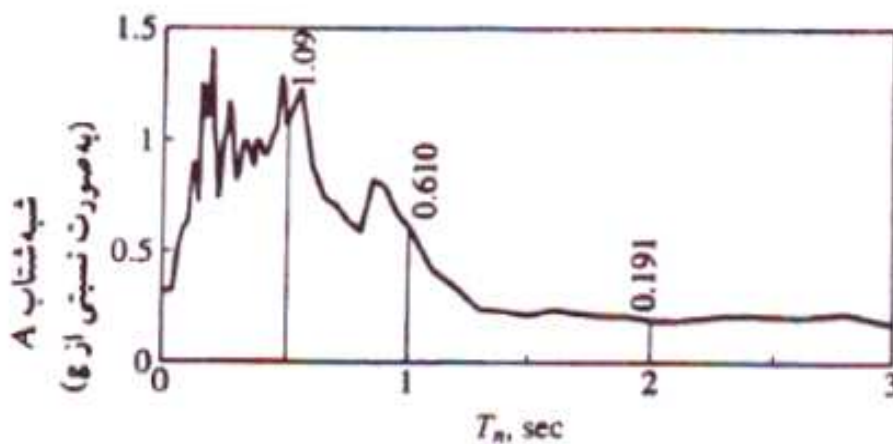
$$T_n=0.5, D=6.78\text{cm} \rightarrow A=\omega_n^2 D=(2\pi/T_n)^2 D_n \rightarrow V=(2\pi/0.5)^2 \times 6.78=1075.4 \text{ cm/sec}^2=1.1g$$

$$T_n=1, D=15.16\text{cm} \rightarrow A=\omega_n^2 D=(2\pi/T_n)^2 D_n \rightarrow V=(2\pi/1)^2 \times 15.16=743.44 \text{ cm/sec}^2=0.61g$$

$$T_n=2, D=18.97\text{cm} \rightarrow A=\omega_n^2 D=(2\pi/T_n)^2 D \rightarrow V=(2\pi/2)^2 \times 18.97=187.23 \text{ cm/sec}^2=0.19g$$

در شکل (۴-۳) سه نقطه فوق مشخص می باشد. اگر مطالعه فوق با حفظ $\xi=2\%$ برای دامنه

وسعی از T_n انجام شود، نمودار طیف پاسخ شبه شتاب مطابق شکل زیر قابل رسم خواهد بود.



شکل ۴-۳ طیف پاسخ شبه شتاب برای زمین لرزه ال سنترو با $\xi=2\%$ [۱۶]

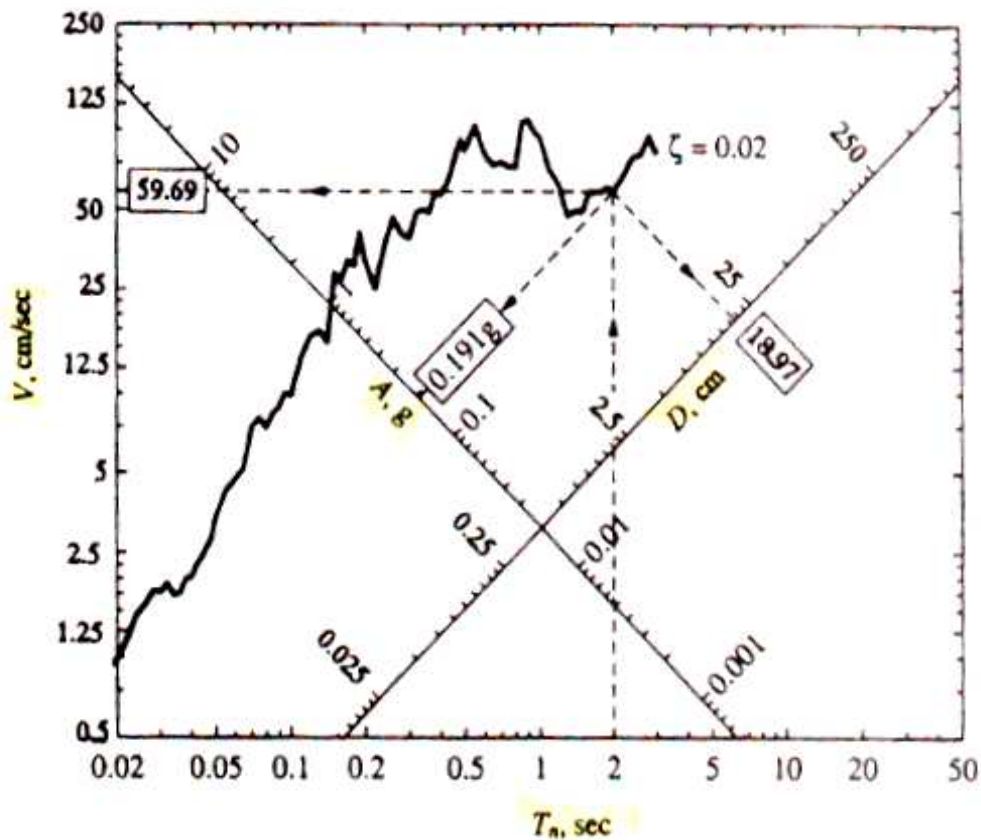
۴-۵ طیف ترکیبی D-V-A^۱

هرکدام از طیف های پاسخ تغییرشکل، شبه سرعت و شبه شتاب که برای یک حرکت زمین (شتابنگاشت) بدست می آیند، کم و بیش اطلاعات یکسانی را در بر دارند. با داشتن یکی از طیف ها، دو طیف دیگر را می توان با عملیات جبری تعیین نمود. حال این سوال پیش می آید، با وجودی که هر سه طیف اطلاعات یکسانی دارند چه نیازی به سه طیف طرح داریم. یکی از علل این است که هرکدام از طیف ها مستقیماً "بیانگر کمیت یک مفهوم فیزیکی است. طیف تغییر شکل حداکثر تغییرشکل سیستم را به دست می دهد. طیف شبه سرعت مربوط به حداکثر انرژی کرنشی ذخیره شده در سیستم در حین زلزله است. طیف شبه شتاب نیز به حداکثر نیروی معادل استاتیکی و برش پایه مربوط می شود. علت دوم در این حقیقت نهفته است که تقریب زدن شکل طیف برای مقاصد طراحی به کمک کمیات مربوط به سه طیف راحت تر از اطلاعات مربوط به یکی از آنها به تنهایی است [۴].

برای این مقصود، یک نمودار ترکیبی که کمیات هر سه طیف را با هم نشان بدهد، بسیار سودمند خواهد بود. چنین نموداری اولین بار توسط ای.اس.ولتوس (A.S.Veletsos) و ان.ام.نیومارک (N.M.Newmark) در سال ۱۹۶۰ پیشنهاد گردید.

محورهای قائم و افقی که مربوط به شبه سرعت V و زمان تناوب طبیعی T_n و دو محور D و A نیز که به ترتیب تحت زوایای $+45^\circ$ و -45° نسبت به محور T_n شیبدار می باشند، در مقیاس لگاریتمی هستند. به عنوان مثال برای $T_n = 2 \text{ sec}$ از شکل (۴-۴) مقادیر D و A بدست می آید.

^۱ Combined D-V-A Spectrum



شکل ۴-۴ طیف پاسخ ترکیبی D-V-A برای زمین لرزه ال سنترو با نسبت میرایی $\zeta = 2\%$ [۱۶]

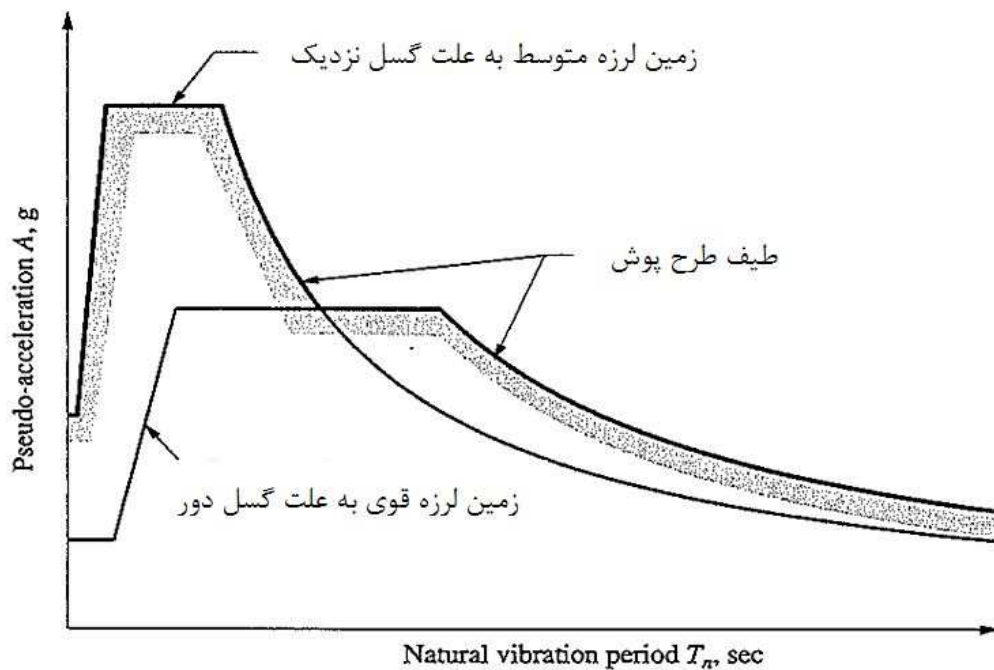
برای اینکه طیف های پاسخ برای محدوده وسیعی از سازه ها قابل استفاده باشد ، باید دامنه وسیعی از زمان تناوب های طبیعی و ضرایب میرایی را پوشش دهند . محدوده زمان تناوب T_n بین 0.2 تا 50 ثانیه و نسبت میرایی ζ منتخب $0, 2, 5$ و 20 درصد می باشد .

۴-۶ اختلاف بین طیف طرح و طیف پاسخ

یک طیف طرح از دو نظر مهم، به طور مفهومی با طیف پاسخ اختلاف دارد؛ اول اینکه طیف پاسخ دندانه ای، نمودار پاسخ های یک سازه یک درجه آزادی در مقابل یک زلزله خاص و در نتیجه نوعی بیان از آن زلزله است. در طرف دیگر، طیف طرح هموار شده، مشخصه ای از تراز نیرو یا تغییر مکان طرح زمین

لرزه به صورت تابعی از زمان تناوب طبیعی و نسبت میرایی می باشد. هرچند که در بعضی موارد شکل دو طیف یکسان است، اما این اختلاف مفهومی باید مورد نظر قرار گیرد. باید توجه نمود که طیف طرح، از پردازش آماری چندین طیف پاسخ مشابه به دست می آید [۴].

دوم اینکه برای بعضی از مناطق، طیف طرح، پوشی از دو طیف طرح الاستیک است. به عنوان مثال، فرض می کنیم منطقه ای تحت تاثیر زمین لرزه حاصل از دو گسل قرار بگیرد، یکی زلزله ای با بزرگی ۶/۵ ریشتر به علت گسلی در نزدیکی و دیگری زلزله ای با بزرگی ۸/۵ ریشتر از یک گسل دور دست. برای هرکدام از زمین لرزه ها می توان طیف طرح را با استفاده از روش های مربوطه، ترسیم نمود.



شکل ۴-۵ طیف طرح برای منطقه ای تحت تاثیر زمین لرزه حاصل از دو گسل مختلف

همانطور که در شکل (۴-۵) نشان داده شده است، با توجه به اختلاف بزرگی و فواصل دو زمین لرزه، عرض ها و شکل دو طیف می تواند متفاوت باشد. طیف طرح برای این منطقه، پوش این دو طیف مختلف

می باشد. توجه شود که در زمان تناوب های کوچک، زمین لرزه نزدیک و در زمان تناوب های بزرگ، طیف طرح حاصل از زمین لرزه دور حاکم است.

فصل پنجم

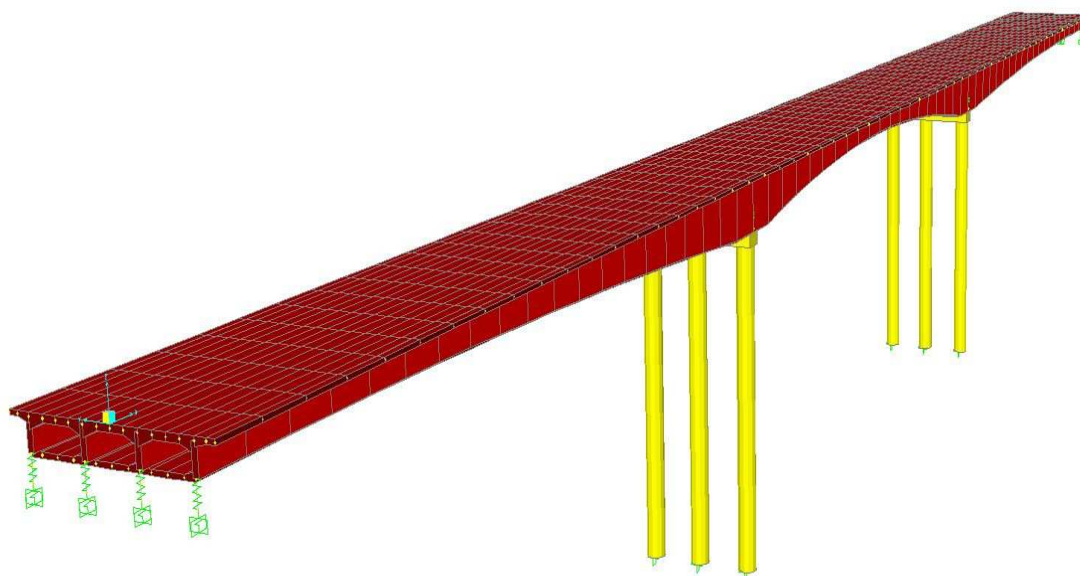
مثال کاربردی

۵-۱ مقدمه

در این فصل با ارائه فرضیات اولیه در خصوص هندسه، پیکربندی و بارگذاری، اقدام به تهیه مدل های اولیه پل، جهت تحلیل یکسان و متفاوت تکیه گاهی شده است که مشروح روند کار، در ادامه آمده است.

۵-۲ تعریف مدل ها

جهت بررسی اثر تحریک متفاوت تکیه گاه و مقایسه نتایج تحلیل، سه سازه پل به ترتیب با دهانه های کوتاه، بلند و متوسط در نظر گرفته شد که مشخصات آن در ادامه آورده شده است.



شکل ۵-۱ نمای سه بعدی مدل های پل

جدول ۵-۱ مشخصات مدل‌های پل

مدل ۳	مدل ۲	مدل ۱	
۱۸۰	۹۰	۳۰	طول پل (متر)
۶۰	۳۰	۱۰	طول دهانه (متر)
۱۱	۱۱	۱۱	عرض عرشه
مقطع جعبه ای به ارتفاع ۲ متر	مقطع جعبه ای به ارتفاع ۱/۵ متر	مقطع جعبه ای به ارتفاع ۱/۵ متر	مقطع عرشه
۲	۲	۲	تعداد خطوط
۴/۲	۴/۲	۴/۲	عرض خط ترافیک
قاب ستونی از سه ستون دایره ای به قطر ۱/۵۰ متر شامل ۳۲ عدد میلگرد نمره ۲۵	قاب ستونی از سه ستون دایره ای به قطر ۱/۲۵ متر شامل ۲۵ عدد میلگرد نمره ۲۵	قاب ستونی از سه ستون دایره ای به قطر ۱/۱ متر شامل ۱۸ عدد میلگرد نمره ۲۵	شکل پایه پل
۲۰	۱۰	۱۰	ارتفاع پایه پل (متر)

همچنین عرشه پل، طبق شکل در امتداد طولی بصورت سهمی شکل تغییر می کند.

مشخصات مصالح مورد استفاده در طرح، به شرح زیر می باشد:

جدول ۵-۲ مشخصات مصالح طرح

بتن	فولاد	نوع مصالح
۲/۴۰۲۶	۷/۸۳۳۴	وزن واحد حجم (T/m^3)
۳۵۱۵۳۴۸	۲۰۳۸۹۰۱۹	مدول الاستیسیته (T/m^2)
۰/۲	۰/۳	ضریب پواسون
۲۸۰۰	۲۴۰۰۰	تنش تسلیم (T/m^2)

۳-۵ بار مرده

به منظور در نظر گرفتن وزن ناشی از آسفالت و زیرسازی های آن، باری برابر با $0/3$ تن بر متر مربع به سطح عرشه اعمال می شود.

۴-۵ بار زنده متحرک

مطابق آیین نامه بارگذاری پل ها (نشریه ۱۳۹) بارهای متحرک توصیه شده به شرح زیر است [۲۱]:

الف- بار نوع اول

این بارگذاری که بار عادی نامیده می شود، معرف اثر محورهای سنگین، اثر قطار کامیون ها و وسایل نقلیه معمولی است که بطور معمول در سطح راه های کشور تردد می کنند.

بار عادی برای هر خط عبور شامل دو قسمت است :

۱. یک کامیون به وزن ۴۰ تن و به طول ۱۰ متر که ۳ متر جلو و ۳ متر عقب آن خالی است.

۲. در بقیه طول خط عبور، بار یکنواختی به میزان $1/5$ تن بر متر طول که بطور پیوسته یا ناپیوسته و به طول های لازم که بحرانی ترین اثر مورد نظر را ایجاد کنند قرار داده می شوند.

در امتداد عرض، بار عادی یک خط عبور محاسباتی را اشغال کرده و حداکثر تعداد آن به تعداد خط های عبور ترافیکی محدود می شود.

ب- بار نوع دوم

این بار معادل ۸ تن است که سطح اثر آن مربعی به ابعاد ۳۰ سانتیمتر می شود و موقعیت آن در محدوده سواره رو متغیر است.

پ- بار نوع سوم

در طرح تمامی پل هایی که امکان عبور تانک یا تریلی تانک بر از روی آنها وجود دارد باید اثر بار غیر عادی شامل دو نوع بار نظامی به شرح زیر در محاسبات منظور می شود:

۱. بار تانک

این بار به میزان ۷۰ تن روی دو زنجیر به ابعاد ۱متر در ۳/۵متر در نظر گرفته می شود. در هر قسمت از عرض سواره رو پل تنها یک تانک، و در امتداد طول پل حداقل فاصله وسط تا وسط تانک های متوالی برابر ۳۰ متر منظور می شود.

۲. بار تریلی تانک بر

این وسیله نقلیه که برای حمل تانک مورد استفاده قرار می گیرد دارای ۶ محور به وزن کل ۹۰ تن است. در عرض پل تنها یک تریلی و در طول پل حداکثر دو دستگاه تریلی تانک بر با حداقل فاصله بین چرخ های دو وسیله متوالی ۱۲ متر در نظر گرفته می شود. در اینجا از بارهای نوع اول و دوم برای اعمال بار متحرک به مدل استفاده شده است.

۵-۵ بارگذاری لرزه ای و تولید شتابنگاشت

جهت اعمال نحوه حرکت زمین، نیاز به تاریخچه شتاب حرکت زمین در تکیه گاه های سازه می- باشد. به دلیل عدم وجود شتابنگاشت های مطلوب، با فاصله برابر با دهانه های پل، ناگزیر به ساخت شتابنگاشت مصنوعی در محل تکیه گاه های پل، با در نظر گرفتن پارامترهای مربوط به نوع خاک زیر سازه و نیز لرزه خیزی منطقه محل پروژه هستیم. بدین منظور جهت ایجاد شتابنگاشت ها در محل پایه پل ها، بدلیل ماهیت غیر ایستا بودن حرکات زمین، از تئوری شبیه سازی فرآیند های تصادفی غیرایستای یک بعدی چند متغیره (بخش ۳-۴-۲) استفاده شده است.

با عنایت به این امر که با کاهش سرعت موج برشی زلزله، اثر تحریک متفاوت تکیه گاه ها، محسوس-تر خواهد شد، در این مطالعه فرض شده است که خاک زیر سازه از نوع III، طبق طبقه بندی زمین در آیین نامه طرح پلهای راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه ۴۶۳) با سرعت موج برشی متوسط ۳۰۰ متر بر ثانیه می باشد. همچنین فرض شده است سازه پل، در منطقه ای با خطر نسبی خیلی زیاد (نسبت شتاب مبنای طرح ۰/۳۵) واقع شده است [۲۲].

برای شبیه سازی حرکت های چندتکیه گاهی زمین در این روش، سه مولفه اساسی مورد نیاز است:

أ. تابع چگالی طیفی توان هدف

ب. تابع همبستگی

ج. تابع تعدیل^۱ یا پوشش

برای مدلسازی توابع چگالی طیفی توان ایستای^۲ ($S_j(\omega)$; $j=1,2,3,4$) تاریخچه های زمانی شتاب

($f_j^0(t)$; $j=1,2,3,4$)، از طیف کلاف-پنزین استفاده شده است [۴]:

$$S_j(\omega) = S_{0j} \cdot \left[\frac{1 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2}{\left\{ 1 - \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2 \right\}^2 + 4\xi_{gj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{gj}} \right]^2} \right] \times \left[\frac{\left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^4}{\left\{ 1 - \left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^2 \right\}^2 + 4\xi_{fj}^2 \left[\frac{\omega}{\omega_{fj}} \right]^2} \right] \quad j=1,2,3 \quad (1-5)$$

که S_{0j} ضریب مقیاسی وابسته به شدت حرکت زمین می باشد.

پارامترهای طیف کلاف-پنزین جهت مدلسازی تابع چگالی طیفی توان ایستا، برای خاک نوع III،

بصورت زیر می باشد [۱۴]:

¹ Modulating Function

² Stationary Power Spectrum Density Function

$$\xi_g = 0.85, \quad \omega_f = 0.24\pi \text{ rad/sec}, \quad \omega_g = 2.4\pi \text{ rad/sec}, \quad \xi_f = 0.85$$

تابع همبستگی اتخاذ شده در اینجا، مدل تجربی پیشنهادی (Qu et al (1996)، به شرح زیر می-

باشد [۱۴]:

$$\gamma_{jm}(i\omega, d_{jm}) = \exp(-a(\omega)d_{jm}^{b(\omega)}) \exp\left(-i\omega \frac{d_{jm}}{v_{app}}\right),$$

$$j, m = 1, 2, 3, 4 \quad j \neq m \quad (2-5)$$

که d_{jm} مسافت طی شده در امتداد مسیر انتشار موج بین موقعیت نقطه j و نقطه m می باشد؛ و

v_{app} برابر سرعت انتشار موج زلزله می باشد که در این تحقیق، ۳۰۰ متر بر ثانیه فرض شده است.

و $a(\omega)$ و $b(\omega)$ تابعی از فرکانس هستند که بصورت زیر تعریف می شوند:

$$a(\omega) = a_1\omega^2 + a_2$$

$$b(\omega) = b_1\omega + b_2 \quad (3-5)$$

a_1, a_2, b_1, b_2 پارامترهای تجربی هستند که مقدار آنها برای نوع خاک مفروض به شرح زیر می-

باشد:

$$a_1 = 1.678e-5 \quad a_2 = 1.219e-3$$

$$b_1 = -5.5e-3 \quad b_2 = 0.7674$$

تابع تعدیل انتخاب شده در این تحقیق، تابع پیشنهادی (Monti et al به شرح زیر، می باشد [۲۳]:

$$\xi(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1}\right)^2, & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1, & t_1 \leq t \leq t_2 \\ \exp\left(\frac{t-t_2}{t_{max}-t_2} \ln \beta\right) & t_2 \leq t \leq t_{max} \end{cases} \quad (4-5)$$

پارامترهای استفاده شده در تابع تعدیل بصورت زیر می باشند:

$$t_1 = 3, \quad t_2 = 13, \quad t_{\max} = 24, \quad \beta = 0.02$$

پس از تعیین حداکثر مقدار هر شتابنگاشت یا شتاب اوج زمین^۱ (منظور حداکثر قدر مطلق شتاب می باشد)، به منظور همپایه کردن^۲، مقادیر عرض آنها، بر شتاب اوج خود تقسیم می شوند [۶]. سپس برای مقیاس کردن شتابنگاشت ها یا انطباق شتابنگاشت های ایجاد شده با شتاب حداکثر منطقه مورد مطالعه (در اینجا $0.35g$)، مقادیر شتاب همپایه شده، در $0.35g$ ضرب می شود. بدین صورت شتابنگاشت های تولید شده مربوط به هر یک از تکیه گاه های سازه، منطبق با شرایط خاک محل پروژه و نیز میزان خطر لرزه خیزی منطقه محل پروژه، حاصل خواهد شد.

با توجه به توضیحات بالا، برنامه کامپیوتری در محیط نرم افزار MATLAB، تهیه و تاریخچه شتاب حرکت زمین در زیر هر یک از پایه های پل حاصل شده که به ترتیب برای پل مدل ۱، در فواصل صفر متر برای کوله ابتدایی، در فواصل ۱۰ متر برای پایه دوم، در فواصل ۲۰ متر برای پایه سوم و در فواصل ۳۰ متر برای تکیه گاه کوله انتهایی پل است.

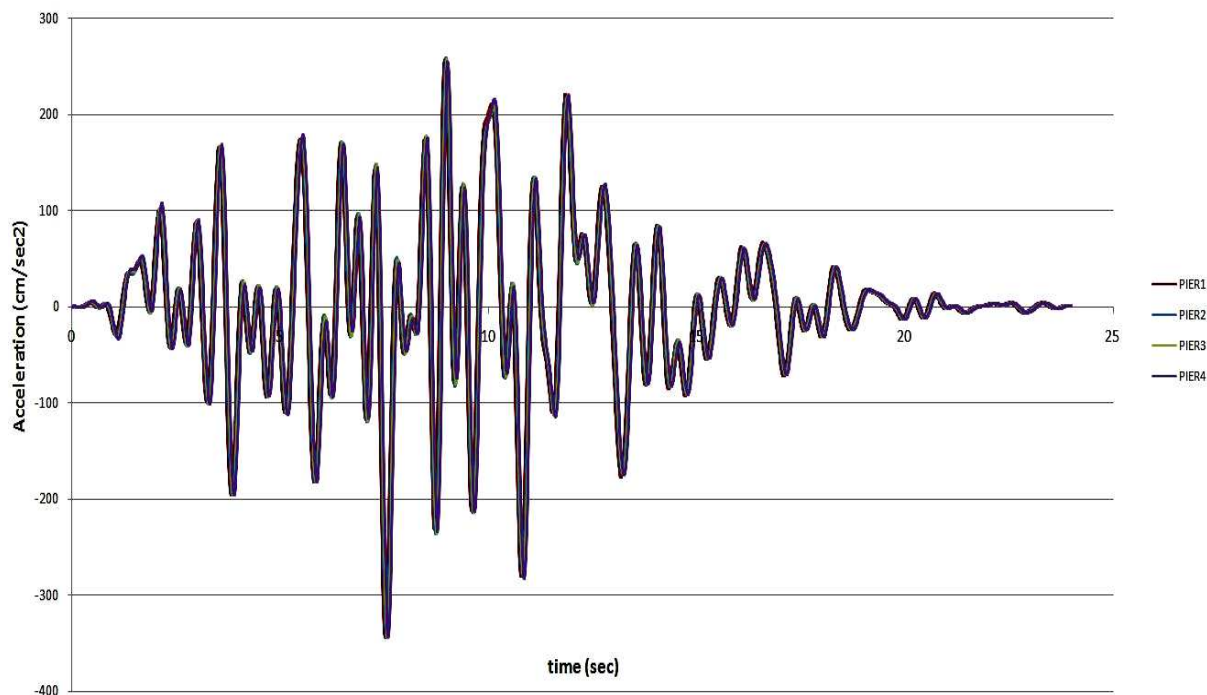
بر اساس بند ۲-۵-۲ آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه ۴۶۳)، شتابنگاشت باید تا حد امکان، نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث پل، در اثر زلزله باشد. بدین منظور درحالتیکه تاریخچه زمانی ویژه ساختگاه موجود نباشد، باید حداقل پنج زوج شتابنگاشت سازگار با ویژگی های زمین شناسی منطقه و نیز خصوصیات خاک محل احداث پل، در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد. در نتیجه پس از ده بار اجرای^۳ برنامه تهیه شده، برای هر یک از تکیه گاه های پل، ده شتابنگاشت بدست آمد [۲۲].

¹ Peak Ground Acceleration (or PGA)

² Normalize

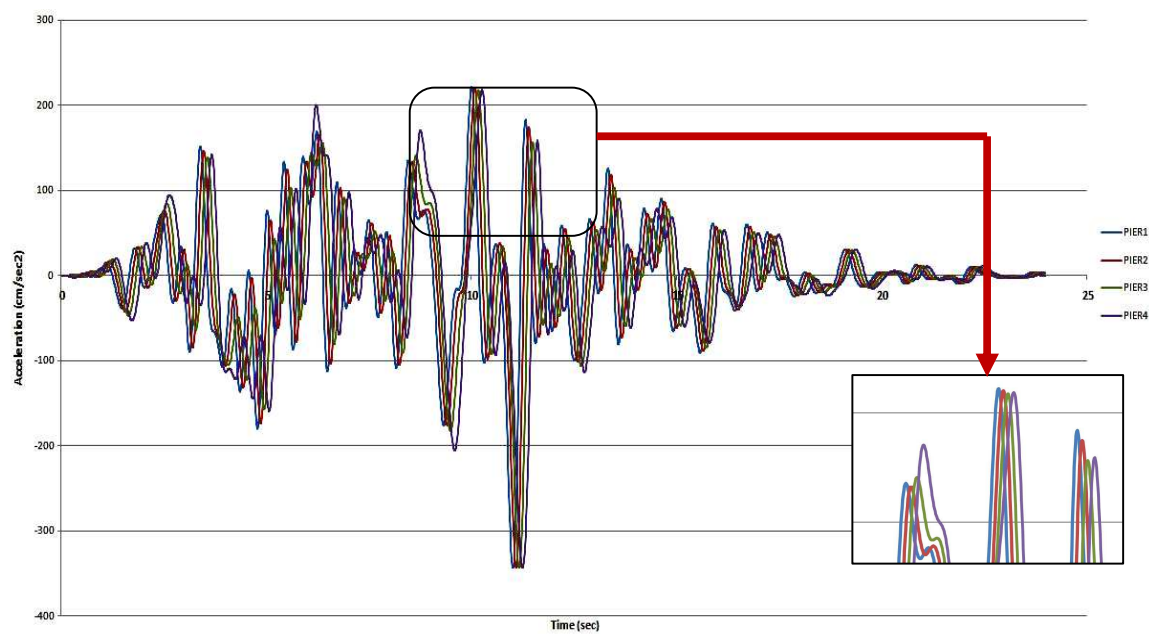
³ Run

شتابنگاشت های حاصل از اولین اجرای برنامه، برای هر مدل پل در شکل های (۲-۵) الی (۴-۵) نشان داده شده است.

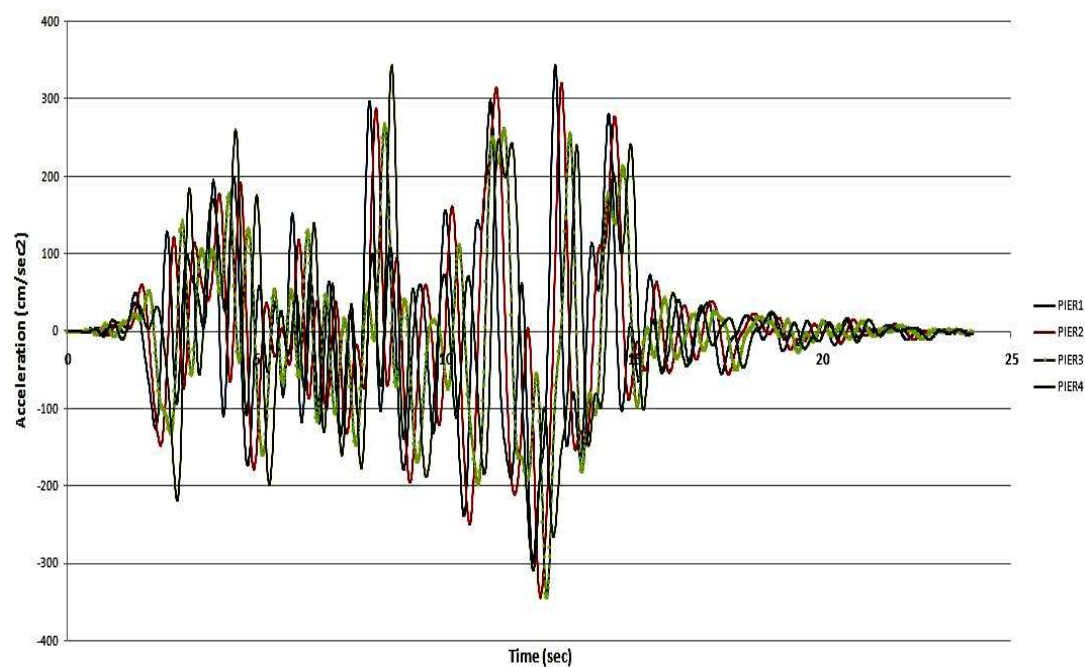


شکل ۲-۵ تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۱

لازم بذکر است که منظور از PIER1، محل اولین تکیه گاه پل (کوله ابتدایی)، PIER2 و PIER3 به ترتیب محل دومین و سومین تکیه گاه پل و PIER4 محل آخرین تکیه گاه پل (کوله انتهایی) در راستای طولی پل می باشند.



شکل ۳-۵ تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۲



شکل ۴-۵ نمونه ای از تاریخچه شتاب حاصل در پایه های پل مدل ۳

همانطور که ملاحظه می شود، در مدل ۱ بدلیل فاصله کم بین پایه های پل، حرکات زمین در این نقاط همبستگی مناسبی دارند و زمان تاخیر نیز تقریباً ناچیز خواهد بود لذا شتابنگاشت های حاصله در این مدل، بسیار به هم نزدیک اند. برای نمونه مقایسه کمی نمودارها، حداکثر شتاب حرکت زمین در پایه های اول تا چهارم برای مدل ۱ به ترتیب در لحظه های ۷/۵۲، ۷/۵۴، ۷/۵۷ و ۷/۵۹ ثانیه، برای مدل ۲ در لحظه های ۱۱/۰۱، ۱۱/۰۹، ۱۱/۱۶ و ۱۱/۲۵ ثانیه رخ می دهد.

اما در مدل ۳ که فاصله بین پایه های پل در آنها نسبتاً زیاد است، ناهمبستگی حرکت های زمین و نیز زمان عبور موج زلزله بین پایه ها، نسبت به مدل ۱ بیشتر خواهد بود و تفاوت در شتابنگاشت ها در این مدل، براحتی قابل تشخیص است.

جهت تایید اعتبار شتابنگاشت های حاصله و نیز بررسی سازگاری آنها با خصوصیات خاک محلی^۱ و منطقه محل احداث پل، طیف پاسخ شتاب^۲ سازه یک درجه آزادی با میرایی ۵ درصد، با شتاب طیفی^۳ آیین نامه مقایسه می شود. لذا پس از ایجاد شتابنگاشت ها، با استفاده از نرم افزار Seismo Signal ver4.1.2 طیف پاسخ شتاب سازه یک درجه آزادی با نسبت میرایی ۵ درصد برای هر پنج زوج شتابنگاشت بدست می آید. سپس طیف های پاسخ هر زوج شتابنگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات (SRSS)^۴ با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج حاصل می شود.

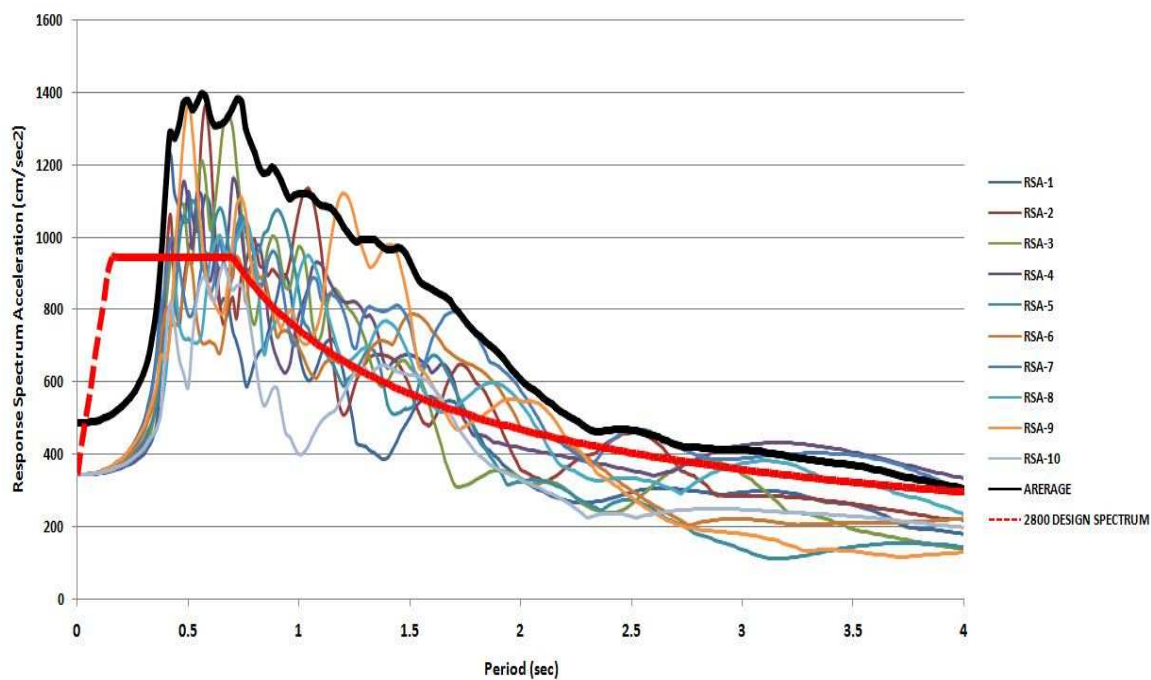
سرانجام با متوسط گیری طیف های پاسخ ترکیبی، طیف پاسخ میانگین بدست می آید که در شکل های (۵-۵) الی (۵-۱۶) قابل رویت است. همانطور که مشاهده می شود، طیف پاسخ شتاب شتابنگاشت های مصنوعی ایجاد شده به روش مذکور، سازگاری مناسبی با طیف طرح آیین نامه دارد. به عنوان نمونه، مقادیر عددی طیف پایه اول پل مدل ۱ در جدول ۳-۵ آورده شده است.

¹ Local soil condition

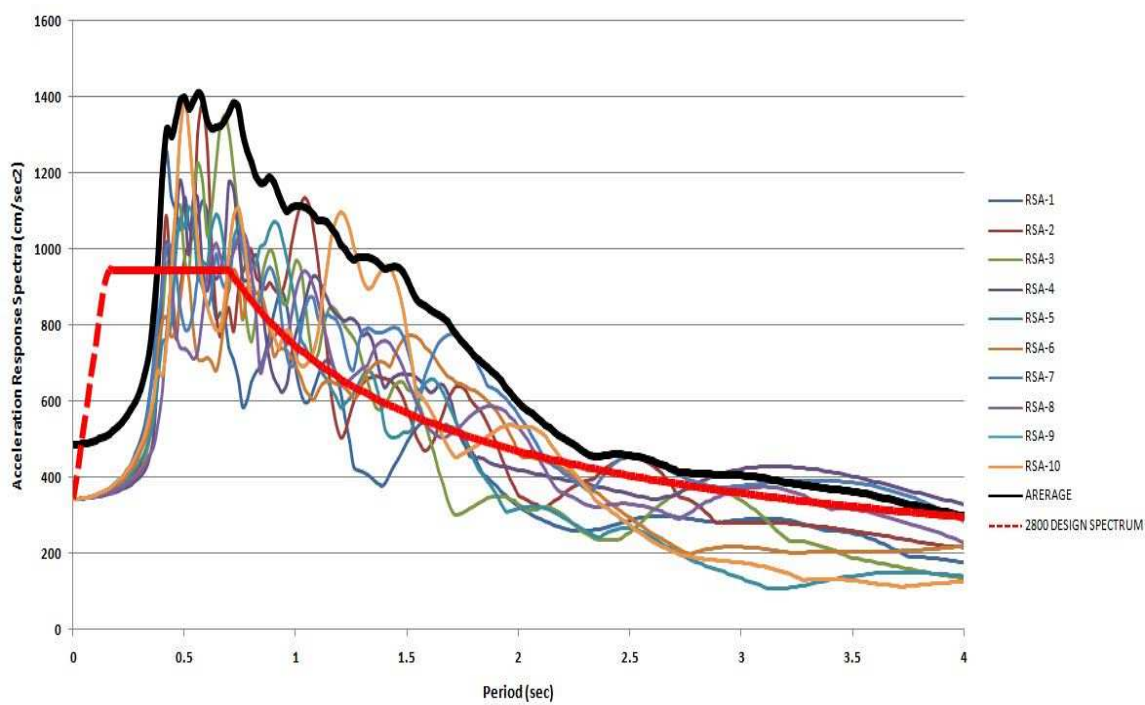
² Response Spectrum Acceleration

³ Acceleration spectra

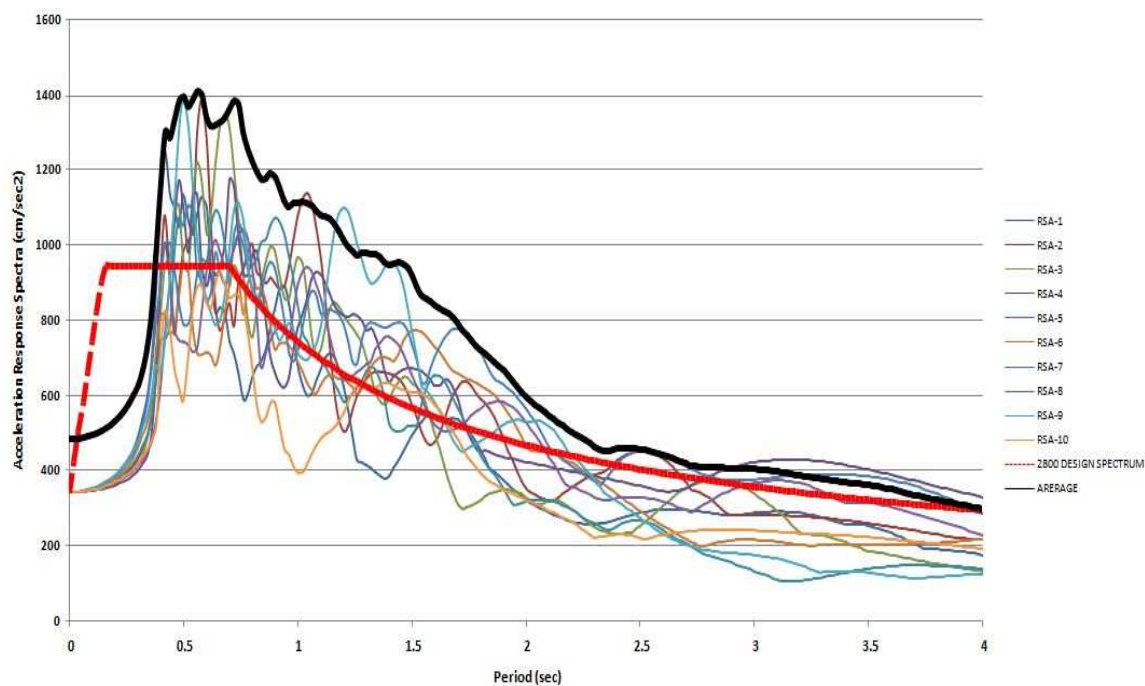
⁴ Square Root of Sum of Squares



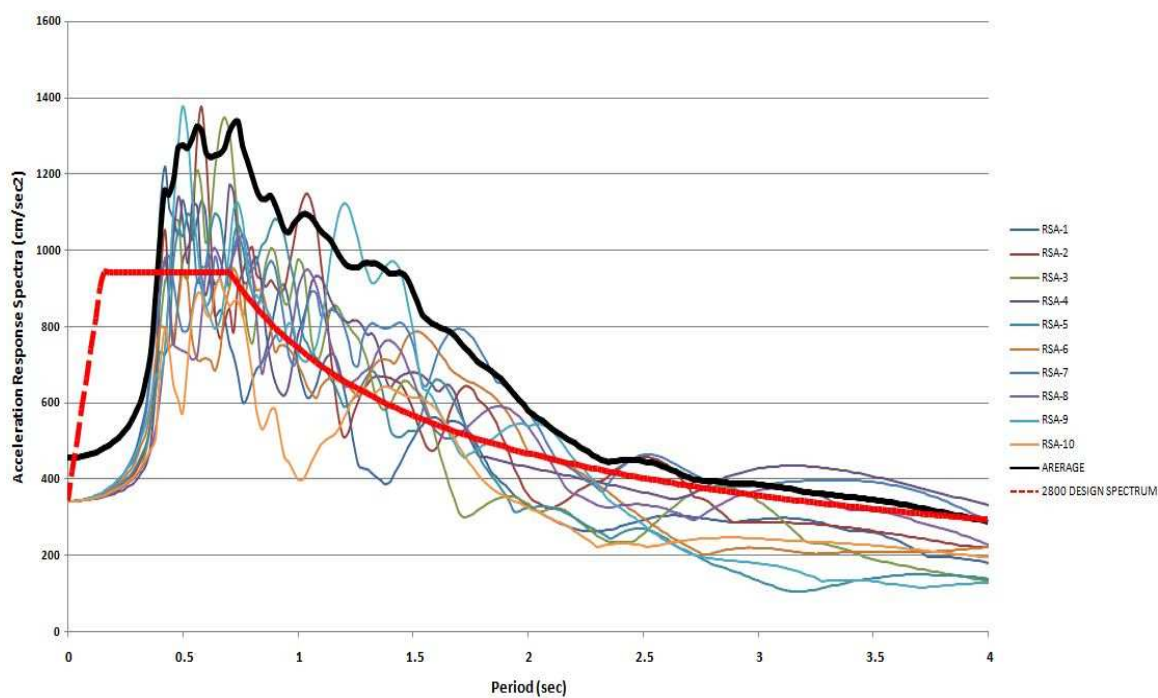
شکل ۵-۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۱



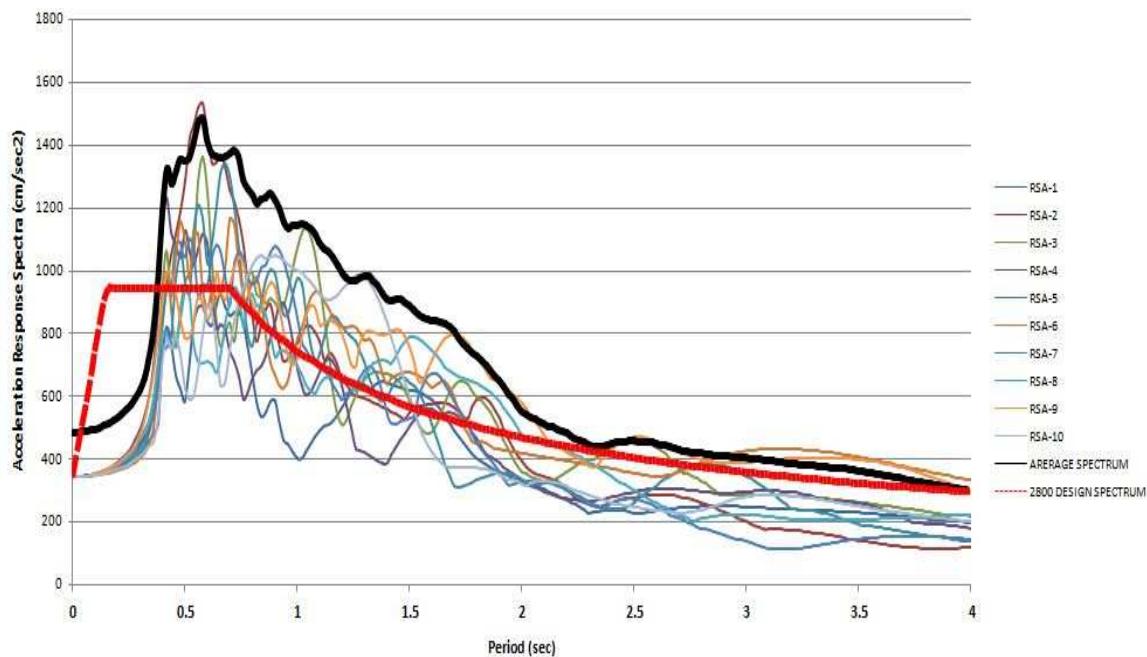
شکل ۶-۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۱



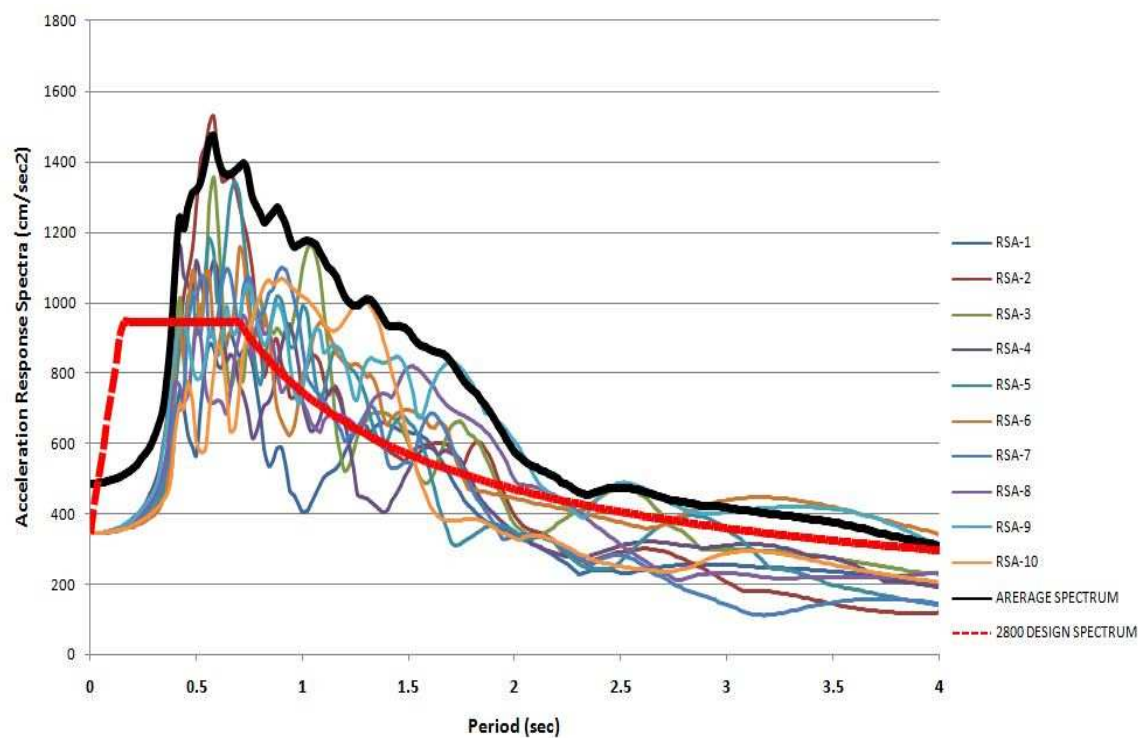
شکل ۵-۷ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۱



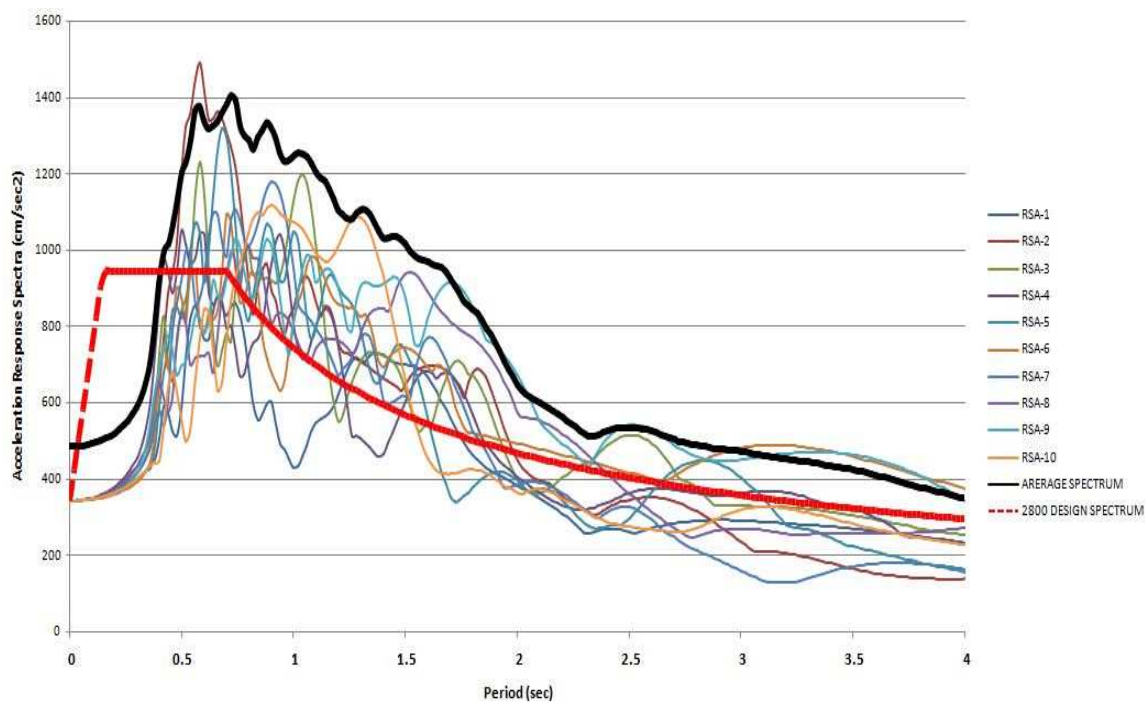
شکل ۵-۸ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۱



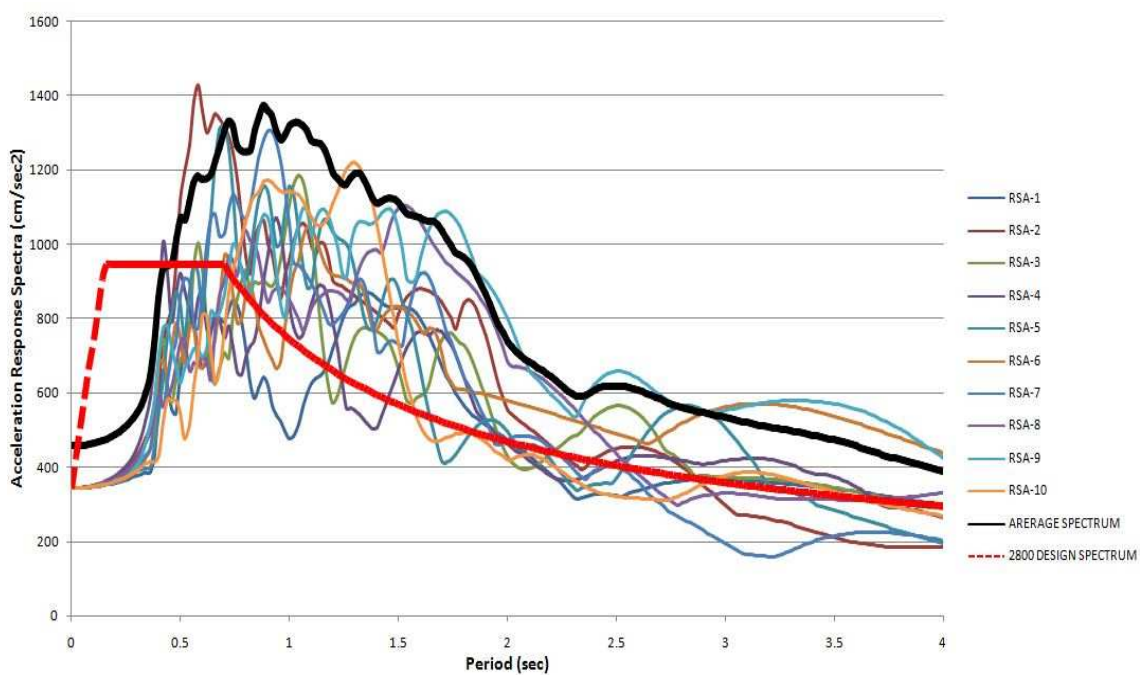
شکل ۹-۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۲



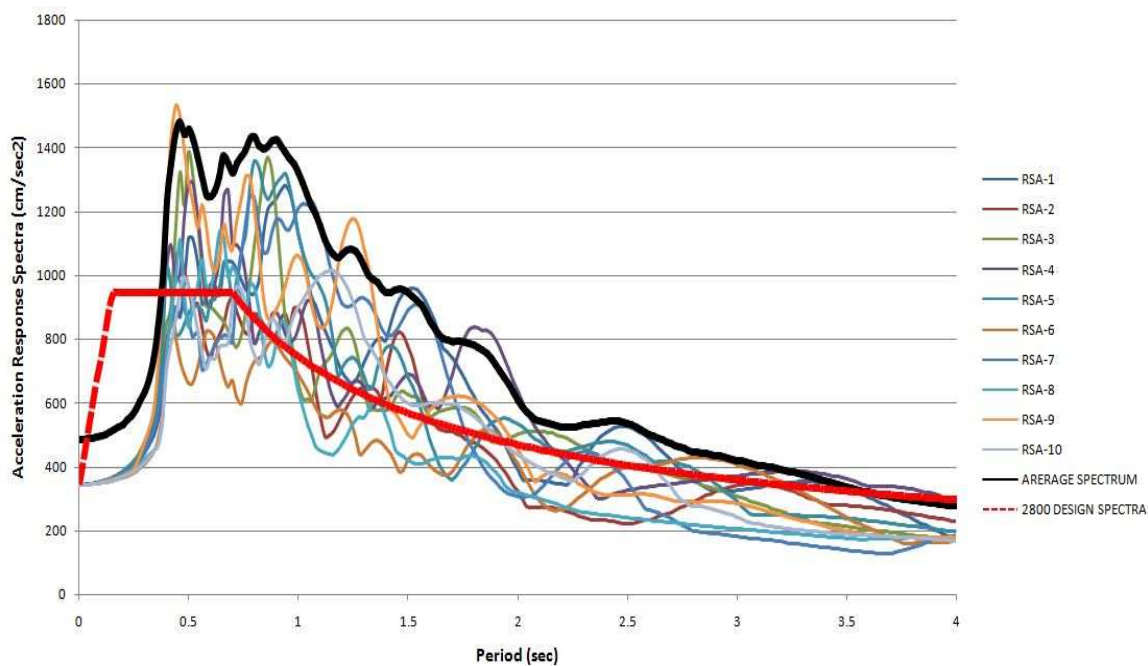
شکل ۱۰-۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۲



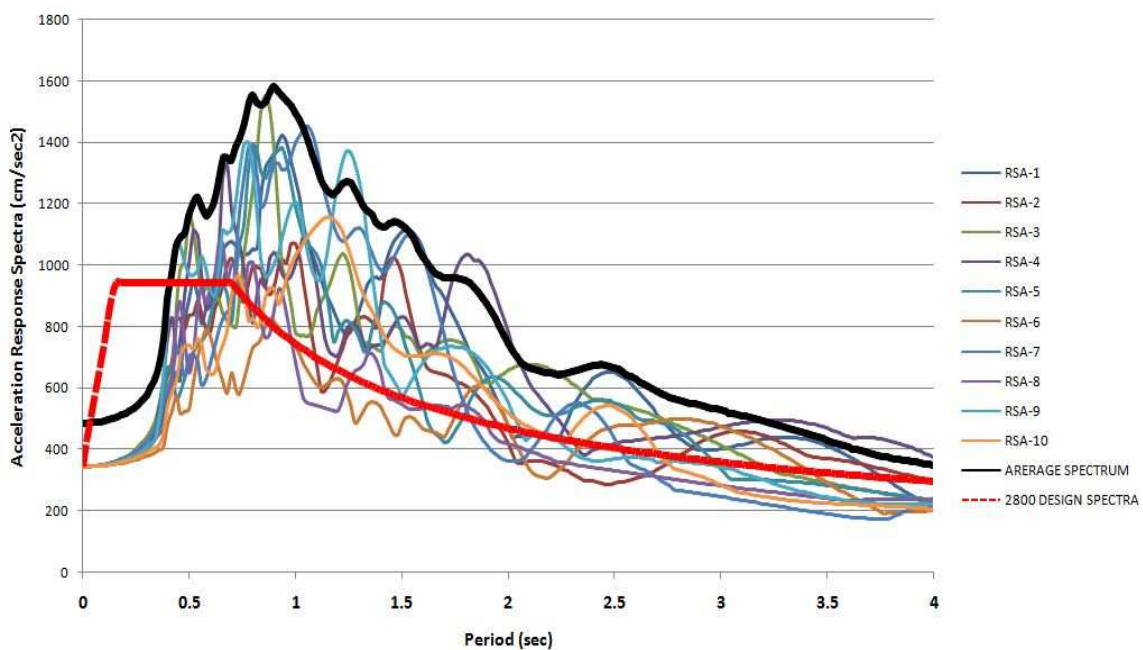
شکل ۵-۱۱ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۲



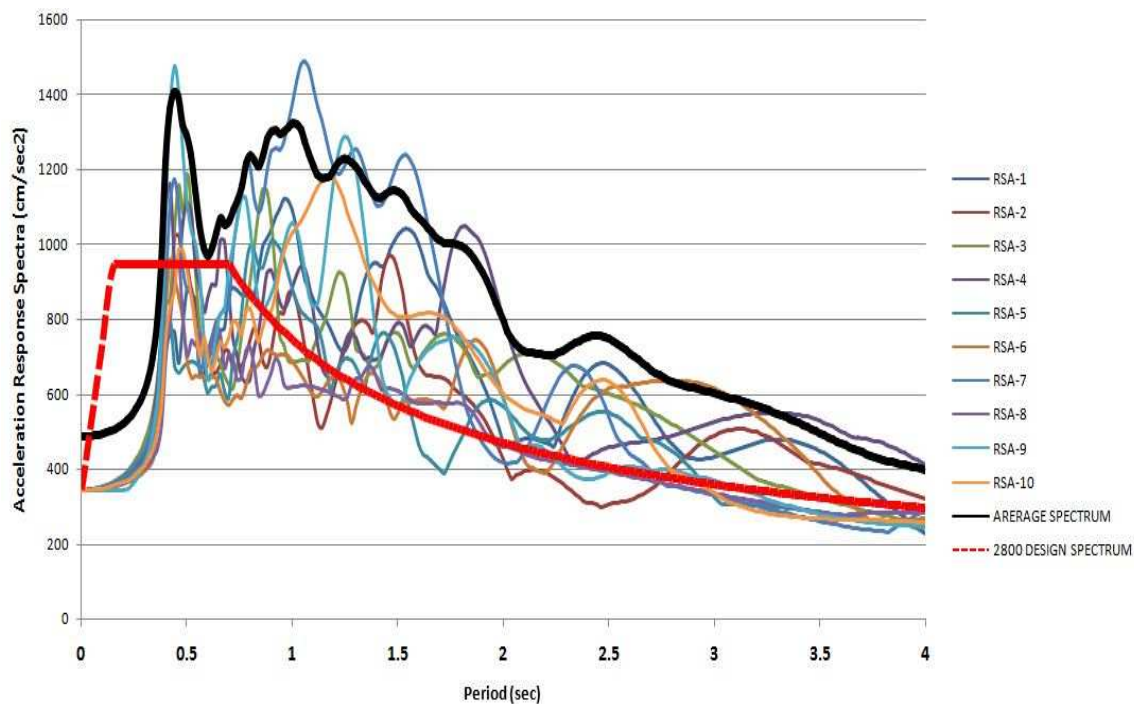
شکل ۵-۱۲ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۲



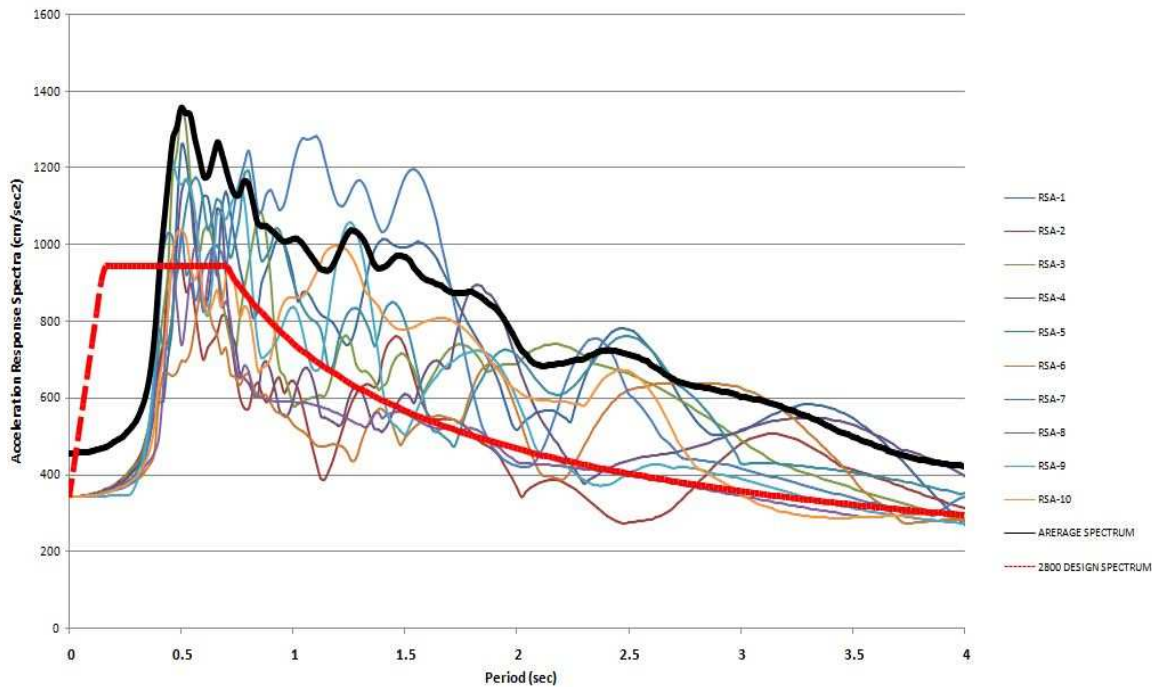
شکل ۵-۱۳ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه اول مدل ۳



شکل ۵-۱۴ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه دوم مدل ۳



شکل ۵-۱۵ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه سوم مدل ۳



شکل ۵-۱۶ طیف متوسط و شتاب طیفی آیین نامه در پایه چهارم مدل ۳

جدول ۵-۳ محاسبات طیف پاسخ شتاب میانگین پایه اول پل مدل ۱

RUN1		RUN2			RUN3		RUN4		
T (sec)	RSA(cm/sec2)	T (sec)	RSA(cm/sec2)	SRSS1&2	T (sec)	RSA(cm/sec2)	T (sec)	RSA(cm/sec2)	SRSS3&4
0	343.35	0	343.35	485.57	0	343.35	0	343.35	485.57
0.02	343.7864	0.02	343.4275	485.93	0.02	343.6905	0.02	343.3661	485.82
0.04	344.8507	0.04	344.1672	487.20	0.04	344.3792	0.04	343.9095	486.69
0.06	346.718	0.06	345.4097	489.40	0.06	345.5812	0.06	344.8013	488.17
0.08	349.3962	0.08	347.1798	492.55	0.08	347.2889	0.08	346.0626	490.27
0.1	352.9469	0.1	349.5045	496.71	0.1	349.5243	0.1	347.7166	493.02
0.12	357.4568	0.12	352.4484	501.99	0.12	352.3107	0.12	349.7818	496.45
0.14	363.0755	0.14	356.0545	508.52	0.14	355.6863	0.14	352.2864	500.61
0.16	369.927	0.16	360.4137	516.47	0.16	359.7198	0.16	355.3039	505.60
0.18	378.2386	0.18	365.642	526.07	0.18	364.4527	0.18	358.8332	511.45
0.2	388.3684	0.2	371.8701	537.69	0.2	369.9599	0.2	363.0787	518.35
0.22	400.7186	0.22	379.316	551.77	0.22	376.3937	0.22	368.1636	526.51
0.24	415.9276	0.24	388.3405	569.03	0.24	383.8082	0.24	373.9704	535.87
0.26	434.9908	0.26	399.3427	590.50	0.26	392.3681	0.26	380.8449	546.80
0.28	459.232	0.28	413.2909	617.82	0.28	402.4116	0.28	390.3876	560.65
0.3	491.1884	0.3	431.2306	653.62	0.3	413.8664	0.3	401.8303	576.84
0.32	535.0924	0.32	456.2382	703.19	0.32	437.1121	0.32	417.819	604.68
0.34	599.2458	0.34	493.8676	776.53	0.34	482.8973	0.34	444.7511	656.50
0.36	702.3713	0.36	558.5172	897.36	0.36	549.1519	0.36	499.1618	742.11
0.38	878.9019	0.38	688.007	1116.1	0.38	646.2622	0.38	651.5023	917.66
0.4	1113.777	0.4	914.6972	1441.2	0.4	806.9283	0.4	895.4896	1205.4
0.42	1231.62	0.42	1063.695	1627.3	0.42	934.4644	0.42	995.5049	1365.3
0.44	1124.419	0.44	876.1383	1425.4	0.44	962.7174	0.44	914.4125	1327.7
0.46	1082.996	0.46	756.1008	1320.8	0.46	1084.573	0.46	1050.649	1510.0
0.48	1042.628	0.48	876.0171	1361.7	0.48	1090.222	0.48	1155.74	1588.8
0.5	1127.585	0.5	964.3989	1483.7	0.5	959.6666	0.5	1088.931	1451.4
0.52	1058.554	0.52	994.6556	1452.5	0.52	930.4323	0.52	969.8361	1343.9
0.54	1017.107	0.54	1033.525	1450.0	0.54	1117.853	0.54	1121.542	1583.4
0.56	1066.574	0.56	1283.047	1668.4	0.56	1210.397	0.56	1116.284	1646.5
0.58	1116.356	0.58	1363.42	1762.1	0.58	1165.53	0.58	936.4104	1495.1
0.6	1088.437	0.6	1251.514	1658.6	0.6	1022.987	0.6	880.6031	1349.8
0.62	906.6061	0.62	1024.311	1367.8	0.62	1091.486	0.62	935.2625	1437.3
0.64	816.7698	0.64	826.3764	1161.9	0.64	1212.276	0.64	910.651	1516.2
0.66	830.7088	0.66	760.8678	1126.4	0.66	1308.324	0.66	931.9233	1606.2
0.68	815.1768	0.68	796.7418	1139.8	0.68	1342.431	0.68	1004.802	1676.8
0.7	743.5594	0.7	835.1838	1118.2	0.7	1303.508	0.7	1162.227	1746.3
0.72	712.4464	0.72	775.9193	1053.3	0.72	1199.115	0.72	1145.092	1658.0

0.74	662.3668	0.74	890.7905	1110.0	0.74	1068.581	0.74	1017.886	1475.7
0.76	590.9786	0.76	930.6229	1102.4	0.76	912.4194	0.76	916.5036	1293.2
0.78	610.14	0.78	970.2894	1146.1	0.78	805.828	0.78	911.7626	1216.8
0.8	654.468	0.8	995.4073	1191.2	0.8	760.0699	0.8	962.9792	1226.7
0.82	683.208	0.82	924.5182	1149.5	0.82	827.3868	0.82	978.1259	1281.1
0.84	698.1492	0.84	914.6671	1150.6	0.84	903.4998	0.84	911.8786	1283.6
0.86	731.6662	0.86	895.8309	1156.6	0.86	967.968	0.86	788.4286	1248.4
0.88	789.1276	0.88	910.1632	1204.6	0.88	1003.074	0.88	706.143	1226.7
0.9	835.9123	0.9	896.6568	1225.8	0.9	990.0551	0.9	665.5724	1192.9
0.92	887.9337	0.92	882.5924	1251.9	0.92	927.4323	0.92	639.3594	1126.4
0.94	896.5154	0.94	889.6319	1263.0	0.94	863.4606	0.94	626.4681	1066.7
0.96	853.0698	0.96	939.491	1269.0	0.96	864.2457	0.96	653.9714	1083.7
0.98	775.0966	0.98	1007.711	1271.3	0.98	925.6967	0.98	725.3687	1176.0
1	687.5183	1	1074.336	1275.4	1	975.0685	1	783.4863	1250.8
1.02	631.0942	1.02	1120.995	1286.4	1.02	956.1955	1.02	822.7416	1261.4
1.04	605.4801	1.04	1136.077	1287.3	1.04	871.4905	1.04	862.6233	1226.2
1.06	611.1211	1.06	1112.293	1269.1	1.06	769.3744	1.06	913.1796	1194.0
1.08	640.8432	1.08	1051.194	1231.1	1.08	714.1653	1.08	931.808	1174.0
1.1	677.4144	1.1	960.798	1175.5	1.1	733.4038	1.1	924.9149	1180.4
1.12	706.6788	1.12	850.2626	1105.5	1.12	791.7011	1.12	903.2052	1201.0
1.14	719.0807	1.14	733.2291	1026.9	1.14	840.7347	1.14	875.8152	1214.0
1.16	710.4566	1.16	621.1366	943.69	1.16	858.1415	1.16	850.9203	1208.5
1.18	680.024	1.18	546.4428	872.37	1.18	848.174	1.18	833.4258	1189.1
1.2	630.734	1.2	509.0028	810.49	1.2	825.9769	1.2	823.7009	1166.4
1.22	568.1383	1.22	525.5301	773.92	1.22	805.8802	1.22	818.3487	1148.5
1.24	499.8586	1.24	568.6183	757.09	1.24	790.5516	1.24	822.3027	1140.6
1.26	434.3626	1.26	604.1182	744.06	1.26	773.7192	1.26	819.9197	1127.3
1.28	424.9384	1.28	630.9847	760.73	1.28	747.6854	1.28	805.3169	1098.8
1.3	420.5365	1.3	653.3968	777.03	1.3	709.5004	1.3	779.7179	1054.2
1.32	412.9672	1.32	668.0236	785.36	1.32	663.7291	1.32	783.8503	1027.1
1.34	403.7213	1.34	674.5118	786.10	1.34	621.2416	1.34	763.8463	984.58
1.36	394.3333	1.36	675.7085	782.35	1.36	593.3279	1.36	720.7526	933.55
1.38	386.3358	1.38	673.8641	776.75	1.38	587.2641	1.38	665.5454	887.59
1.4	390.1501	1.4	670.6136	775.84	1.4	600.943	1.4	639.993	877.90
1.42	413.2346	1.42	665.3346	783.21	1.42	624.5609	1.42	655.2278	905.20
1.44	436.3845	1.44	656.0798	787.95	1.44	646.7462	1.44	665.902	928.28
1.46	459.33	1.46	640.4412	788.13	1.46	659.338	1.46	672.2945	941.65
1.48	482.0422	1.48	616.6583	782.70	1.48	657.7877	1.48	675.2411	942.67
1.5	503.9547	1.5	585.5026	772.51	1.5	641.6308	1.5	674.6944	931.07
1.52	523.9195	1.52	549.8896	759.51	1.52	631.114	1.52	671.3414	921.41
1.54	540.3247	1.54	515.8435	747.02	1.54	616.5228	1.54	664.7148	906.61
1.56	552.2159	1.56	490.5293	738.62	1.56	588.9817	1.56	655.2751	881.07

1.58	558.3144	1.58	480.253	736.44	1.58	552.183	1.58	642.7	847.33
1.6	558.08	1.6	487.9661	741.32	1.6	510.1314	1.6	627.0677	808.36
1.62	551.5818	1.62	511.5406	752.27	1.62	466.537	1.62	635.3301	788.22
1.64	539.4669	1.64	544.5935	766.55	1.64	424.2585	1.64	649.4686	775.76
1.66	547.0135	1.66	580.0687	797.31	1.66	384.771	1.66	647.7764	753.43
1.68	548.6288	1.68	611.4936	821.53	1.68	348.3543	1.68	629.8848	719.79
1.7	544.841	1.7	634.6988	836.47	1.7	315.0438	1.7	597.0591	675.07
1.72	536.3323	1.72	646.9891	840.38	1.72	309.6113	1.72	552.0468	632.94
1.74	523.447	1.74	647.5257	832.63	1.74	313.0024	1.74	504.1333	593.39
1.76	506.858	1.76	636.9893	814.03	1.76	318.2387	1.76	480.9617	576.71
1.78	487.1666	1.78	616.4374	785.70	1.78	324.8051	1.78	456.5405	560.29
1.8	465.1614	1.8	598.5007	758.00	1.8	332.0126	1.8	453.0406	561.67
1.82	441.8629	1.82	587.8811	735.42	1.82	339.1231	1.82	454.8566	567.36
1.84	419.4977	1.84	570.8467	708.40	1.84	345.5885	1.84	451.7307	568.76
1.86	410.0994	1.86	548.4491	684.81	1.86	350.7378	1.86	444.2609	566.02
1.88	398.833	1.88	521.9353	656.87	1.88	354.2031	1.88	433.8389	560.06
1.9	386.7112	1.9	492.7345	626.36	1.9	355.7567	1.9	431.2171	559.02
1.92	374.5005	1.92	462.2784	594.93	1.92	355.2798	1.92	428.5949	556.70
1.94	362.7267	1.94	432.2558	564.28	1.94	352.8458	1.94	425.9802	553.13
1.96	351.702	1.96	403.8925	535.55	1.96	348.5285	1.96	423.3797	548.38
1.98	341.6767	1.98	378.5535	509.94	1.98	342.5444	1.98	420.7984	542.59
2	332.5744	2	358.5319	489.03	2	334.9181	2	418.2399	535.81
2.02	324.3566	2.02	351.5012	478.28	2.02	325.7434	2.02	415.7063	528.12
2.04	316.8613	2.04	344.9793	468.41	2.04	317.6051	2.04	413.1981	521.15
2.06	309.9534	2.06	338.964	459.31	2.06	319.0389	2.06	410.7148	520.06
2.08	303.5395	2.08	333.4722	450.93	2.08	319.1231	2.08	408.2546	518.18
2.1	297.4967	2.1	328.5411	443.21	2.1	324.8243	2.1	405.8144	519.80
2.12	291.8595	2.12	325.3717	437.09	2.12	326.6006	2.12	403.3904	519.02
2.14	286.588	2.14	332.5078	438.96	2.14	324.8576	2.14	400.9781	516.05
2.16	281.7497	2.16	341.2259	442.51	2.16	320.1381	2.16	398.5722	511.22
2.18	277.4077	2.18	350.7725	447.20	2.18	313.072	2.18	396.1671	504.93
2.2	273.6758	2.2	360.5689	452.66	2.2	304.3291	2.2	393.7569	497.65
2.22	270.6225	2.22	370.0803	458.47	2.22	294.5752	2.22	391.3609	489.83
2.24	268.3418	2.24	378.8089	464.22	2.24	284.4353	2.24	388.9573	481.86
2.26	266.8995	2.26	386.4869	469.68	2.26	274.5459	2.26	386.5372	474.11
2.28	266.3261	2.28	392.7239	474.51	2.28	265.4279	2.28	384.0952	466.88
2.3	266.6144	2.3	397.3475	478.50	2.3	257.429	2.3	381.626	460.33
2.32	267.752	2.32	400.1795	481.49	2.32	250.8395	2.32	379.1248	454.59
2.34	269.6265	2.34	405.5467	486.99	2.34	245.8588	2.34	376.6368	449.77
2.36	272.127	2.36	417.1297	498.04	2.36	242.407	2.36	374.126	445.79
2.38	275.1241	2.38	427.5591	508.42	2.38	240.4052	2.38	371.5763	442.56
2.4	278.4763	2.4	436.7411	517.96	2.4	239.7145	2.4	368.985	440.01

2.42	282.0383	2.42	444.5739	526.48	2.42	239.9327	2.42	366.4192	437.98
2.44	285.6683	2.44	450.9507	533.81	2.44	240.8866	2.44	363.8177	436.33
2.46	289.2344	2.46	455.7631	539.79	2.46	245.1765	2.46	361.1723	436.52
2.48	292.619	2.48	458.9059	544.26	2.48	253.5792	2.48	358.5338	439.14
2.5	295.723	2.5	460.2828	547.09	2.5	263.0399	2.5	355.8825	442.54
2.52	298.5175	2.52	459.8121	548.21	2.52	273.2817	2.52	353.1879	446.56
2.54	300.9	2.54	457.432	547.52	2.54	284.0816	2.54	350.5046	451.17
2.56	302.831	2.56	453.1063	544.98	2.56	295.0927	2.56	347.8105	456.12
2.58	304.2931	2.58	446.8815	540.64	2.58	306.1396	2.58	345.0768	461.30
2.6	305.3448	2.6	438.7931	534.57	2.6	316.9465	2.6	342.3725	466.55
2.62	305.9345	2.62	428.8421	526.78	2.62	327.3302	2.62	346.0903	476.36
2.64	306.0837	2.64	417.1282	517.38	2.64	337.1234	2.64	349.0532	485.27
2.66	305.8856	2.66	403.859	506.62	2.66	346.1768	2.66	351.1822	493.12
2.68	305.3276	2.68	389.0628	494.56	2.68	354.3836	2.68	352.5536	499.88
2.7	304.449	2.7	372.9065	481.40	2.7	361.688	2.7	357.5171	508.56
2.72	303.3477	2.72	355.6387	467.43	2.72	367.9461	2.72	364.54	517.95
2.74	301.9953	2.74	351.636	463.51	2.74	373.1959	2.74	371.1959	526.36
2.76	300.5138	2.76	346.3952	458.58	2.76	377.3148	2.76	377.4828	533.72
2.78	298.8885	2.78	339.7354	452.49	2.78	380.39	2.78	383.3998	540.08
2.8	297.1773	2.8	331.7327	445.37	2.8	382.32	2.8	388.9466	545.38
2.82	295.4396	2.82	322.3998	437.29	2.82	383.1705	2.82	394.1235	549.68
2.84	293.7267	2.84	311.8897	428.42	2.84	382.9469	2.84	398.9319	552.98
2.86	292.0799	2.86	300.284	418.90	2.86	381.6305	2.86	403.3736	555.29
2.88	290.5529	2.88	287.6568	408.86	2.88	379.3271	2.88	407.4511	556.69
2.9	289.2135	2.9	286.6982	407.23	2.9	376.0125	2.9	411.2083	557.20
2.92	290.1205	2.92	286.3076	407.60	2.92	371.7248	2.92	414.6323	556.86
2.94	291.7002	2.94	286.0849	408.57	2.94	366.5728	2.94	417.7103	555.74
2.96	293.191	2.96	285.9902	409.57	2.96	360.519	2.96	420.4471	553.84
2.98	294.569	2.98	285.9568	410.53	2.98	353.7039	2.98	422.9051	551.32
3	295.8189	3	285.9384	411.42	3	346.1107	3	425.0559	548.14
3.02	296.9051	3.02	285.9212	412.19	3.02	337.8564	3.02	426.8872	544.40
3.04	297.7976	3.04	285.8556	412.79	3.04	328.9531	3.04	428.4367	540.15
3.06	298.4678	3.06	285.7493	413.20	3.06	319.5166	3.06	429.7363	535.50
3.08	298.8876	3.08	285.5634	413.37	3.08	309.546	3.08	430.7401	530.42
3.1	299.0295	3.1	285.2944	413.29	3.1	299.1891	3.1	431.478	525.05
3.12	298.8678	3.12	284.9561	412.94	3.12	288.4292	3.12	432.0047	519.44
3.14	298.3786	3.14	284.5288	412.29	3.14	277.381	3.14	432.2604	513.60
3.16	297.5403	3.16	284.0072	411.32	3.16	266.0892	3.16	432.2806	507.61
3.18	296.3409	3.18	283.3909	410.03	3.18	254.5918	3.18	432.1134	501.53
3.2	294.7785	3.2	282.6801	408.41	3.2	243.0055	3.2	431.7013	495.39
3.22	292.8214	3.22	281.8759	406.44	3.22	238.9266	3.22	431.0927	492.87
3.24	290.4601	3.24	280.9797	404.12	3.24	238.3823	3.24	430.3109	491.92

3.26	287.6889	3.26	279.9938	401.44	3.26	237.4924	3.26	429.3111	490.62
3.28	284.5053	3.28	278.9208	398.42	3.28	236.1308	3.28	428.1568	488.95
3.3	280.9278	3.3	277.7638	395.06	3.3	234.2413	3.3	426.8388	486.88
3.32	276.9635	3.32	276.5265	391.37	3.32	231.8378	3.32	425.3304	484.41
3.34	272.6012	3.34	275.2126	387.36	3.34	228.8974	3.34	423.7074	481.58
3.36	269.5229	3.36	273.8263	384.21	3.36	225.4694	3.36	421.9305	478.39
3.38	266.9177	3.38	272.3719	381.35	3.38	221.5933	3.38	419.991	474.86
3.4	265.8579	3.4	270.8539	379.52	3.4	217.303	3.4	417.9692	471.08
3.42	265.9016	3.42	269.2768	378.43	3.42	212.6495	3.42	415.8088	467.02
3.44	265.4119	3.44	267.6449	376.93	3.44	207.685	3.44	413.5135	462.73
3.46	264.3599	3.46	265.9683	375.00	3.46	202.4622	3.46	411.1565	458.30
3.48	262.7529	3.48	264.2542	372.65	3.48	197.0426	3.48	408.6852	453.70
3.5	260.5558	3.5	262.4992	369.85	3.5	191.9399	3.5	406.1064	449.18
3.52	257.7859	3.52	260.7069	366.63	3.52	189.7006	3.52	403.4709	445.84
3.54	254.451	3.54	258.8805	362.99	3.54	187.4317	3.54	400.7582	442.42
3.56	250.5917	3.56	257.023	358.96	3.56	185.139	3.56	397.9642	438.92
3.58	246.2164	3.58	255.1488	354.57	3.58	182.8295	3.58	395.1007	435.35
3.6	241.3804	3.6	253.2544	349.86	3.6	180.5058	3.6	392.2118	431.75
3.62	236.1332	3.62	251.3344	344.85	3.62	178.1732	3.62	389.2663	428.10
3.64	230.5068	3.64	249.3899	339.60	3.64	175.8362	3.64	386.2744	424.41
3.66	224.5757	3.66	247.4217	334.14	3.66	173.5001	3.66	383.2461	420.68
3.68	218.3843	3.68	245.434	328.52	3.68	171.1714	3.68	380.1907	416.94
3.7	212.0003	3.7	243.4297	322.80	3.7	168.8524	3.7	377.1174	413.19
3.72	205.4708	3.72	241.3997	317.00	3.72	166.5469	3.72	374.0345	409.43
3.74	198.8556	3.74	239.3436	311.17	3.74	164.2583	3.74	370.9498	405.69
3.76	195.741	3.76	237.2608	307.58	3.76	161.9897	3.76	367.8706	401.95
3.78	195.252	3.78	235.1508	305.64	3.78	159.7438	3.78	364.8033	398.24
3.8	194.5967	3.8	233.0128	303.58	3.8	157.528	3.8	361.7534	394.56
3.82	193.7738	3.82	230.8463	301.39	3.82	155.346	3.82	358.7259	390.91
3.84	192.7824	3.84	228.6508	299.07	3.84	153.1932	3.84	355.7312	387.31
3.86	191.6219	3.86	226.4259	296.62	3.86	151.0738	3.86	352.7871	383.77
3.88	190.2922	3.88	224.1762	294.05	3.88	148.9943	3.88	349.8756	380.27
3.9	188.8174	3.9	223.2284	292.37	3.9	146.9457	3.9	347.0195	376.84
3.92	187.1811	3.92	222.3924	290.68	3.92	144.9299	3.92	344.2027	373.47
3.94	185.3841	3.94	221.5366	288.86	3.94	142.9515	3.94	341.4233	370.14
3.96	183.4407	3.96	220.6497	286.94	3.96	141.0016	3.96	338.6893	366.86
3.98	181.3703	3.98	219.7672	284.94	3.98	139.0789	3.98	335.9795	363.62
4	179.1513	4	218.8572	282.83	4	137.1823	4	333.2912	360.41

ادامه جدول ۵-۳ محاسبات طیف پاسخ شتاب میانگین پایه اول پیل مدل ۱

RUN5		RUN6			RUN7		RUN8		
T (sec)	RSA(cm/sec ²)	T (sec)	RSA(cm/sec ²)	SRSS5&6	T (sec)	RSA(cm/sec ²)	T (sec)	RSA(cm/sec ²)	SRSS7&8
0	343.35	0	343.35	485.57	0	343.35	0	343.35	485.570
0.02	343.6576	0.02	343.4175	485.83	0.02	343.57	0.02	343.3661	485.737
0.04	344.4693	0.04	344.3843	487.09	0.04	344.6246	0.04	344.0493	486.966
0.06	345.8883	0.06	345.9908	489.23	0.06	346.4442	0.06	345.1588	489.038
0.08	347.916	0.08	348.286	492.28	0.08	349.0843	0.08	346.733	492.019
0.1	350.5804	0.1	351.305	496.30	0.1	352.379	0.1	348.79	495.807
0.12	353.9247	0.12	355.1292	501.37	0.12	356.6367	0.12	351.3513	500.637
0.14	358.0443	0.14	359.8359	507.61	0.14	362.3223	0.14	354.4844	506.889
0.16	362.9907	0.16	365.5636	515.16	0.16	368.9713	0.16	358.2298	514.264
0.18	368.9262	0.18	372.589	524.33	0.18	376.9474	0.18	362.6719	523.087
0.2	375.8651	0.2	380.9441	535.15	0.2	385.3267	0.2	367.8501	532.719
0.22	384.3271	0.22	390.6517	548.01	0.22	399.1531	0.22	373.9665	546.968
0.24	394.3856	0.24	402.2716	563.34	0.24	414.1013	0.24	381.1905	562.837
0.26	406.5834	0.26	418.3843	583.39	0.26	428.2169	0.26	389.9488	579.163
0.28	421.0375	0.28	434.5616	605.07	0.28	446.2034	0.28	400.2921	599.442
0.3	439.0386	0.3	460.2409	636.06	0.3	475.1589	0.3	412.5312	629.251
0.32	463.8669	0.32	491.5846	675.89	0.32	520.5554	0.32	428.1551	674.013
0.34	496.4276	0.34	526.0002	723.26	0.34	587.0623	0.34	450.8525	740.209
0.36	544.8408	0.36	599.4474	810.05	0.36	678.9853	0.36	476.4634	829.480
0.38	639.2341	0.38	720.6355	963.29	0.38	793.4194	0.38	526.1353	952.015
0.4	741.1477	0.4	797.7471	1088.8	0.4	882.9183	0.4	620.1981	1078.97
0.42	753.8018	0.42	803.9453	1102.0	0.42	991.1073	0.42	762.5096	1250.48
0.44	793.9512	0.44	756.4494	1096.6	0.44	994.218	0.44	881.3352	1328.61
0.46	976.5591	0.46	774.7483	1246.5	0.46	925.8645	0.46	764.2211	1200.52
0.48	1060.795	0.48	848.9318	1358.6	0.48	840.8429	0.48	722.4897	1108.60
0.5	1043.777	0.5	934.5421	1401.0	0.5	785.0217	0.5	719.9884	1065.19
0.52	1100.668	0.52	912.2146	1429.5	0.52	787.1027	0.52	711.9955	1061.35
0.54	1079.201	0.54	771.6803	1326.7	0.54	836.3443	0.54	708.7972	1096.29
0.56	917.6542	0.56	711.383	1161.1	0.56	915.0129	0.56	730.883	1171.08
0.58	957.8042	0.58	706.8502	1190.3	0.58	895.3827	0.58	826.3872	1218.45
0.6	953.7608	0.6	712.204	1190.3	0.6	845.8074	0.6	938.2359	1263.20
0.62	1043.425	0.62	702.9314	1258.1	0.62	888.244	0.62	980.7613	1323.20
0.64	1081.287	0.64	677.9191	1276.2	0.64	992.3871	0.64	1006.926	1413.76
0.66	1061.305	0.66	726.2796	1286.0	0.66	939.5925	0.66	977.6232	1355.94
0.68	983.6172	0.68	826.7835	1284.9	0.68	907.3792	0.68	941.3992	1307.50
0.7	889.4788	0.7	896.5963	1262.9	0.7	952.1649	0.7	958.1774	1350.82
0.72	1023.195	0.72	946.3128	1393.7	0.72	1007.371	0.72	992.2922	1414.01

0.74	1060.633	0.74	922.1745	1405.4	0.74	1043.485	0.74	1025.474	1463.03
0.76	1033.162	0.76	819.9054	1318.9	0.76	1016.896	0.76	1044.509	1457.76
0.78	986.4928	0.78	902.1339	1336.7	0.78	949.9995	0.78	1019.39	1393.43
0.8	957.0059	0.8	924.757	1330.8	0.8	899.7364	0.8	944.9441	1304.77
0.82	965.763	0.82	889.7912	1313.1	0.82	869.7772	0.82	826.5085	1199.84
0.84	1010.303	0.84	892.1359	1347.8	0.84	871.7956	0.84	680.5363	1105.96
0.86	1021.283	0.86	856.5894	1332.9	0.86	933.6279	0.86	716.8725	1177.10
0.88	1059.807	0.88	793.4408	1323.9	0.88	961.5985	0.88	751.1051	1220.17
0.9	1076.776	0.9	725.078	1298.1	0.9	944.8998	0.9	772.1616	1220.27
0.92	1067.516	0.92	740.2025	1299.0	0.92	887.8218	0.92	779.6006	1181.52
0.94	1031.636	0.94	743.3192	1271.5	0.94	806.9119	0.94	772.9588	1117.39
0.96	977.7495	0.96	735.7071	1223.6	0.96	723.8906	0.96	752.8729	1044.43
0.98	921.3762	0.98	719.311	1168.9	0.98	701.3732	0.98	827.0834	1084.43
1	850.0714	1	696.2408	1098.8	1	723.2867	1	897.7015	1152.82
1.02	769.8806	1.02	668.4492	1019.5	1.02	795.6369	1.02	937.4907	1229.60
1.04	750.2586	1.04	637.5827	984.58	1.04	853.8145	1.04	949.0468	1276.59
1.06	725.481	1.06	620.0189	954.33	1.06	887.824	1.06	937.0464	1290.84
1.08	713.4077	1.08	610.4508	938.93	1.08	882.4867	1.08	907.0927	1265.54
1.1	698.553	1.1	638.1041	946.12	1.1	827.3821	1.1	864.9471	1196.95
1.12	681.2894	1.12	654.9752	945.06	1.12	832.803	1.12	816.7273	1166.44
1.14	661.689	1.14	662.0597	936.03	1.14	844.036	1.14	767.7653	1140.99
1.16	639.751	1.16	659.9238	919.11	1.16	839.1797	1.16	722.9501	1107.64
1.18	615.5739	1.18	655.9834	899.58	1.18	827.9112	1.18	685.217	1074.69
1.2	589.4324	1.2	653.4519	880.01	1.2	800.1512	1.2	656.5907	1035.06
1.22	607.9385	1.22	645.5066	886.71	1.22	754.82	1.22	658.0583	1001.39
1.24	620.1901	1.24	633.4806	886.52	1.24	701.2486	1.24	666.6539	967.562
1.26	636.2327	1.26	618.7951	887.52	1.26	696.1012	1.26	677.3047	971.235
1.28	658.8549	1.28	628.3931	910.47	1.28	762.9163	1.28	688.2342	1027.47
1.3	681.4754	1.3	662.9536	950.74	1.3	797.7633	1.3	697.2327	1059.50
1.32	693.6554	1.32	687.93	976.93	1.32	807.7609	1.32	704.9341	1072.10
1.34	686.2767	1.34	704.1378	983.25	1.34	804.0335	1.34	734.2122	1088.82
1.36	655.5943	1.36	713.1714	968.71	1.36	797.1852	1.36	755.0474	1097.99
1.38	603.9211	1.38	715.5937	936.37	1.38	795.1023	1.38	766.6003	1104.47
1.4	539.4912	1.4	712.4966	893.70	1.4	799.1323	1.4	768.6379	1108.79
1.42	514.567	1.42	704.9005	872.73	1.42	806.6393	1.42	761.5264	1109.31
1.44	512.73	1.44	726.9891	889.60	1.44	811.3109	1.44	746.3064	1102.36
1.46	518.0101	1.46	756.9276	917.20	1.46	807.0915	1.46	724.4975	1084.57
1.48	526.0307	1.48	776.7422	938.10	1.48	789.1971	1.48	697.4562	1053.22
1.5	527.8695	1.5	787.0646	947.69	1.5	755.9383	1.5	667.6308	1008.55
1.52	539.4232	1.52	788.9076	955.69	1.52	707.392	1.52	636.6165	951.674
1.54	592.1634	1.54	783.7486	982.30	1.54	650.2908	1.54	606.3984	889.155
1.56	633.7721	1.56	773.0284	999.61	1.56	646.084	1.56	578.6872	867.354

1.58	660.8215	1.58	758.4064	1005.9	1.58	681.0669	1.58	555.1443	878.656
1.6	672.6738	1.6	744.116	1003.0	1.6	717.0929	1.6	536.705	895.697
1.62	670.8985	1.62	728.2458	990.17	1.62	746.3531	1.62	524.0665	911.969
1.64	658.0423	1.64	710.8614	968.68	1.64	768.5634	1.64	517.3569	926.470
1.66	637.5704	1.66	693.344	941.92	1.66	783.786	1.66	516.216	938.509
1.68	612.0443	1.68	681.4617	915.96	1.68	792.3186	1.68	519.8223	947.620
1.7	583.7146	1.7	672.0247	890.13	1.7	794.5642	1.7	527.0433	953.471
1.72	559.9214	1.72	664.5444	868.98	1.72	791.009	1.72	536.7694	955.937
1.74	536.1307	1.74	658.2134	848.92	1.74	782.2011	1.74	547.7593	954.923
1.76	509.743	1.76	652.5245	828.02	1.76	768.7284	1.76	559.13	950.562
1.78	481.8313	1.78	646.6131	806.39	1.78	751.1982	1.78	570.0938	943.030
1.8	453.0771	1.8	640.158	784.27	1.8	730.2181	1.8	579.9383	932.495
1.82	430.2497	1.82	632.5766	765.02	1.82	706.8406	1.82	588.0441	919.467
1.84	414.0831	1.84	623.4267	748.41	1.84	681.4487	1.84	593.958	903.968
1.86	397.2269	1.86	612.3801	729.93	1.86	656.3436	1.86	597.4323	887.531
1.88	379.3301	1.88	599.1971	709.17	1.88	650.5931	1.88	597.9881	883.663
1.9	360.2459	1.9	583.7393	685.95	1.9	642.8305	1.9	595.734	876.430
1.92	339.6781	1.92	565.9738	660.08	1.92	633.1362	1.92	590.3438	865.66
1.94	317.66	1.94	545.9688	631.65	1.94	621.5857	1.94	582.1595	851.632
1.96	318.6025	1.96	523.8826	613.15	1.96	608.2512	1.96	571.1219	834.355
1.98	322.2093	1.98	499.9495	594.78	1.98	593.2707	1.98	557.57	814.158
2	325.2432	2	474.4614	575.23	2	576.8666	2	541.9234	791.489
2.02	327.5418	2.02	463.0633	567.19	2.02	558.9556	2.02	524.5805	766.561
2.04	328.8816	2.04	462.5456	567.54	2.04	539.8813	2.04	505.9892	739.930
2.06	329.1688	2.06	461.1862	566.60	2.06	519.6225	2.06	486.5761	711.873
2.08	328.3414	2.08	458.9434	564.30	2.08	498.5281	2.08	466.7401	682.917
2.1	326.3822	2.1	455.968	560.74	2.1	476.5521	2.1	446.6838	653.167
2.12	323.3721	2.12	452.146	555.88	2.12	456.7869	2.12	426.4423	624.905
2.14	319.25	2.14	447.5268	549.72	2.14	448.462	2.14	405.9015	604.875
2.16	314.1428	2.16	442.1689	542.40	2.16	440.04	2.16	384.9938	584.684
2.18	308.1163	2.18	436.165	534.01	2.18	431.5421	2.18	369.5395	568.144
2.2	301.3744	2.2	429.5802	524.75	2.2	422.9888	2.2	364.9463	558.663
2.22	294.0456	2.22	422.4477	514.70	2.22	414.4004	2.22	359.8326	548.823
2.24	286.3673	2.24	414.8405	504.08	2.24	405.7967	2.24	354.2626	538.677
2.26	278.6735	2.26	406.8299	493.12	2.26	397.21	2.26	348.2513	528.256
2.28	271.3714	2.28	398.4852	482.11	2.28	388.6722	2.28	341.7732	517.566
2.3	264.6901	2.3	389.8722	471.23	2.3	380.1776	2.3	334.8494	506.615
2.32	258.4019	2.32	381.0523	460.40	2.32	371.7423	2.32	330.8496	497.648
2.34	252.1061	2.34	372.0827	449.44	2.34	384.3158	2.34	327.5011	504.931
2.36	245.9028	2.36	363.0157	438.46	2.36	401.5316	2.36	327.0998	517.901
2.38	252.7107	2.38	353.8987	434.86	2.38	417.6861	2.38	329.9883	532.31
2.4	260.4095	2.4	344.7742	432.06	2.4	432.0884	2.4	332.2747	545.075

2.42	266.2202	2.42	335.7049	428.45	2.42	444.3597	2.42	333.9068	555.832
2.44	270.2697	2.44	326.6984	424.00	2.44	454.2333	2.44	334.9038	564.347
2.46	272.6591	2.46	317.7812	418.72	2.46	461.7253	2.46	335.2851	570.619
2.48	273.4572	2.48	308.9773	412.60	2.48	466.8822	2.48	335.0705	574.674
2.5	272.7455	2.5	300.3076	405.67	2.5	469.778	2.5	334.2801	576.571
2.52	270.5246	2.52	291.7898	397.90	2.52	470.5978	2.52	332.934	576.461
2.54	266.853	2.54	283.4383	389.29	2.54	469.5634	2.54	331.053	574.531
2.56	261.7904	2.56	275.2653	379.87	2.56	466.9581	2.56	328.6578	571.021
2.58	255.468	2.58	267.2805	369.73	2.58	462.9814	2.58	325.7696	566.107
2.6	247.9767	2.6	259.4914	358.92	2.6	457.9118	2.6	322.4099	560.028
2.62	239.4814	2.62	251.9036	347.57	2.62	452.0159	2.62	318.6007	553.014
2.64	230.1202	2.64	244.5211	335.77	2.64	445.5429	2.64	314.3641	545.282
2.66	221.9709	2.66	237.3462	324.96	2.66	438.7207	2.66	309.7229	537.032
2.68	217.6549	2.68	230.3801	316.93	2.68	431.8061	2.68	304.7001	528.487
2.7	212.3463	2.7	223.6292	308.38	2.7	425.0002	2.7	299.3194	519.824
2.72	206.1896	2.72	217.1001	299.41	2.72	418.3978	2.72	293.6046	511.136
2.74	199.3282	2.74	210.7752	290.09	2.74	412.2631	2.74	301.9406	511.007
2.76	191.902	2.76	204.6508	280.55	2.76	406.5879	2.76	310.4663	511.569
2.78	184.0457	2.78	205.9239	276.18	2.78	401.5939	2.78	318.5583	512.598
2.8	179.3179	2.8	209.611	275.84	2.8	397.2255	2.8	326.2588	514.035
2.82	175.3991	2.82	212.7941	275.76	2.82	393.584	2.82	333.562	515.918
2.84	171.3779	2.84	215.4782	275.32	2.84	390.6836	2.84	340.4098	518.181
2.86	167.2622	2.86	217.6871	274.52	2.86	388.465	2.86	346.7354	520.701
2.88	163.0894	2.88	219.4457	273.41	2.88	386.9326	2.88	352.5043	523.427
2.9	158.8509	2.9	220.7982	272.00	2.9	386.065	2.9	357.7167	526.314
2.92	154.5451	2.92	221.7517	270.29	2.92	385.7428	2.92	362.3491	529.239
2.94	150.1888	2.94	222.3297	268.30	2.94	385.9296	2.94	366.4233	532.172
2.96	145.8194	2.96	222.56	266.07	2.96	386.5725	2.96	369.9945	535.102
2.98	141.4084	2.98	222.4709	263.60	2.98	387.5217	2.98	373.0967	537.935
3	136.9753	3	222.0907	260.93	3	388.8017	3	375.7587	540.704
3.02	132.5532	3.02	221.4476	258.08	3.02	390.2183	3.02	378.0006	543.281
3.04	128.1139	3.04	220.5698	255.07	3.04	391.8112	3.04	379.8097	545.684
3.06	123.6931	3.06	219.485	251.93	3.06	393.4213	3.06	381.1627	547.782
3.08	119.2886	3.08	218.2268	248.70	3.08	395.0019	3.08	382.0117	549.508
3.1	114.8969	3.1	216.8314	245.39	3.1	396.5485	3.1	382.3221	550.836
3.12	112.5947	3.12	215.3111	242.97	3.12	397.9672	3.12	382.0455	551.667
3.14	111.9486	3.14	213.7051	241.25	3.14	399.2238	3.14	381.1623	551.964
3.16	111.7985	3.16	212.0437	239.71	3.16	400.2896	3.16	379.6556	551.697
3.18	112.1388	3.18	210.3671	238.38	3.18	401.1547	3.18	377.5541	550.883
3.2	112.9458	3.2	208.7086	237.31	3.2	401.8271	3.2	374.8466	549.522
3.22	114.1808	3.22	207.1283	236.51	3.22	402.2777	3.22	371.5183	547.588
3.24	115.7923	3.24	205.7328	236.08	3.24	402.5559	3.24	367.6697	545.190

3.26	117.7191	3.26	206.3433	237.56	3.26	402.7111	3.26	363.2362	542.325
3.28	119.9028	3.28	206.981	239.20	3.28	402.7835	3.28	358.3343	539.108
3.3	122.2788	3.3	207.5478	240.89	3.3	402.8259	3.3	352.9154	535.553
3.32	124.7657	3.32	208.0262	242.57	3.32	402.8735	3.32	347.104	531.778
3.34	127.3223	3.34	208.4113	244.22	3.34	402.92	3.34	340.8539	527.755
3.36	129.8764	3.36	208.7111	245.82	3.36	402.939	3.36	334.2876	523.553
3.38	132.3774	3.38	208.9329	247.33	3.38	402.8497	3.38	327.3769	519.098
3.4	134.7833	3.4	209.0843	248.76	3.4	402.6322	3.4	323.1135	516.250
3.42	137.0556	3.42	209.1789	250.08	3.42	402.2407	3.42	323.7425	516.339
3.44	139.1763	3.44	209.2426	251.30	3.44	401.6416	3.44	323.9927	516.030
3.46	141.1253	3.46	209.2634	252.40	3.46	400.8159	3.46	323.8568	515.302
3.48	142.9159	3.48	209.2766	253.41	3.48	399.7498	3.48	323.3153	514.132
3.5	144.5668	3.5	209.2763	254.35	3.5	398.4341	3.5	322.3426	512.498
3.52	146.1356	3.52	209.2889	255.25	3.52	396.8824	3.52	320.9626	510.424
3.54	147.6736	3.54	209.3064	256.15	3.54	395.0785	3.54	319.1377	507.873
3.56	149.1675	3.56	209.3658	257.07	3.56	393.0204	3.56	316.9258	504.883
3.58	150.5569	3.58	209.4446	257.94	3.58	390.7087	3.58	314.3189	501.447
3.6	151.7869	3.6	209.5758	258.76	3.6	388.1441	3.6	311.355	497.592
3.62	152.8238	3.62	209.7556	259.52	3.62	385.3608	3.62	308.1	493.384
3.64	153.645	3.64	209.979	260.18	3.64	382.3285	3.64	304.5773	488.817
3.66	154.236	3.66	210.2746	260.77	3.66	379.0445	3.66	300.8704	483.939
3.68	154.5952	3.68	210.6309	261.27	3.68	375.5484	3.68	297.0687	478.838
3.7	154.7278	3.7	211.0432	261.68	3.7	371.808	3.7	293.2695	473.548
3.72	154.6566	3.72	211.5271	262.03	3.72	367.8446	3.72	289.6214	468.177
3.74	154.3946	3.74	212.0844	262.33	3.74	363.6571	3.74	286.2166	462.781
3.76	153.9813	3.76	212.6997	262.58	3.76	359.26	3.76	282.9724	457.319
3.78	153.4571	3.78	213.3726	262.82	3.78	354.638	3.78	279.7417	451.689
3.8	152.8826	3.8	214.128	263.10	3.8	349.8446	3.8	276.4259	445.872
3.82	152.4734	3.82	214.9352	263.52	3.82	344.8474	3.82	272.955	439.800
3.84	152.2567	3.84	215.7908	264.09	3.84	339.6628	3.84	269.3049	433.469
3.86	151.8378	3.86	216.7081	264.60	3.86	334.3398	3.86	265.459	426.909
3.88	151.2254	3.88	217.6763	265.05	3.88	328.8569	3.88	261.4431	420.118
3.9	150.4292	3.9	218.6785	265.42	3.9	323.2305	3.9	257.2437	413.100
3.92	149.4599	3.92	219.7214	265.73	3.92	317.4778	3.92	252.8889	405.887
3.94	148.3292	3.94	220.8056	266.00	3.94	311.6393	3.94	248.4085	398.529
3.96	147.0496	3.96	221.9056	266.20	3.96	305.7047	3.96	243.8193	391.028
3.98	145.6342	3.98	223.0306	266.36	3.98	299.6905	3.98	239.1543	383.417
4	144.0966	4	224.177	266.49	4	293.6131	4	234.4336	375.723

ادامه جدول ۵-۳ محاسبات طیف پاسخ شتاب میانگین پایه اول پیل مدل ۱

RUN9		RUN10		SRSS9&10	AVERAGE OF SRSS	Sa (cm/sec ²)
T (sec)	RSA(cm/sec ²)	T (sec)	RSA(cm/sec ²)			
0	343.35	0	343.35	485.5702	485.5702	343.35
0.02	343.3863	0.02	343.5654	485.7482	485.8154	423.465
0.04	344.5814	0.04	344.2591	487.0838	487.0092	503.58
0.06	346.5499	0.06	345.4643	489.3285	489.0365	583.695
0.08	349.3595	0.08	347.1828	492.5322	491.9344	663.81
0.1	353.0677	0.1	349.433	496.7497	495.721	743.925
0.12	357.7369	0.12	352.2396	502.0442	500.5015	824.04
0.14	363.4856	0.14	355.6805	508.5572	506.442	904.155
0.16	370.4436	0.16	359.7704	516.3944	513.5817	944.2125
0.18	378.7949	0.18	364.652	525.7915	522.1499	944.2125
0.2	388.6634	0.2	370.3367	536.8505	532.1566	944.2125
0.22	400.4739	0.22	377.0707	550.056	544.6648	944.2125
0.24	414.5814	0.24	384.9035	565.7106	559.3622	944.2125
0.26	431.5417	0.26	394.2407	584.5117	576.8761	944.2125
0.28	452.1707	0.28	405.265	607.2051	598.0405	944.2125
0.3	477.8265	0.3	418.5325	635.2068	626.1989	944.2125
0.32	509.0548	0.32	434.663	669.3793	665.4312	944.2125
0.34	550.3998	0.34	454.7359	713.9501	722.0919	944.2125
0.36	603.3288	0.36	479.7006	770.7907	809.961	944.2125
0.38	673.3167	0.38	515.2047	847.8156	959.3909	944.2125
0.4	660.4005	0.4	713.4284	972.1671	1157.34	944.2125
0.42	738.6937	0.42	820.4757	1104.015	1289.862	944.2125
0.44	918.5199	0.44	763.6386	1194.497	1274.593	944.2125
0.46	1107.255	0.46	667.4702	1292.877	1314.16	944.2125
0.48	1284.231	0.48	622.6359	1427.208	1369.017	944.2125
0.5	1373.236	0.5	586.4087	1493.202	1378.924	944.2125
0.52	1296.959	0.52	715.6114	1481.284	1353.741	944.2125
0.54	1142.195	0.54	831.8553	1413.008	1373.914	944.2125
0.56	1005.153	0.56	883.5193	1338.259	1397.094	944.2125
0.58	905.715	0.58	886.1372	1267.106	1386.639	944.2125
0.6	850.0389	0.6	837.039	1192.98	1330.985	944.2125
0.62	815.3472	0.62	827.1622	1161.46	1309.611	944.2125
0.64	791.0108	0.64	893.3085	1193.188	1312.258	944.2125
0.66	792.781	0.66	925.7551	1218.821	1318.716	944.2125
0.68	875.3689	0.68	888.7514	1247.457	1331.321	944.2125
0.7	988.3276	0.7	855.658	1307.265	1357.132	944.2125
0.72	1088.835	0.72	866.7935	1391.723	1382.177	926.6451

0.74	1110.292	0.74	867.6942	1409.128	1372.696	909.8726
0.76	1061.497	0.76	830.1875	1347.586	1303.995	893.8391
0.78	958.6338	0.78	766.5055	1227.399	1264.127	878.4938
0.8	874.6354	0.8	678.0171	1106.659	1232.065	863.7905
0.82	863.0927	0.82	583.0829	1041.592	1197.062	849.6874
0.84	848.7445	0.84	535.5148	1003.565	1178.339	836.1462
0.86	829.943	0.86	548.484	994.8066	1181.989	823.1319
0.88	807.1139	0.88	582.0101	995.0722	1194.097	810.6125
0.9	778.6023	0.9	583.6998	973.1017	1182.073	798.5585
0.92	749.2494	0.92	527.2362	916.1619	1155.028	786.9428
0.94	776.3402	0.94	460.8185	902.8055	1124.305	775.7406
0.96	798.6075	0.96	447.8247	915.5987	1107.29	764.9286
0.98	784.914	0.98	420.8304	890.6111	1118.262	754.4857
1	723.8557	1	401.7787	827.8848	1121.171	744.3921
1.02	707.3552	1.02	403.2979	814.2485	1122.26	734.6294
1.04	708.1551	1.04	423.2126	824.9803	1119.945	725.1806
1.06	724.5245	1.06	448.4259	852.069	1112.09	716.0299
1.08	748.5596	1.08	471.234	884.5354	1098.831	707.1625
1.1	802.1985	1.1	492.3822	941.2559	1088.066	698.5647
1.12	883.5407	1.12	504.1943	1017.279	1087.092	690.2235
1.14	973.8049	1.14	511.9589	1100.181	1083.646	682.1269
1.16	1050.78	1.16	522.1548	1173.364	1070.465	674.2637
1.18	1101.762	1.18	539.0853	1226.577	1052.467	666.6232
1.2	1121.249	1.2	563.0828	1254.695	1029.355	659.1955
1.22	1110.785	1.22	590.6474	1258.057	1013.727	651.9714
1.24	1076.831	1.24	616.0327	1240.589	998.4904	644.9419
1.26	1029.629	1.26	634.1744	1209.262	987.8862	638.0990
1.28	980.8225	1.28	641.5719	1172.018	993.9197	631.4347
1.3	941.5804	1.3	636.9997	1136.812	995.6609	624.9417
1.32	918.2826	1.32	621.1548	1108.637	994.031	618.6131
1.34	924.7752	1.34	631.851	1120.02	992.5563	612.4423
1.36	944.9014	1.36	642.9125	1142.88	985.1015	606.4232
1.38	965.9617	1.38	646.3197	1162.244	973.4889	600.5498
1.4	979.4292	1.4	643.7378	1172.041	965.6579	594.8166
1.42	978.103	1.42	637.8901	1167.728	967.6416	589.2182
1.44	958.3483	1.44	631.5004	1147.704	971.1819	583.7498
1.46	919.2508	1.46	626.0917	1112.211	968.7544	578.4065
1.48	862.919	1.48	622.3944	1063.957	956.1329	573.1838
1.5	794.1558	1.5	620.0208	1007.526	933.4721	568.0775
1.52	718.5789	1.52	617.8815	947.6989	907.2004	563.0833
1.54	642.5563	1.54	614.7435	889.2627	882.8716	558.1975
1.56	628.8169	1.56	609.4124	875.6678	872.4667	553.4164

1.58	613.6093	1.58	600.9699	858.8837	865.4471	548.7363
1.6	592.9369	1.6	589.0518	835.7967	856.8553	544.1539
1.62	568.942	1.62	573.7835	808.0362	850.1363	539.6660
1.64	543.2985	1.64	555.8068	777.2351	842.9406	535.2695
1.66	517.9115	1.66	535.8121	745.2026	835.2761	530.9615
1.68	494.1489	1.68	514.6208	713.4548	823.6735	526.7391
1.7	473.1799	1.7	493.145	683.4407	807.7206	522.5997
1.72	466.2969	1.72	472.1945	663.6267	792.3748	518.5406
1.74	473.9988	1.74	452.5162	655.3211	777.042	514.5595
1.76	481.0198	1.76	434.5603	648.2459	763.5177	510.6539
1.78	487.9438	1.78	418.475	642.8145	747.6463	506.8215
1.8	495.349	1.8	404.5092	639.5298	735.1959	503.0603
1.82	503.6202	1.82	392.4432	638.4708	725.1501	499.3681
1.84	512.7915	1.84	382.1594	639.5318	713.8177	495.7429
1.86	522.3398	1.86	373.3355	642.0423	702.0699	492.1828
1.88	531.896	1.88	365.6691	645.4667	691.0494	488.6859
1.9	540.5279	1.9	358.9294	648.8457	679.3237	485.2505
1.92	547.5152	1.92	352.7674	651.32	665.7405	481.8748
1.94	552.1569	1.94	346.9972	652.1383	650.5693	478.5573
1.96	553.9311	1.96	341.4661	650.7217	636.4349	475.2962
1.98	552.5371	1.98	336.0498	646.7045	621.6376	472.0901
2	547.7425	2	330.6471	639.8042	606.2746	468.9376
2.02	546.4644	2.02	325.1852	635.9	595.2151	465.8372
2.04	548.5189	2.04	319.7183	634.8959	586.3894	462.7875
2.06	546.9179	2.06	314.1852	630.7389	577.7205	459.7872
2.08	541.6865	2.08	308.5914	623.4203	567.9507	456.8351
2.1	532.9535	2.1	302.9162	613.0234	557.9915	453.9300
2.12	520.9356	2.12	297.1089	599.7063	547.3231	451.0706
2.14	505.919	2.14	291.1115	583.6951	538.6652	448.2558
2.16	488.2419	2.16	284.7881	565.2295	529.2101	445.4845
2.18	468.2781	2.18	278.0325	544.5975	519.7816	442.7556
2.2	451.2059	2.2	270.7449	526.203	511.9886	440.0681
2.22	440.3422	2.22	262.8403	512.8219	504.932	437.4211
2.24	428.0466	2.24	254.2553	497.8651	497.342	434.8135
2.26	414.5531	2.26	244.973	481.5247	489.3417	432.2445
2.28	400.0211	2.28	234.9505	463.9166	480.9985	429.7130
2.3	384.5987	2.3	226.7479	446.4647	472.631	427.2183
2.32	368.5248	2.32	229.9664	434.3905	465.706	424.7595
2.34	351.9943	2.34	232.637	421.9241	462.616	422.3357
2.36	340.6613	2.36	234.7027	413.6852	462.7776	419.9463
2.38	333.3512	2.38	236.1118	408.4995	465.3335	417.5903
2.4	325.3778	2.4	236.8196	402.4354	467.5123	415.2671

2.42	316.9226	2.42	236.7888	395.612	468.8741	412.9760
2.44	308.1062	2.44	235.9905	388.0991	469.3209	410.7162
2.46	299.0383	2.46	234.4042	379.9595	469.1244	408.4871
2.48	289.8454	2.48	232.0179	371.2717	468.3924	406.2879
2.5	280.6586	2.5	228.8719	362.1486	466.8067	404.1182
2.52	271.6152	2.52	225.7976	353.2129	464.4719	401.9771
2.54	262.7734	2.54	228.5488	348.2591	462.1559	399.8642
2.56	254.2167	2.56	231.1176	343.5716	459.1167	397.7789
2.58	246.1138	2.58	233.5359	339.2801	455.4136	395.7205
2.6	238.4287	2.6	235.7892	335.3279	451.0834	393.6886
2.62	231.3124	2.62	237.8572	331.7853	447.1042	391.6825
2.64	224.7484	2.64	239.7862	328.6476	442.4723	389.7018
2.66	218.7624	2.66	241.5104	325.8593	437.5209	387.7460
2.68	213.409	2.68	243.0969	323.4803	432.6702	385.8145
2.7	208.6683	2.7	244.4975	321.4366	427.9223	383.9069
2.72	204.5092	2.72	245.7221	319.6926	423.1259	382.0226
2.74	200.9048	2.74	246.8059	318.2387	421.8462	380.1614
2.76	197.8157	2.76	247.6985	316.9946	420.2838	378.3226
2.78	195.2058	2.78	248.4519	315.9646	419.466	376.5060
2.8	193.0275	2.8	249.049	315.0953	419.1487	374.7109
2.82	191.1944	2.82	249.4726	314.3118	418.5947	372.9371
2.84	189.6391	2.84	249.7781	313.6114	417.7058	371.1842
2.86	188.2959	2.86	249.9361	312.9271	416.4708	369.4517
2.88	187.1453	2.88	249.9438	312.2423	414.927	367.7393
2.9	186.0682	2.9	249.8319	311.5082	414.8532	366.0466
2.92	185.015	2.92	249.6093	310.7014	414.9408	364.3732
2.94	183.9668	2.94	249.2627	309.7994	414.9202	362.7189
2.96	182.8087	2.96	248.8042	308.7435	414.6691	361.0832
2.98	181.5758	2.98	248.2459	307.5643	414.1937	359.4658
3	180.1425	3	247.5999	306.1977	413.4814	357.8664
3.02	178.5536	3.02	246.8784	304.6807	412.5303	356.2846
3.04	176.7151	3.04	246.0928	302.9685	411.3354	354.7203
3.06	174.6388	3.06	245.2545	301.0789	409.9012	353.1729
3.08	172.303	3.08	244.3738	299.0098	408.2053	351.6424
3.1	169.6658	3.1	243.4631	296.7503	406.2663	350.1283
3.12	166.767	3.12	242.5692	294.3655	404.2783	348.6304
3.14	163.5671	3.14	241.7022	291.8461	402.192	347.1485
3.16	160.0558	3.16	240.897	289.2218	399.914	345.6822
3.18	156.2805	3.18	240.1899	286.5568	397.4801	344.2313
3.2	152.213	3.2	239.5659	283.832	394.8951	342.7955
3.22	147.854	3.22	239.0097	281.0453	392.8942	341.3745
3.24	143.2577	3.24	238.4956	278.2138	391.1074	339.9683

3.26	138.4053	3.26	237.9905	275.3098	389.4537	338.5764
3.28	133.3037	3.28	237.4712	272.3278	387.603	337.1986
3.3	133.8831	3.3	236.93	272.1406	386.1069	335.8348
3.32	134.7687	3.32	236.3623	272.0841	384.4446	334.4847
3.34	135.3998	3.34	235.7518	271.8676	382.5598	333.1481
3.36	135.8099	3.36	235.096	271.5041	380.6984	331.8248
3.38	135.9692	3.38	234.393	270.9755	378.7265	330.5145
3.4	135.8701	3.4	233.6415	270.2758	377.1802	329.2171
3.42	135.5434	3.42	232.8407	269.4194	376.261	327.9324
3.44	134.9748	3.44	231.9902	268.3983	375.0799	326.6601
3.46	134.1574	3.46	231.0906	267.2098	373.6436	325.4001
3.48	133.1087	3.48	230.1425	265.8637	371.9549	324.1521
3.5	131.8479	3.5	229.1475	264.3718	370.0527	322.9161
3.52	130.3584	3.52	228.1076	262.7287	368.178	321.6918
3.54	128.6494	3.54	227.0266	260.944	366.0783	320.4790
3.56	126.7468	3.56	225.9124	259.0389	363.776	319.2775
3.58	124.8936	3.58	224.7603	257.1295	361.2893	318.0873
3.6	123.8035	3.6	223.5735	255.5629	358.7078	316.9081
3.62	122.5785	3.62	222.3552	253.9042	355.9554	315.7398
3.64	121.24	3.64	221.1089	252.1672	353.0373	314.5822
3.66	119.7927	3.66	219.8384	250.3582	349.9814	313.4351
3.68	118.2256	3.68	218.5472	248.4757	346.8126	312.2984
3.7	116.58	3.7	217.2392	246.5436	343.5551	311.1720
3.72	115.3885	3.72	215.9179	244.8164	340.2944	310.0557
3.74	116.7971	3.74	214.5867	244.3134	337.2578	308.9494
3.76	118.1302	3.76	213.2598	243.7919	334.6475	307.8528
3.78	119.3851	3.78	211.9311	243.2439	332.3299	306.7660
3.8	120.5744	3.8	210.6029	242.6763	329.9601	305.6886
3.82	121.6921	3.82	209.2834	242.0919	327.5457	304.6207
3.84	122.7369	3.84	207.9793	241.4948	325.0906	303.5621
3.86	123.7208	3.86	206.6809	240.8814	322.5597	302.5126
3.88	124.6398	3.88	205.4048	240.2628	319.9525	301.4722
3.9	125.4927	3.9	204.1368	239.6252	317.4746	300.4406
3.92	126.2866	3.92	202.8812	238.9751	314.95	299.4178
3.94	127.0266	3.94	201.6393	238.3153	312.3715	298.4037
3.96	127.7086	3.96	200.4009	237.6342	309.736	297.3981
3.98	128.336	3.98	199.167	236.934	307.058	296.4010
4	128.914	4	197.943	236.22	304.338	295.4122

طبق آیین نامه، طیف متوسط در محدوده زمان های تناوب $T = 0.2$ و $T = 1/5$ با طیف شتاب آیین نامه مقایسه می گردد. سپس ضریب مقیاس آنچنان تعیین می شود که در این محدوده، مقادیر متوسط ها در هیچ حالت کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف آیین نامه نباشد. T زمان تناوب اصلی پل است [۲۲]. مطابق بند ۲-۴-۶ آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله، زمان تناوب اصلی پل (T) را می توان از رابطه زیر بر اساس روش بار یکنواخت محاسبه نمود [۲۲]:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{W}{Kg}} = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}} \quad (5-5)$$

K : سختی جانبی پل در جهت مورد نظر است و از تقسیم نیروی جانبی فرضی وارده بر عرشه پل به تغییر مکان حداکثر که در عرشه پل ایجاد می گردد، بدست می آید.

M : جرم موثر لرزه ای پل

g : شتاب ثقل

با فرض وزن واحد طول عرشه برابر ۱۳ تن بر متر و در نظر گرفتن وزن سر ستون و یک چهارم وزن ستون ها، و نیز محاسبه سختی ناشی از سه ستون، زمان تناوب اصلی پل مدل ۱ برابر 0.118 ثانیه خواهد شد. لذا در محدوده تناوب 0.036 تا 0.27 ثانیه، ضریب مقیاس به روش ذکر شده در بالا، تعیین خواهد شد.

و سرانجام ضریب مقیاس تعیین شده، باید در شتابنگاشت ها ضرب شود تا در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گیرد.

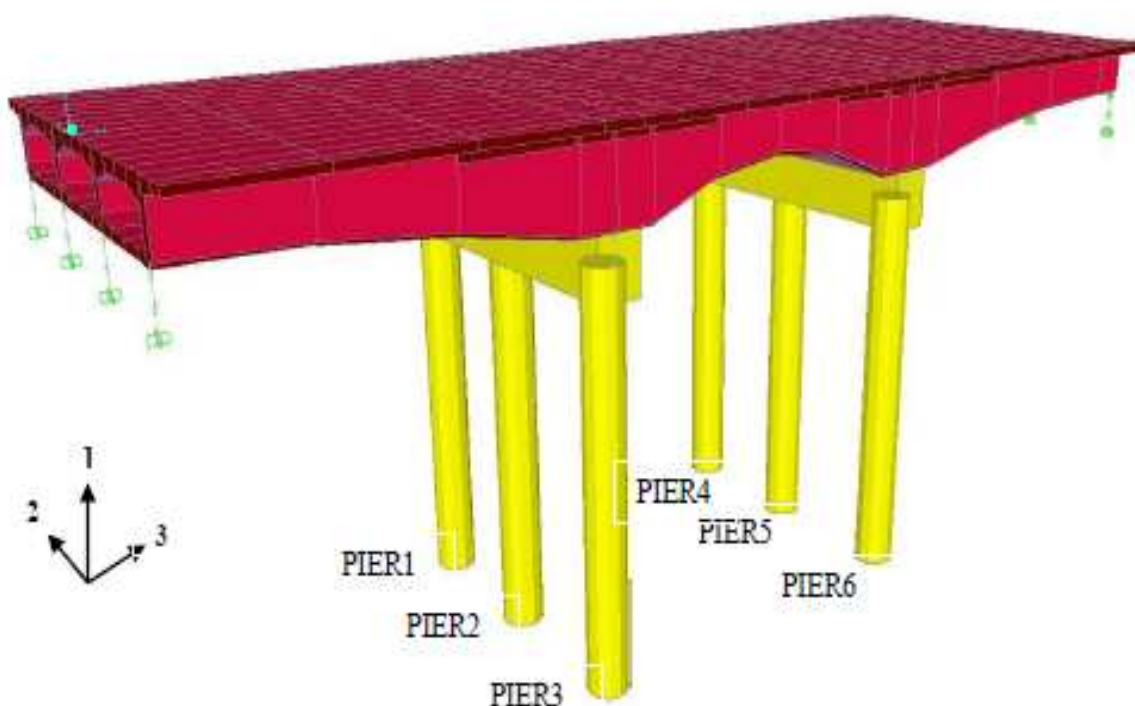
سرانجام هر یک از سه مدل پل، توسط نرم افزار SAP2000 ver14.2.2 دو بار تحت تحلیل دینامیکی خطی تاریخچه زمانی قرار می گیرند [۲۴]، [۲۵]، [۲۶]؛ در تحلیل اول، به هر یک از پایه های پل، تاریخچه حرکت لرزه ای مربوط به همان پایه اعمال شد (Multiple Excitation) و در تحلیل دوم، مطابق روش

معمول تحلیل، به همه پایه های پل تاریخچه حرکت مربوط به پایه اول اعمال شده است (Uniform Excitation).

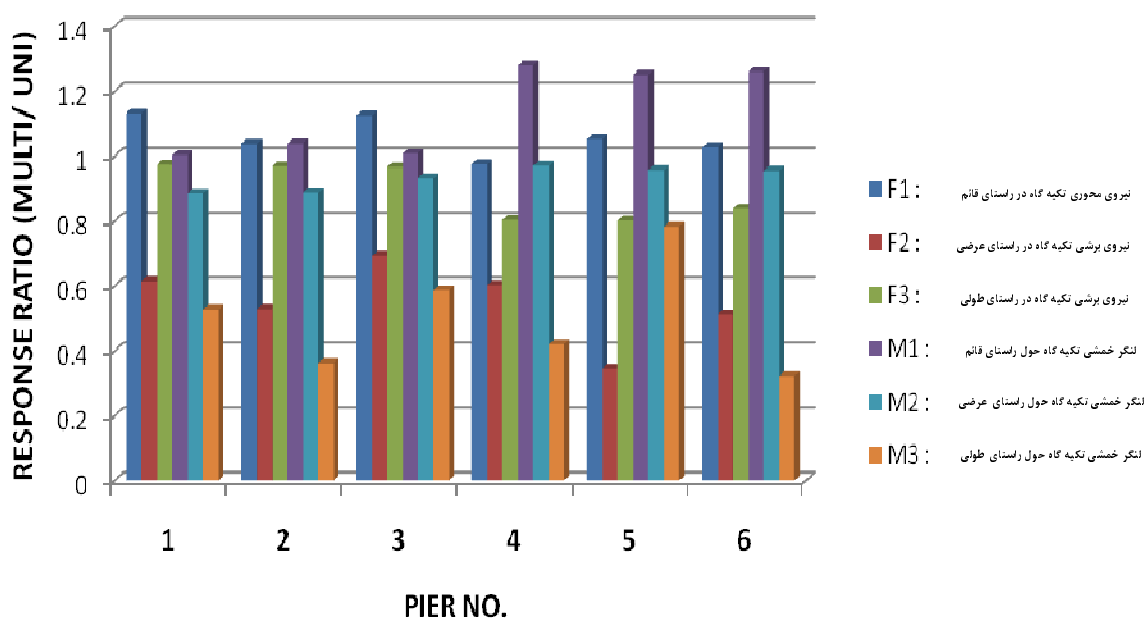
تحلیل پل در دو امتداد عمود بر هم انجام شده و در محاسبه اثر مولفه افقی نیروی زلزله در هر امتداد، ۳۰٪ اثر نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن نیز بطور همزمان اعمال گردید.

۵-۶ بررسی خروجی های تحلیل مدل ها

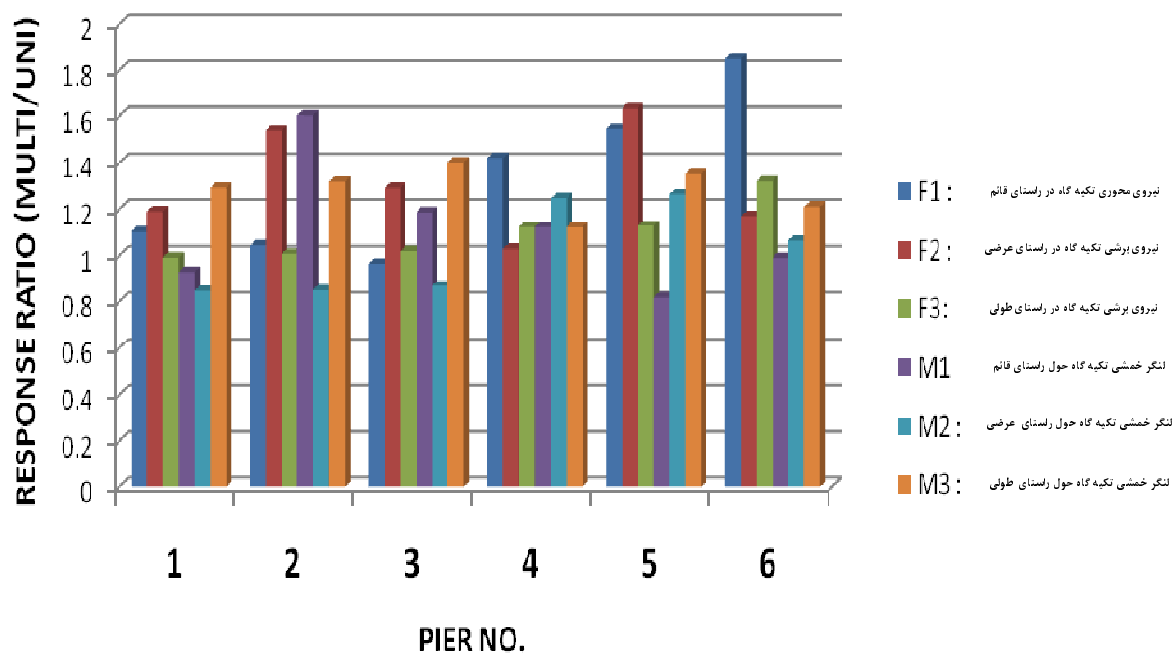
در شکل های (۵-۱۸) الی (۵-۲۰) نمودار نسبت نیروی محوری، نیروهای برشی و لنگرهای خمشی پایه های پل در حالت تحلیل متفاوت تکیه گاهی (Multi Excitation) به حالت تحلیل یکسان تکیه گاهی (Uniform Excitation) نشان داده است.



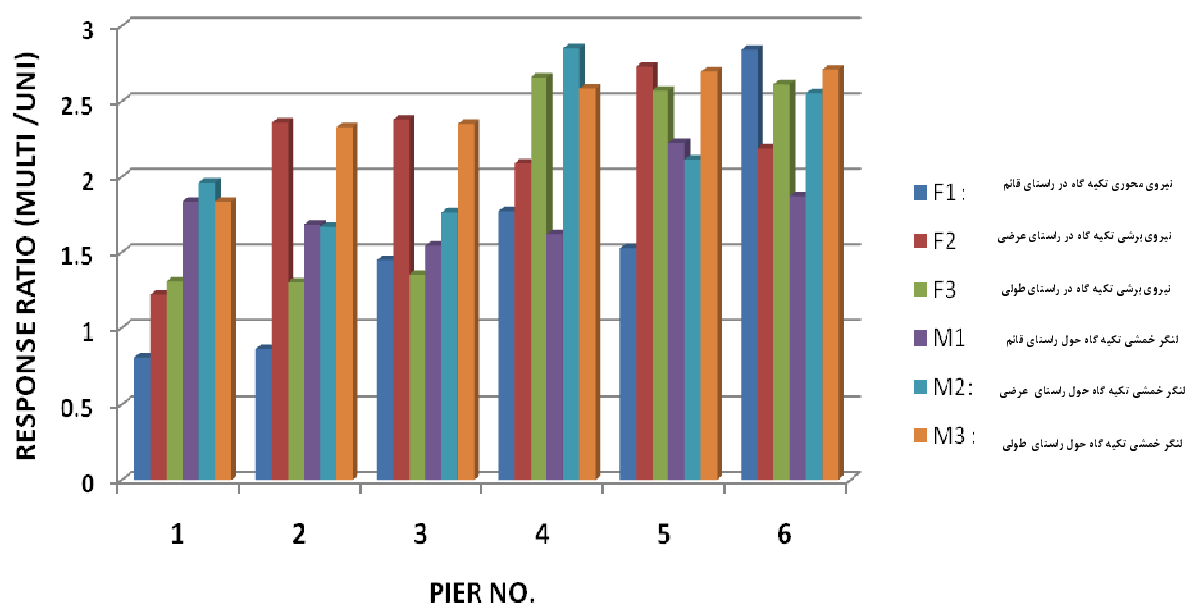
شکل ۵-۱۷ نامگذاری پایه پل



شکل ۵-۱۸ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۱



شکل ۵-۱۹ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۲

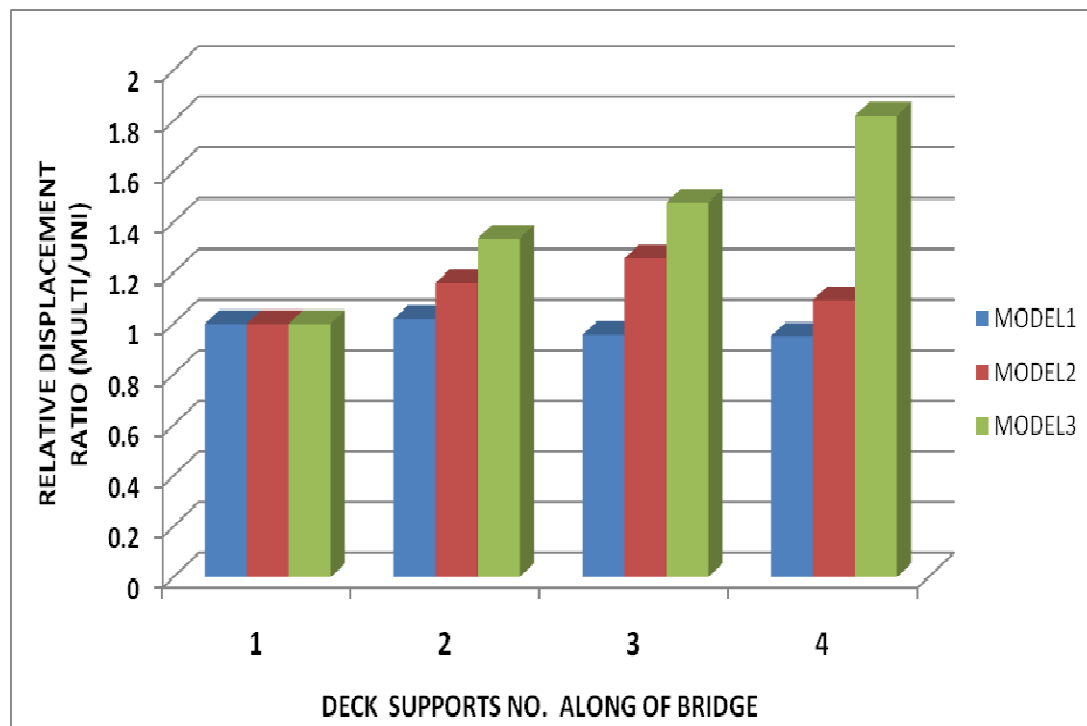


شکل ۵-۲۰ نمودار نسبت پاسخ تکیه گاه های پایه پل در مدل ۳

همانطور که در نمودارها ملاحظه می شود، در مدل ۱ پاسخ تکیه گاه های پایه های پل تغییرات چندانی نداشته و نسبت آنها در دو حالت تحلیل- بجز در چند مورد- تقریباً برابر با یک است که این امر ناشی از فاصله کم بین پایه های پل در امتداد طولی پل می باشد. البته این نتیجه، قبلاً با مشاهده تاریخچه شتاب پایه ها که تقریباً بر هم منطبق بوده اند نیز قابل پیش بینی بود.

اما در مدل های ۲ و ۳، به ترتیب نسبت پاسخ ها در دو حالت تحلیل، افزایش می یابد.

یکی از شکل های شایع فرو ریختن پل ها در هنگام زلزله، افتادن عرشه از روی پایه های پل به دلیل جابجایی نسبی بیش از حد پایه های پل می باشد. جهت کنترل و بررسی این امر، در نمودار شکل (۵-۲۱) جابجایی تکیه گاه های زیر عرشه، نسبت به جابجایی اولین تکیه گاه در امتداد طولی پل، بصورت نسبتی از دو حالت تحلیل ارائه شده است.



شکل ۵-۲۱ نسبت جابجایی نسبی تکیه گاه عرشه از اولین تکیه گاه در دو حالت تحلیل

در نمودار بالا واضح است که جابجایی محل تکیه گاه های عرشه نسبت به اولین تکیه گاه (کوله

سمت چپ)، با افزایش دهانه پل از مدل ۱ به مدل ۳، زیاد می شود.

فصل هشتم

نتیجہ گیری و پیشہ ادا

۶-۱ نتیجه گیری

بسیاری از اصول تحلیل دینامیکی سازه ها در مقابل نیروی زلزله، به نحو مستقیم و یا غیرمستقیم در آیین نامه های زلزله مورد استفاده قرار گرفته اند. هرچه دانش بشری در زمینه تحلیل دینامیکی و رفتار سازه در برابر زلزله افزایش یابد، به همین نسبت بر دقت نظری آیین نامه ها نیز افزوده می گردد. نکته مهم دیگر، روش های طراحی لرزه ای سازه هاست که باید نسبت به گذشته انطباق بیشتری با واقعیت داشته باشد؛ مفهوم طراحی لرزه ای، شناسایی نیازهای طراحی است که زلزله آن را لازم می دارد و توانایی و ظرفیت سازه برای اقناع این نیازهاست.

همچنین باید توجه شود که توصیه ها و نیروهای جانبی معادل استاتیکی آیین نامه های زلزله، برای سازه هایی با هندسه و کاربری متعارف تعریف شده اند که استفاده از روش های ویژه تحلیل دینامیکی، باعث افزایش هزینه طراحی آنها می گردد. بنابراین اعمال روش های آیین نامه ای بر سازه هایی با هندسه یا کاربری غیرعادی و یا سازه های خاص که به دلایل مختلف، مثل جلوگیری از تلفات زیاد و یا مسائل امنیتی و دفاعی و یا مسائل مربوط به محیط زیست، آسیب ناپذیری آنها در حین وقوع زلزله لازم است، می تواند موجب مشکلات جدی گردد. برای طرح سازه های خاص نظیر ساختمان های بلند، سدها، نیروگاه های اتمی، سکوهای نفتی، پل ها، ساختمان های صنعتی مهم و موارد مشابه، نیاز به مطالعات ویژه لرزه ای است.

در این تحقیق پس از بیان تئوری تحریک متفاوت تکیه گاهی، ضرورت در نظر گرفتن اثر آن در تحلیل سازه های طویل و وسیع مانند پلها، سدها و خطوط لوله و... مورد بررسی قرار گرفت. برای در نظر گرفتن این اثر در آنالیزهای تاریخچه زمانی، نیاز به داشتن اطلاعات حرکت زمین در فواصل کم (به اندازه فاصله میان تکیه گاه های یک سازه) می باشد که بدلیل عدم وجود چنین داده هایی به جز در موارد محدود، دسترسی به رکوردهای حرکت زمین جهت ورودی های تحلیل، به ندرت میسر است.

تحلیل های طیفی هم، مانند تحلیل های تاریخچه زمانی، مستلزم وجود اطلاعات طیف زلزله در فواصل مذکور می باشند.

در این پایان نامه، پس از تعریف حرکت های متفاوت تکیه گاهی و ارائه دلائل ایجاد آن، پارامترهای موثر بر آن و نیز اثر آن بر پاسخ سازه پل، نسبت به حالت معمول تحلیل تحت تحریک یکسان پایه ها، مورد بررسی قرار گرفته است. سپس نحوه ایجاد شتابنگاشت های مصنوعی جهت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت تحریک متفاوت تکیه گاه ها، ارائه شده است. در ادامه، سه پل، با طول های کلی ۳۰ ، ۹۰ و ۱۸۰ متر، هر یک شامل سه دهانه با طول یکسان، در نرم افزار SAP2000.ver 14.2.2 مدل سازی شده و اثرهای حرکت های متفاوت تکیه گاهی با اعمال اثر تاخیر زمانی با توجه به سرعت انتشار موج و نیز اثر ناهماهنگی میان امواج لرزه ای در جهت طولی پل ها، با در نظر گرفتن اثر توام و همزمان زلزله در جهت های طولی و عرضی مورد مطالعه قرار گرفت. در جهت عرضی، به علت اینکه عرض پل ها کم است و اثر ارتعاش متفاوت اهمیت ندارد، امواج زلزله برای تمام پایه ها یکسان در نظر گرفته شده است.

یکی از راه های حل مساله تحلیل تحت تحریک متفاوت تکیه گاهی بر اساس روش های تاریخچه زمانی، تولید و شبیه سازی امواج زلزله در فواصل کم می باشد که به وسیله آن اقدام به تولید تاریخچه زمانی حرکت زمین در فواصل کم نموده و تحلیل های مورد نظر را انجام می دهند. در این تحقیق، از ایده اخیر استفاده شده است؛ به این منظور، با تهیه برنامه ای در نرم افزار Matlab، برای هر یک از تکیه گاه های سه مدل پل مذکور، در امتداد طولی آنها، ده تاریخچه شتاب حرکت زمین با شبیه سازی فرآیند تصادفی غیر ایستای یک بعدی- چند متغیره، تولید شده است. سپس به کمک نرم افزار Seismo signal طیف پاسخ شتاب همه شتابنگاشت های تولید شده، بدست آمد. در ادامه، در محیط نرم افزار Excel پنج زوج طیف های بدست آمده، با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با هم ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج حاصل شد. در مرحله بعد، طیف های پاسخ ترکیبی پنج زوج شتابنگاشت

تولید شده، متوسط گیری شده و در محدوده زمان های تناوب $0.2T$ و $1/5T$ با شتاب طیفی مقایسه شده است؛ ضریب مقیاس چنان تعیین شد که در محدوده مذکور، مقادیر متوسط ها در هیچ حالتی کمتر از $1/4$ برابر مقدار نظیر آن در طیف شتاب آیین نامه نباشد.

پس از تایید اعتبار و مقیاس نمودن شتابنگاشت ها، با مقایسه شکل طیف پاسخ شتاب آنها و شتاب طیفی آیین نامه (با توجه به نوع خاک زیر سازه)، از آنها به عنوان ورودی های تحلیل دینامیکی غیر خطی سه مدل پل مذکور، استفاده شده است.

هر یک از مدل های پل، دو بار تحت تحلیل دینامیکی قرار گرفته اند؛ یکبار تحت تحریک یکسان تکیه گاه ها و بار دیگر تحت تحریک متفاوت تکیه گاه ها. سپس پاسخ های سازه در دو حالت تحلیل، با هم مقایسه شده و نتایج ارائه شده است.

اهم نتایج بدست آمده عبارتند از:

- اثر عبور موج، موجب شیفت زمانی شتابنگاشت های نقاط مختلف در امتداد انتشار موج زلزله می شود که این اختلاف زمانی، بستگی به سرعت موج زلزله دارد.
- اثر ناهمبستگی امواج زلزله دریافت شده در نقاط مختلف، موجب تغییر در دامنه شتابنگاشت ها در این نقاط می شوند.
- فرض تحلیل یکسان تکیه گاه ها، همیشه منجر به بحرانی ترین حالت پاسخ سازه، بویژه برای سازه های طویل و گسترده، نمی شود و این بیانگر لزوم در نظر گرفتن حرکت های متفاوت تکیه گاه ، در تحلیل دینامیکی اینگونه سازه هاست.
- تحریک های متفاوت تکیه گاهی می توانند تغییر مکان ها و نیروهای داخلی بزرگتری را در سازه پل های با دهانه های متوسط و بلند، ایجاد کنند که این افزایش، با بالا رفتن فاصله میان تکیه گاه ها ، تشدید می شود.

- با توجه به اختلاف ناچیز شتابنگاشت های ایجاد شده در تکیه گاه های پل های با دهانه کوتاه، لزومی به در نظر گرفتن اثر تحریک متفاوت تکیه گاه ها در تحلیل آنها، نیست.

۲-۶ پیشنهادها

- برای بررسی دقیق تر اثر ساختگاه، می توان نوع خاک متفاوتی را برای هر یک از تکیه گاه های پل فرض کرده و تحلیل مربوطه را انجام داد.
- برای کاربرد عمومی تر می توان با دسته بندی طول ، دهانه و نوع پلها، آنها را تحت تحریک متفاوت تکیه گاهی قرار داده و با آنالیز پاسخ های سازه، به روابط ساده ای دست یافت که اثر این نوع تحریک تنها بصورت ضریبی از خروجی های تحلیل معمول تحت تحریک یکسان تکیه گاه ها، با تقریب مناسبی اعمال شود.
- در حال حاضر با توجه به روش های رایج تحلیل سازه پل، یافتن راهکاری جهت ادامه روش تحلیل طیفی یا تحلیل تاریخچه زمانی موجود، برای در نظر گرفتن حرکت های متفاوت تکیه گاه ها، ضمن کاهش زمان تحلیل، مفید و کاربردی تر خواهد بود.

پوست ۱

مقالات

Consideration of multi support excitation on seismic response of bridges



Masoud jafari fard

MSC student of civil engineering , shahrood university of technology, iran

Ali keyhani

Department of civil Engineering, shahrood university of technology, iran

SUMMARY

Significance of lifelines like roads, bridges, pipelines and tunnels emphasize a need to more accurate design of these structures. In conventional methods of seismic analysis of bridges, it is assumed that during earthquake, different piers are subjected to the same support excitation. However this assumption is not true for long bridges. Due to the delay in arrival of seismic waves as well as change in seismic waves while passing through soil layers. The difference in support excitation of different piers may lead to excess stress and displacement of bridge. In this paper the effect of multi support excitation on response of long bridges, is considered.

Keywords: multi support excitation, wave passage effect, loss of coherency, dynamic analysis.

1. INTRODUCTION

As the real records of strong motion arrays show, during an earthquake, the motion of the ground changes, in both amplitude and frequency. The earthquake waves travelling through the ground thus enforce two types of differential motion on structural supports. The first type is caused by the finite speed of wave propagation, as a result of which, depending on relative distances away from the source, different points of contact between a structure and the ground, receive the ground waves at different times. The second type is due to the fact that the earthquake waves received by different structural supports are not uniform and change in amplitude and frequency away from their source. The first type of different support motion is termed asynchronous support excitation and the second type is sometimes known as non-uniform support excitation. To highlight the difference between these two differential support motion, it can be said that in an asynchronous excitation, two different structural support points undergo exactly the same motion(in amplitude and frequency) but with a time shift. whereas, in a non-uniform excitation, the two support points undergo modified(in amplitude and frequency) versions of the same ground motion. In reality, the earthquake ground motion reaches two distant support points of a structure both asynchronously and non-uniformly.

Variability of ground motion can be attributed to these causes:

- i. Wave passage effect: Due to difference in arrival times of seismic waves at different locations.
- ii. Incoherence effect: Due to multiple reflection and refraction as seismic waves propagate through

the soil layers.

iii. Local site effect: Change in the amplitude and frequency content of ground motion due to different local soil conditions.

When the dynamic response of structures is analyzed, the uniform input is acceptable for small structures, but not for long structures like dams, bridges and extended pipelines. In fact, long structures are proved to be very sensitive to the variability of the seismic ground motion. Therefore, it is necessary to spatially use the correlated seismic ground motion for input, when the dynamic response of these structures is analyzed.

Spatial variation of seismic ground motions has received much attention following the installation of dense earthquake monitor arrays. In particular, the SMART-1 (Strong Motion Array in Taiwan) has provided an abundance of data for various magnitude records that have been extensively studied by scientists. In recent years, a wide variety of techniques to simulate spatially variable seismic ground motions have been proposed (Hao et al., 1989; Conte et al., 1992; Ramadan and Novak, 1993; Zerva, 1992 and 1994). Among them, one commonly used method is the spectral representation method (Zerva, 1992 and 1994). ARMA (autoregressive- moving-average) techniques (Conte et al., 1992) and the coherency function approximation method based on Fourier series (Ramadan and Novak, 1993) have also been extensively employed. Applying the theory of Hao et al. (1989), Dong et al. (2007) presented an improved local convergent method to simulate multi-point earthquake ground motions. Zerva and Zervas (2002) suggested that an appropriate simulation technique should be successful in matching the characteristics of the simulated motions with those of the target field, with a substantial savings in the cost of computation. However, the power spectrum computed from synthesized seismic ground motions generated by using the above methods cannot adequately match the prescribed power spectrum. Therefore, the fitted method for seismic ground motions with a target spectrum has been adopted by researchers. Using the transition relationship between the response spectrum and the power spectrum, Chen et al. (1983) synthesized artificial earthquake ground motions fitted with the standard response spectrum. Considering phase spectrum through the phase correction technique, Hu and He (1986) suggested a simulated ground motion method from the response spectrum. Based on the phase difference spectrum, generating a non-stationary ground motion in both the time and frequency domains was proposed by Yang and Jiang (2002).

In this study, the differences of a medium span bridge model response, regard to non-stationary stochastic vector process for generating seismic ground motion, in two case of uniform and multiple support excitation analysis, considered.

2.THEORY OF SIMULATION ACCELERATION TIME HISTORY

Consider a 1D-nV (one dimensional, n-variant) non-stationary stochastic vector process with components $f_1^0(t), f_2^0(t), \dots, f_n^0(t)$, having mean value equal to zero:

$$\mathcal{E}[f_j^0(t)] = 0 \quad , j = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

and cross-correlation matrix equal to:

$$R^0(t, t + \tau) = \begin{bmatrix} R_{11}^0(t, t + \tau) & R_{12}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{1n}^0(t, t + \tau) \\ R_{21}^0(t, t + \tau) & R_{22}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{2n}^0(t, t + \tau) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ R_{n1}^0(t, t + \tau) & R_{n2}^0(t, t + \tau) & \cdots & R_{nn}^0(t, t + \tau) \end{bmatrix} \quad (2)$$

with Fourier transform of the cross-correlation matrix, the cross-spectral density matrix given by:

$$S^0(\omega, t) = \begin{bmatrix} S_{11}^0(\omega, t) & S_{12}^0(\omega, t) & \cdots & S_{1n}^0(\omega, t) \\ S_{21}^0(\omega, t) & S_{22}^0(\omega, t) & \cdots & S_{2n}^0(\omega, t) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ S_{n1}^0(\omega, t) & S_{n2}^0(\omega, t) & \cdots & S_{nn}^0(\omega, t) \end{bmatrix} \quad (3)$$

Where t and τ indicate "time" and "time lag" respectively. The elements of the cross-spectral density matrix are defined as below with adopting the theory of evolutionary power spectra for non-stationary stochastic processes:

$$S_{jj}^0(\omega, t) = |A_j(\omega, t)|^2 S_j(\omega), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (4)$$

$$S_{jk}^0(\omega, t) = A_j(\omega, t) A_k(\omega, t) \sqrt{S_j(\omega) S_k(\omega)} \Gamma_{jk}(\omega), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k \quad (5)$$

Where

$A_j(\omega, t)$, $j=1, 2, \dots, n$ are modulating functions of $f_1^0(t)$, $f_2^0(t)$, ..., $f_n^0(t)$ respectively;
 $S_j(\omega)$, $j=1, 2, \dots, n$ are the stationary power spectral density functions of $f_1^0(t)$, $f_2^0(t)$, ..., $f_n^0(t)$ respectively;

$\Gamma_{jk}(\omega)$, $j, k=1, 2, \dots, n$, $j \neq k$ are the complex coherence functions between $f_j^0(t)$ and $f_k^0(t)$.

As a result, the elements of the cross-spectral density matrix $S^0(\omega, t)$, satisfying:

$$S_{jj}^0(\omega, t) = S_{jj}^{0*}(-\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (6)$$

$$S_{jk}^0(\omega, t) = S_{jk}^{0*}(-\omega, t), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k; \quad (7)$$

$$S_{jk}^0(\omega, t) = S_{kj}^{0*}(\omega, t), \quad j, k = 1, 2, \dots, n; \quad j \neq k; \quad (8)$$

To simulate a one-dimensional, n -variant non-stationary stochastic process with time and frequency modulation at every time instant t , based on the Cholesky's method, cross-spectral density matrix $S^0(\omega, t)$ can be decomposed into the following:

$$S^0(\omega, t) = H(\omega, t) H^{T*}(\omega, t) \quad (9)$$

Where $H(\omega, t)$ is a lower triangular matrix :

$$H(\omega, t) = \begin{bmatrix} H_{11}(\omega, t) & 0 & \cdots & 0 \\ H_{21}(\omega, t) & H_{22}(\omega, t) & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ H_{n1}(\omega, t) & H_{n2}(\omega, t) & \cdots & H_{nn}(\omega, t) \end{bmatrix} \quad (10)$$

where

$$H_{jj}(\omega, t) = H_{jj}(-\omega, t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (11)$$

$$H_{jk}(\omega, t) = |H_{jk}(\omega, t)| e^{i\theta_{jk}(\omega, t)}, \quad j = k+1, k+2, \dots, n; \quad k = 1, 2, \dots, n-1 \quad (12)$$

$$\theta_{jk}(\omega, t) = \arctan \left(\frac{\text{Im}[H_{jk}(\omega, t)]}{\text{Re}[H_{jk}(\omega, t)]} \right) \quad (13)$$

Im and Re denoting the imaginary and the real part of a complex number, respectively.

Once the cross-spectral density matrix $S^0(\omega, t)$ is decomposed according to Eqs. (9)& (10), the non-stationary stochastic vector process $f_j^0(t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$) can be simulated by the following series (Deodatis, 1996):

$$f_j(t) = 2 \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N |H_{jm}(\omega_l, t)| \sqrt{\Delta\omega} \times \cos[\omega_l t - \theta_{jm}(\omega_l, t) + \varphi_{ml}] \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (14)$$

Where

$$\omega_l = l\Delta\omega, \quad l = 1, 2, \dots, N \quad (15)$$

$$\Delta\omega = \frac{\omega_u}{N} \quad (16)$$

$$\theta_{jm}(\omega_l, t) = \arctan \left(\frac{\text{Im}[H_{jm}(\omega, t)]}{\text{Re}[H_{jm}(\omega, t)]} \right) \quad (17)$$

ω_u represents an upper cut off frequency beyond which the elements of the cross-spectral density matrix in Eq.(3) are assumed to be zero for any time instant t . The ϕ_{ml} ($m = 1, 2, \dots, n, l = 1, 2, \dots, N$) in Eq. (14) is a sequence of independent random phase angles distributed uniformly over the interval $[0, 2\pi]$.

The samples produced in this way are asymptotically Gaussian as $N \rightarrow \infty$ because of the central limit theorem and ergodic in the autocorrelation.

For the special case of uniformly modulated non-stationary stochastic vector process, the modulating functions $A_j(\omega, t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$) are independent of the frequency ω :

$$A_j(\omega, t) = A(t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (18)$$

In such a case, the components of the non-stationary stochastic vector process can be expressed as:

$$f_j^0(t) = A_j(t)u_j^0(t), \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (19)$$

where $u_j^0(t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$) are the components of the stationary stochastic vector process, having mean value equal to zero:

$$\mathcal{E}[u_j^0(t)] = 0, \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (20)$$

The stationary cross-spectral density matrix is given by

$$S^0(\omega) = \begin{bmatrix} S_1(\omega) & \sqrt{S_1(\omega)S_2(\omega)}\Gamma_{12}(\omega) & \cdots & \sqrt{S_1(\omega)S_n(\omega)}\Gamma_{1n}(\omega) \\ \sqrt{S_2(\omega)S_1(\omega)}\Gamma_{12}(\omega) & S_2(\omega) & \cdots & \sqrt{S_2(\omega)S_n(\omega)}\Gamma_{2n}(\omega) \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \sqrt{S_n(\omega)S_1(\omega)}\Gamma_{n1}(\omega) & \sqrt{S_n(\omega)S_2(\omega)}\Gamma_{n2}(\omega) & \cdots & S_n(\omega) \end{bmatrix} \quad (21)$$

Where the elements of this matrix have been defined in Eqs.(4) and (5).

To simulate the one-dimensional, multi-variant stationary stochastic process $u_j^0(t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$), its Cross-spectral density matrix $S^0(\omega)$ must be decomposed into the following product by Cholesky's method.

$$S^0(\omega) = L(\omega)L^{T*}(\omega) \quad (22)$$

In above equation, superscript T denotes the transpose of a matrix; $L(\omega)$ is a lower triangular matrix:

$$L(\omega) = \begin{bmatrix} l_{11}(\omega) & 0 & \cdots & 0 \\ l_{21}(i\omega) & l_{22}(\omega) & \cdots & 0 \\ \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ l_{n1}(i\omega) & l_{n2}(i\omega) & \cdots & l_{nn}(\omega) \end{bmatrix} \quad (23)$$

Generally, diagonal elements are real and non-negative functions of ω and off-diagonal elements

are complex functions of ω .

When the cross-spectral density matrix $S_0(\omega)$ is decomposed by Eqs. (22)&(23), the synthesized expression $u_j(t)$ from the stationary stochastic vector process $u_j^0(t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$), can be simulated by the following series (Hao et al., 1989), instead of Eq. (14):

$$u_j(t) = \sum_{m=1}^n \sum_{l=1}^N A_{jm}(\omega_l) \cdot \cos[\omega_l t + \theta_{jm} + \varphi_{ml}] , \quad j = 1, 2, \dots, n \quad (24)$$

where amplitudes $A_{jm}(\omega_l)$ and phase angles $\theta_{jm}(\omega_l)$ are to be determined by considering correlation relationships between location j and m ; φ_{ml} is the random phase angle uniformly distributed over the interval $[0, 2\pi]$.

The amplitudes and phase angles in Eq. (24) can be expressed as

$$A_{jm}(\omega_l) = \sqrt{4\Delta\omega} |I_{jm}(i\omega_l)| \quad (25)$$

$$\theta_{jm}(\omega_l) = \arctan\left(\frac{\text{Im}[I_{jm}(\omega_l)]}{\text{Re}[I_{jm}(\omega_l)]}\right) \quad (26)$$

Therefore, the stationary stochastic processes $u_j(t)$ ($j = 1, 2, \dots, n$) are obtained based on Eq. (24).

3. Numerical example

For represent an example of mentioned method for generating non-stationary time history acceleration along the direction of the seismic wave propagation, consider a bridge with seven supports and spans 45 meters over medium stiffness soil that modeled in SAP2000 computer program to perform the non-linear dynamic time history analyses.

The example bridge is a three-span concrete box girder bridge with the following features:

Abutments: The abutments are connected to the bottom of the box girder only

Bents: There is two interior bent with three 110 centimeters square columns.

Deck: The deck is a Concrete Box Girder with a nominal depth of 150 centimeters and total width 1100 centimeters. The deck has a parabolic variation in depth from 150 centimeters at the abutments to a maximum of 300 centimeters at the interior bents support.

Spans: The bridge has three spans of approximately 450 centimeters each.

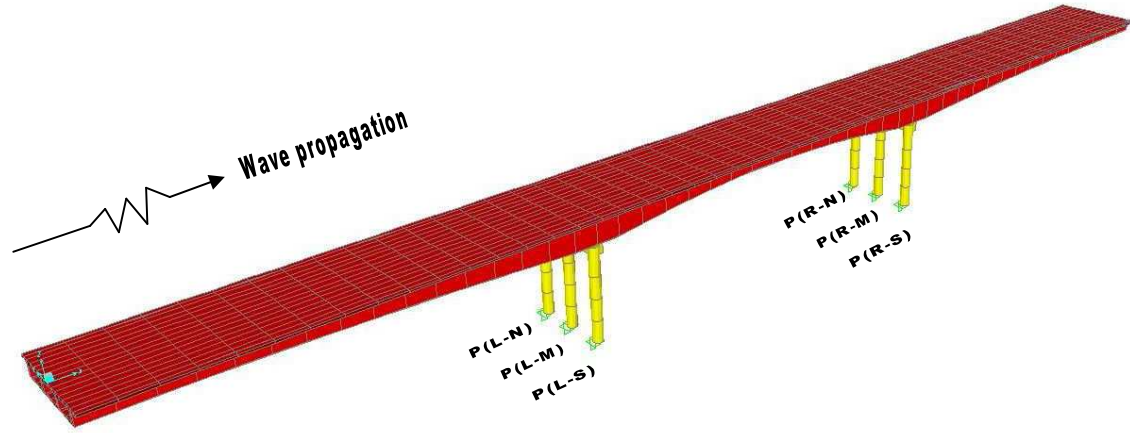


Figure 1. Bridge model

In order to simulate the multiple-support seismic ground motions, three components are required:

I. Power spectral density function; II. Coherency function; III. Modulating function.

The power spectral density function of the ground acceleration characterizing the earthquake process at supports is assumed to be of the following form given by Clough and Penzien:

$$S_j(\omega) = S_{0j} \left(\frac{1 + 4\xi_{gj}^2 (\omega / \omega_{gj})^2}{[1 - (\omega / \omega_{gj})^2]^2 + 4\xi_{gj}^2 (\omega / \omega_{gj})^2} \right) \cdot \left(\frac{(\omega / \omega_{fj})^4}{[1 - (\omega / \omega_{fj})^2]^2 + 4\xi_{fj}^2 (\omega / \omega_{fj})^2} \right), \quad j = 1, 2, 3, 4 \quad (27)$$

Where S_{0j} is a scale factor depending on the ground motion intensity; ω_{gj} and ξ_{gj} are filter parameters of the Kanai-Tajimi model representing the natural frequency and damping of the soil layer at every support, respectively; and ω_{fj} and ξ_{fj} are the parameters of a second filter, which is introduced to assure a finite power for the ground displacement. For medium stiffness soil with wave velocity of 750m/sec, $\omega_{gj} = 10.0$ rad/sec, $\xi_{gj} = 0.4$, $\omega_{fj} = 1.0$ rad/sec, $\xi_{fj} = 0.6$ (Der Kiureghian and bNeuenhofer, 1992).

The coherence function adopted is one of the empirical models suggested by Qu et al. (1996), as

$$\gamma_{jm}(i\omega, d_{jm}) = \exp(-a(\omega)d_{jm}^{b(\omega)}) \exp\left(-i\omega \frac{d_{jm}}{v_{app}}\right), \quad j, m = 1, 2, 3, 4 \quad j \neq m \quad (28)$$

Where d_{jm} is the horizontal projected distance along the wave propagation direction between location j and m ; v_{app} is the apparent wave velocity; and $a(\omega)$ and $b(\omega)$ are the functions of frequency that can be expressed as

$$\begin{aligned} a(\omega) &= a_1\omega^2 + a_2 \\ b(\omega) &= b_1\omega + b_2 \end{aligned} \quad (29)$$

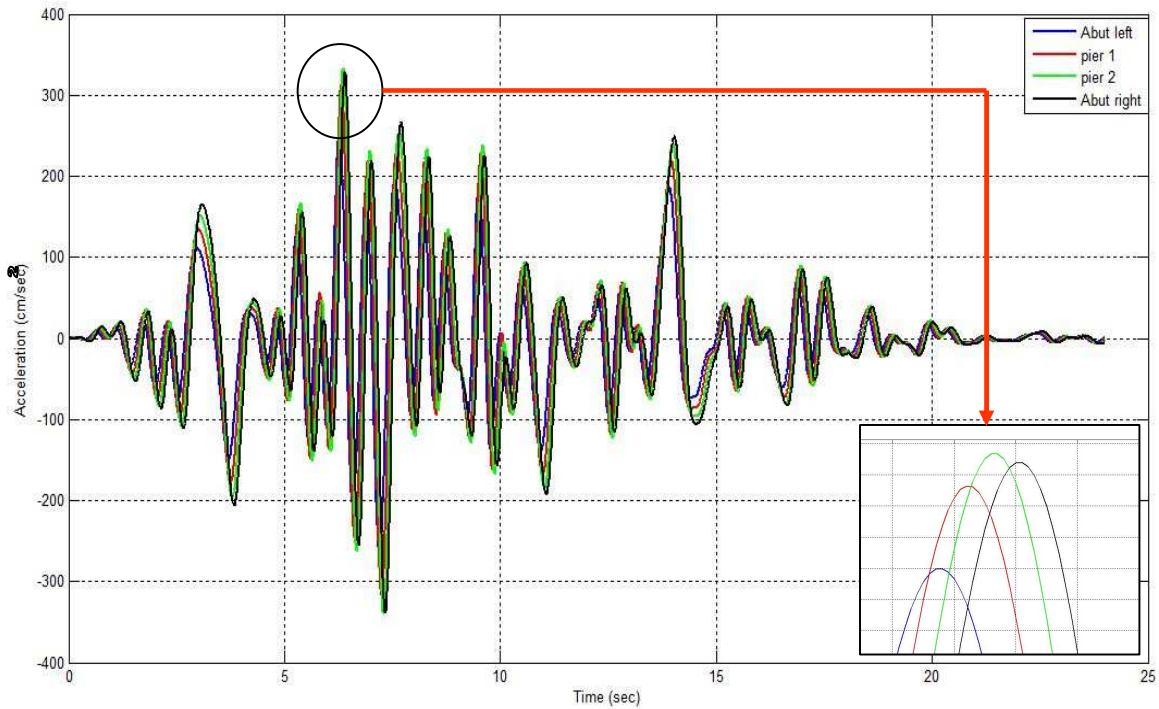
Where a_1 , a_2 , b_1 and b_2 are empirical parameters. For medium stiffness soil, $a_1 = 1.678e^{-5}$, $a_2 = 1.219e^{-3}$, $b_1 = -5.5e^{-3}$, $b_2 = 0.7674$ (Qu et al., 1996).

The modulating function chosen in this study is presented by Monti et al. (1996) as

$$\zeta(t) = \begin{cases} \left(\frac{t}{t_1}\right)^2, & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1, & t_1 \leq t \leq t_2 \\ \exp\left(\frac{t-t_2}{t_{\max}-t_2} \ln \beta\right), & t_2 \leq t \leq t_{\max} \end{cases} \quad (30)$$

Where t_1 and t_2 are the ramp duration and decay starting time, respectively; t_{\max} is the time-history duration; and β is the ratio of the envelope amplitude at t_{\max} to that during the stationary phase ($t_1 \leq t \leq t_2$). The parameters used in the modulating function are $t_1 = 3$ sec, $t_2 = 13$ sec, $t_{\max} = 24$ sec, $\beta = 0.02$.

The generated acceleration time histories are shown in Figure. 2. Also to account local site effect, it is necessary that smoothed response spectrum of the generated acceleration time histories be compatible with prescribed response spectra; for this purpose, we can update primary power spectral density function.



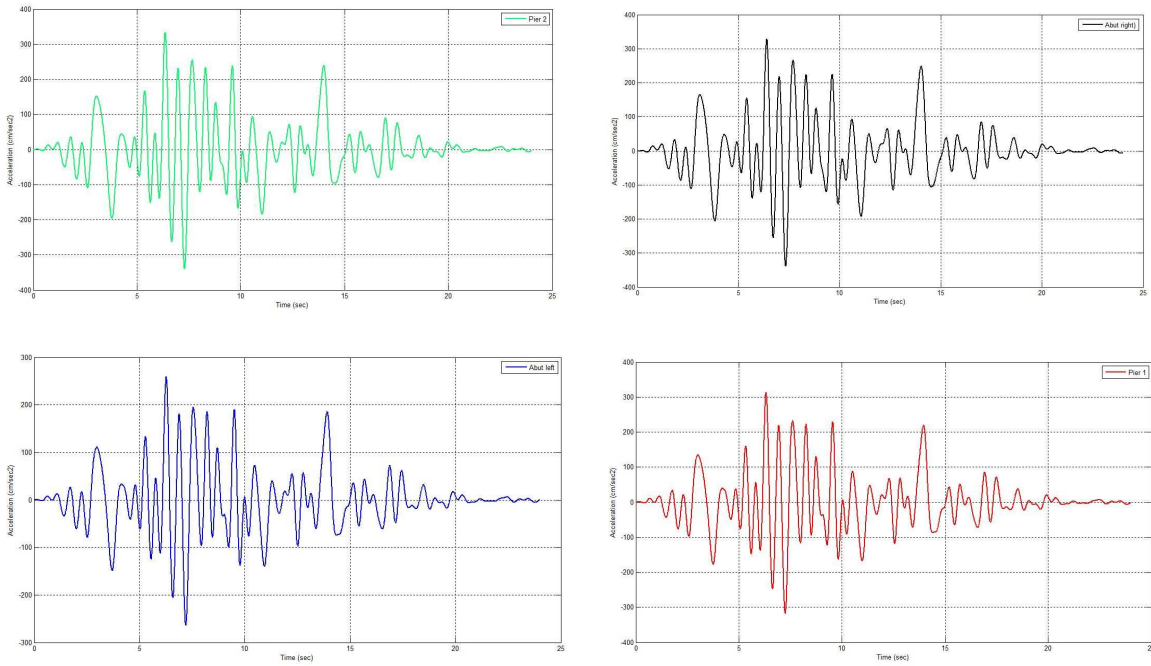


Figure 2. Generated acceleration time histories in supports of the bridge

The bridge model analyzed twice: first under uniform excitation; In this case, the generated acceleration time history in first support at direction of seismic wave propagation, applies on other supports. Second under multiple excitation; In this case, the generated acceleration time history in every support, applies on same support. 30% Transverse earthquake spots too.

To compare results, bending moments at all middle supports and displacement at longitudinal direction along bridge, show in Fig3.

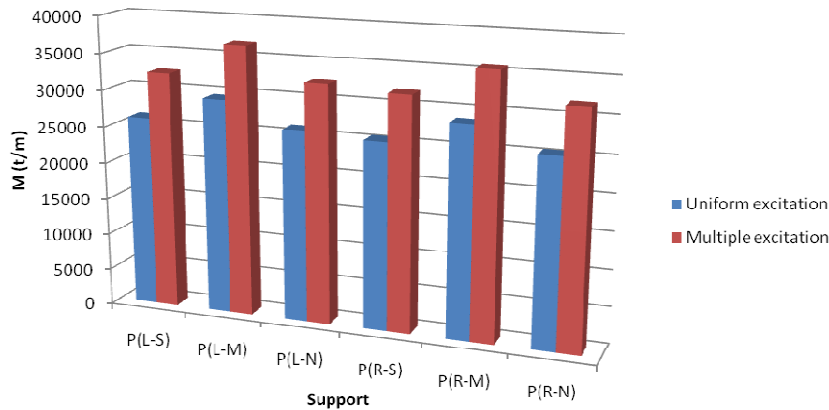


Figure 3. Bending moment of middle supports

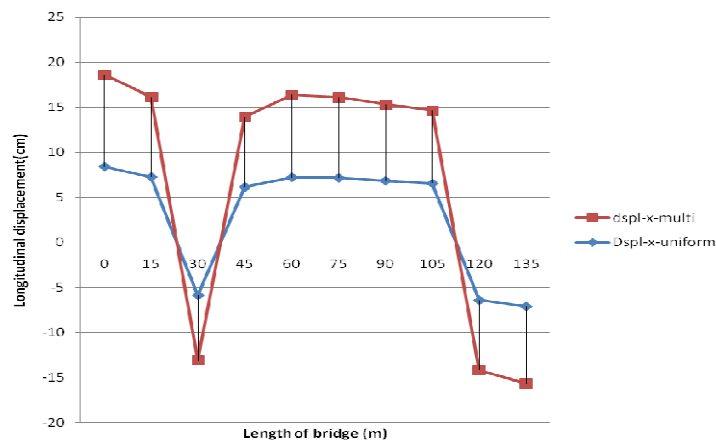


Figure 4. Longitudinal displacement along bridge

3. CONCLUSION

In this paper, we first generate stationary acceleration time histories at all supports of a bridge model, then multiply them by modulating function to generate non-stationary acceleration time histories. Then perform non-linear time history analysis on assumed bridge model.

The results show that even for this moderate length bridge model, multiple support excitations can increase the response of the bridge; so the use of identical excitations is unacceptable for these bridges as example of this study.

REFERENCES

- Clough RW and Penzien J (1975), Dynamics of structures, New York: McGrawHill.
- Deodatis G (1996), "Non-stationary Stochastic Vector Processes: Seismic Ground Motion Applications," Probabilistic Engineering Mechanics, 11: 149–168.
- Hao H, Oliveira CS and Penzien J (1989), "Multiple-Station Ground Motion Processing and Simulation Based on SMART-1 Array Data," Nuclear Engineering and Design, 111: 293–310.
- Monti G, Nuti C and Pintio E (1996), "Nonlinear Response of Bridges Under Multi-support Excitation," Journal of Structural Engineering, 122(5): 476–484.
- Saxena V, Deodatis G and Shinozuka M (2000), "Effect of Spatial Variation of Earthquake Ground Motion on the Nonlinear Dynamic Response of Highway Bridges," Proceedings of 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.
- Zerva A and Zervas V (2002), "Spatial Variation of Seismic Ground Motions: an Overview," Applied Mechanics Reviews, 55(3): 271–297.
- Harichandran, Ronald S. (November 1999), "SPATIAL VARIATION OF EARTHQUAKE GROUND MOTION", Michigan State University.
- Maheri, M.R., Ghaffarzadeh, H. (Summer and fall 2002), "Asynchronous and Non-Uniform Support Excitation Analysis of Large Structures", JSEE, ,vol. 4, No. 2&3.
- Chopra, Anil.K. (1995), "Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice-Hall Inc.
- Li Minggao, Li Xin, Zhou Jing, (2010), "A modified method for simulating non-stationary multi-point earthquake ground motion", Earth Eng & Eng Vib, 201-211.
- Yu-feng GAO, Yong-xin WU, Bing LI, (2011), "Simplified method for simulation of ergodic spatially correlated seismic ground motion", Applied Mathematics and Mechanics, 1297-1314.
- A. Lupoi, P. Franchin, P.E. Pinto and G. Monti, (2005), "Seismic design of bridges accounting spatial variability of ground motion", EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS, 34: 327-348.



بررسی تحریک چند تکیه گاهی روی پاسخ لرزه ای پل ها

مسعود جعفری فرد^۱، علی کیهانی^۲، فرنوش باسلیقه^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه - دانشگاه صنعتی شاهرود

۲- استادیار دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه صنعتی شاهرود

۳- دانشجوی دکتری عمران-سازه -عضو هیئت علمی دانشگاه صنعتی شاهرود

masoud_jafarifard@yahoo.com

خلاصه

در روشهای معمول تحلیل لرزه ای پل ها، فرض بر این است که پایه های پل در هنگام زلزله، تحت تحریک یکسان قرار می گیرند، حال آنکه در سازه های بلند مثل پلها که فاصله بین پایه ها معمولاً زیاد است، این فرض واقع گرایانه نیست. زیرا اولاً امواج زلزله در زمان های متفاوتی به پایه های مختلف پل می رسند، ثانیاً امواج در حین عبور از لایه های خاک دچار شکست، بازتاب و میرایی می شوند، در نتیجه حرکت پایه های مختلف پل، متمایز از هم می باشند. نکات فوق باعث می شود در اغلب موارد، نسبت به حالتی که پایه های پل تحت تحریک یکسان قرار می گیرند، نیروهای اضافی در سازه ایجاد شود. در این مقاله، اثر عوامل مختلف تحریک چندتکیه گاهی روی پاسخ سازه پل، مورد بررسی قرار می گیرد.

کلمات کلیدی: تحریک متفاوت تکیه گاه، اثر حرکت موج، اثر ناهماهنگی، تحلیل دینامیکی.

۱. مقدمه

تامین ایمنی و پایداری پل ها، نه تنها از نظر خسارت های جانی محتمل در اثر فرو ریزی آنها، بلکه از نظر نقش زیربنایی پل ها در شبکه راه های کشور از نظر اجتماعی، اقتصادی، فرهنگی، امنیتی و همچنین نجات و امداد پس از وقوع زلزله، دارای اهمیت ویژه ای است.

در روش های معمول تحلیل لرزه ای پل ها، فرض می شود تکیه گاه های سازه تحت حرکت مشابه و همزمان قرار می گیرند. اما طبق بررسی شتابنگاشت های ثبت شده- حتی در فواصل کم ایستگاه ها- امواج مربوط به یک زلزله، گاهی در فواصل نزدیک به هم مثل تکیه گاه های یک سازه مهندسی، یکسان نیستند و در نتیجه، تکیه گاه ها بطور یکسان تحریک نمی شوند. این امر، در سازه های طولی و گسترده مانند پل ها، سدها، خطوط لوله اهمیت بیشتری می یابد [1].

لذا فرض تحریک یکسان تکیه گاه ها در تحلیل لرزه ای سازه های بلند، فرض صحیحی به نظر نمی رسد.

آنالیزهای دینامیکی انجام شده براساس کنار گذاشتن این فرض، «تحلیل متفاوت تکیه گاهی» یا «تحریک چندتکیه گاهی»

نامیده می شود.

تغییرات زمین لرزه های موثر بر تکیه گاه های مختلف در یک سازه، ناشی از سه عامل اصلی زیر است [2]:



I. اثر حرکت موج^۱

بدلیل سرعت محدود امواج لرزه‌ای سطحی، آنها در زمان‌های متفاوت به تکیه‌گاه‌های متفاوت می‌رسند. به بیان دیگر، دریافت امواج زلزله در تکیه‌گاه‌های یک سازه، با تاخیر زمانی صورت می‌گیرد که به این اثر، « اثر حرکت موج » گفته می‌شود.

بدیهی است اگر سرعت امواج را بینهایت فرض کنیم، این اثر به صفر می‌رسد.

ii. اثر ناهمبستگی^۲

امواج لرزه‌ای در حین عبور از لایه‌های مختلف خاک، در طول خود بارها تحت انکسار یا شکست^۳ و انعکاس یا بازتاب^۴ قرار می‌گیرند. لذا امواج دریافت شده در فواصل مختلف نزدیک به هم، الزاماً یکسان نیستند و کاهیدگی^۵ در آنها مشاهده می‌شود که به این اثر، « اثر ناهمبستگی امواج لرزه‌ای » گفته می‌شود.

با فاصله گرفتن از مرکز انتشار، این اثر افزایش می‌یابد.

III. اثر موضعی مکان^۶

این اثر ناشی از تفاوت‌های شرایط خاک موضعی در هر تکیه‌گاه است که موجب تغییر در دامنه و فرکانس حرکت زمین می‌شود.

جهت تعیین پاسخ سازه‌ها تحت تحریک غیریکسان تکیه‌گاه‌ها، باید اثرات فوق در آنالیزهای دینامیکی لحاظ گردد. این تحلیل در بعضی پاسخ‌های سازه، به مقادیر به مراتب بزرگتری نسبت به پاسخ سازه تحت تحلیل یکسان و یکنواخت تکیه‌گاه‌ها منجر می‌شود. در این مقاله، ضمن در نظر گرفتن شرایط مشابه خاک در تکیه‌گاه‌ها، ابتدا میدان تصادفی فضا- زمان، جهت ایجاد تاریخچه شتاب برای تکیه‌گاه‌های یک سازه پل، به کمک برنامه MATLAB فرموله شده است. سپس با تصحیح و فیلترینگ این تاریخچه شتاب در برنامه Seismosignal، تاریخچه جابجایی معادل آن به سازه مدل‌سازی شده در نرم افزار SAP2000.V14.2 اعمال شده و سرانجام با انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه، پاسخ‌های مختلف المان‌های پل تعیین و با پاسخ‌های سازه در تحلیل مشابه، اما تحت تحریک یکسان تکیه‌گاه‌ها، مقایسه شده است.

2. تئوری تحریک متفاوت تکیه‌گاه‌ها

معادله‌های دینامیکی سیستم‌های تحت تحریک غیریکسان و مستقل تکیه‌گاه‌ها، متفاوت از معادله‌های دینامیکی سیستم‌های تحت تحریک یکسان تکیه‌گاه‌هاست. با حرکت مستقل تکیه‌گاه‌های سازه از یکدیگر، تنش‌های شبه‌استاتیکی^۷ در سازه ایجاد می‌شوند که باید علاوه بر اثرات پاسخ دینامیکی ناشی از نیروهای اینرسی، در نظر گرفته شوند. برای تحلیل چنین سیستم‌هایی، روابط باید علاوه بر درجات آزادی پاسخ (RDOF) شامل درجات آزادی زمین در تکیه‌گاه‌ها (GDOF) که تاریخچه زمانی ورودی را دریافت می‌کنند، نیز باشد [3].

1-Wave passage effect

2- Incoherence effect

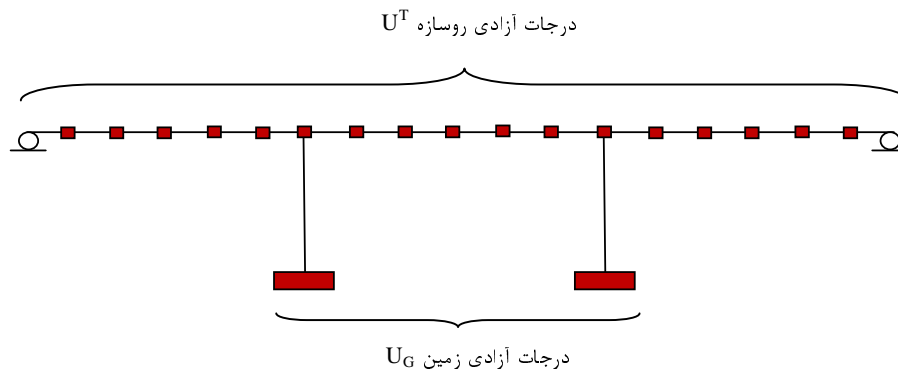
1- Refraction

2- Reflection

3- Loss of coherency

4- Local site effect

5- Quasi-static



شکل ۱- افزاز درجات آزادی سازه

بردار جابجایی U نیز از دو قسمت U^T ، شامل N درجه آزادی پاسخ و U_G ، شامل N_G مولفه جابجایی تکیه گاهی تشکیل شده است. معادله دینامیکی حرکت سیستم با مجزا کردن درجات آزادی، بصورت زیر نوشته می شود:

$$\begin{bmatrix} M_{rr} & M_{rg} \\ M_{gr} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}'_r \\ \ddot{u}'_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{rr} & C_{rg} \\ C_{gr} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}'_r \\ \dot{u}'_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{rr} & K_{rg} \\ K_{gr} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u'_r \\ u'_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g^{(t)} \end{Bmatrix} \quad (1)$$

که U_R^T پاسخ گره ای روسازه، U_G مولفه جابجایی تکیه گاهی، M_{RR} ، C_{RR} ، K_{RR} به ترتیب ماتریس های جرم، میرایی و سختی وابسته به درجات آزادی پاسخ (RDOF) و M_{GR} ، C_{GR} ، K_{GR} زیرماتریس هایی بیانگر نیروهای ایجاد شده در درجات آزادی پاسخ (RDOF) بعلمت حرکت واحد هر درجه آزادی زمین (GDOF) و M_{GG} ، C_{GG} ، K_{GG} زیرماتریس هایی بیانگر نیروهای ایجاد شده در درجات آزادی زمین (GDOF) بعلمت حرکت واحد هر درجه آزادی زمین (GDOF) هستند. از طرفی جابجایی کل U^T ، شامل دو مولفه جابجایی دینامیکی U و جابجایی شبه استاتیکی U^S هستند:

$$u^t = u^s + u \quad (2)$$

جابجایی شبه استاتیکی U^S بصورت زیر تعیین می شوند:

$$u^s = r u_{gi} \quad (3)$$

ماتریس R ، ماتریس شکل جابجایی زمین یا ماتریس تاثیر (از آنجاییکه این ماتریس، تاثیر جابجایی تکیه گاهی U_G را بر جابجایی های سازه ای نشان میدهد) نامیده می شود که با اعمال یک جابجایی واحد استاتیکی به I امین درجه آزادی زمین و سپس محاسبه همه درجات آزادی پاسخ، تعیین می شود.

با استفاده از روابط (۱)، (۲) و (۳) معادله حرکت تحت تحریک غیریکسان تکیه گاه بصورت زیر است:

$$M_{rr} \cdot \ddot{u} + C_{rr} \cdot \dot{u} + K_{rr} \cdot u = -M_{rr} \cdot R \cdot \ddot{u}_g \quad (4)$$

که تعداد سطرهای ماتریس R برابر با تعداد درجات آزادی پاسخ (RDOF) و تعداد ستون های آن برابر تعداد درجات آزادی زمین (GDOF) است.



۳. شبیه سازی حرکت متفاوت تکیه گاه ها

از آنجاییکه ثبت تاریخچه زمانی حرکت زمین در فواصل نزدیک به هم (به اندازه فاصله تکیه گاه های سازه) به ندرت صورت گرفته است، جهت تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی سازه تحت تحریک غیریکسان و متفاوت تکیه گاه، باید تاریخچه زمانی حرکت زمین در فواصل نزدیک به هم شبیه سازی شود.

معمولاً بدلیل ماهیت تصادفی بودن پدیده زلزله، شبیه سازی حرکت زمین بصورت فرایند تصادفی انجام می شود. طبق مطالعات انجام شده، تغییرات فضایی حرکت زمین بین دو نقطه 1 و m در یک حوزه تصادفی همگن می تواند با تابع چگالی طیفی متقاطع^۱ بین این دو نقطه S_{lm} مدل سازی شود [1]:

$$S_{lm}(\xi_{lm}, \omega) = S(\omega) |\gamma(\xi_{lm}, \omega)| e^{-\frac{i \cdot \omega \cdot \xi_{lm}}{V}} \quad (5)$$

که در آن $S(\omega)$ تابع چگالی طیفی توان، $\gamma(\xi_{lm}, \omega)$ تابع کاهش همبستگی، V سرعت انتشار موج زلزله و ξ_{lm} فاصله بین دو نقطه 1 و m است.

در این مقاله از طیف کلاف- پنزین برای تعریف تابع چگالی طیفی توان $S(\omega)$ استفاده شده است [4]:

$$S(\omega) = S_0 \frac{[\omega_g^4 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2]}{[(\omega_g^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_g^2 \omega_g^2 \omega^2]} \cdot \frac{\omega^4}{[(\omega_f^2 - \omega^2)^2 + 4\xi_f^2 \omega_f^2 \omega^2]} \quad (6)$$

که در آن S_0 ضریب مقیاس و ω_g , ξ_g , ω_f , ξ_f ثابت هایی هستند که مقدار آنها به نوع خاک زیر سازه بستگی دارد. مقادیر مورد استفاده در این مقاله برای این پارامترها طبق فرض خاک نوع سخت در جدول ۱ آورده شده است.

مدلهای تجربی مختلفی برای محاسبه $\gamma(\xi_{lm}, \omega)$ تعریف شده که در این مقاله از مدل پیشنهادی Harichandran-Vanmarcke (H-V) بصورت زیر، استفاده شده است [1]:

$$|\gamma(\xi_{lm}, \omega)| = A \cdot e^{-\xi_{lm} \cdot \eta_1(\omega)} + (1-A) \cdot e^{-\xi_{lm} \cdot \eta_2(\omega)} \quad (7)$$

$$\eta_1(\omega) = \frac{2(1-A + \alpha A)}{\alpha \theta(\omega)} \quad (8)$$

$$\eta_2(\omega) = \frac{2(1-A + \alpha A)}{\theta(\omega)} \quad (9)$$

$$\theta(\omega) = K \left[1 + \left(\frac{|\omega|}{2\pi f_0} \right)^b \right]^{\frac{1}{2}} \quad (10)$$

بدین ترتیب مقادیر $S_{lm}(\xi_{lm}, \omega)$ تعیین شده و با تبدیل فوریه آن نسبت به ξ ، طیف فرکانس- عدد موج (طیف F-K)

حاصل می شود:

$$S(k, \omega) = \frac{1}{\pi} S(\omega) \left\{ \frac{A \eta_1(\omega)}{\eta_1^2(\omega) + k^2} + \frac{(1-A) \eta_2(\omega)}{\eta_2^2(\omega) + k^2} \right\} \quad (11)$$

¹-Cross Spectral Density Function (CSDF)



مقادیر پارامترهای ثابت A, a, K, f_0, b طبق اطلاعات آرایه‌های SMART-1، در جدول ۱ ارائه شده است.

جدول ۱- مقدار پارامترهای در نظر گرفته شده در شبیه سازی حرکت زمین

پارامتر	A	a	K (m)	f_0 (Hz)	b	S ₀	ω_g (rad/s)	ω_f (rad/s)	ξ_g	ξ_f
مقدار	۰.۷۳۶	۰.۱۴۷	۵۲۱۰	۱.۰۹	۲.۷۸	۰.۵	۱۵.۴۶	۱.۶۳۶	۰.۶۲۳	۰.۶۱۹

در این مقاله، شبیه سازی حرکت زمین با استفاده از رابطه ارائه شده توسط Zerva بر اساس طیف فرکانس - عدد موج که تعمیم رابطه Shinozuka است انجام شده است. Zerva رابطه زیر را برای شبیه سازی حرکت زمین ارائه داد [5]:

$$f(x_r, t_s) = \sqrt{2} \sum_{j=0}^{J-1} \sum_{n=0}^{N-1} \left[2S(k_j, \omega_n) \cdot \Delta k \cdot \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \times \cos(k_j x + \omega_n t + \phi_{jn}^{(1)}) + \left[2S(k_j, -\omega_n) \cdot \Delta k \cdot \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \times \cos(k_j x - \omega_n t + \phi_{jn}^{(2)}) \quad (12)$$

جهت استفاده از تکنیک تبدیل سریع فوریه^۱ (FFT) بمنظور افزایش کارایی محاسباتی باید فرمول فوق را به شکلی در آوریم که این تکنیک قابل استفاده باشد. لذا خواهیم داشت:

$$f(x_r, t) = \sqrt{2} \cdot \text{Re} \left[e^{\frac{i\pi r}{M}} e^{\frac{i\pi s}{L}} \left\{ \sum_{j=0}^{M-1} \sum_{n=0}^{L-1} \left[2S(k_j, \omega_n) \cdot \Delta k \cdot \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \cdot e^{i\phi_{jn}^{(1)}} e^{\frac{i2\pi rj}{M}} e^{\frac{i2\pi sn}{L}} \right\} \right] + \sqrt{2} \cdot \text{Re} \left[e^{\frac{i\pi r}{M}} e^{\frac{-i\pi s}{L}} \left\{ \sum_{j=0}^{M-1} \sum_{n=0}^{L-1} \left[2S(k_j, -\omega_n) \Delta k \Delta \omega \right]^{\frac{1}{2}} \cdot e^{i\phi_{jn}^{(2)}} e^{\frac{i2\pi rj}{M}} e^{\frac{-i2\pi sn}{L}} \right\} \right] \quad (13)$$

در این رابطه Re بیانگر بخش حقیقی عدد مختلط و $\Phi_{jn}^{(1)}$ و $\Phi_{jn}^{(2)}$ دو مجموعه مستقل زوایای فاز تصادفی هستند که بطور یکنواخت بین 0 و 2π توزیع شده‌اند. عدد موج گسسته k_j و فرکانس گسسته ω_j بصورت زیر تعیین می‌شوند:

$$k_j = \left(j + \frac{1}{2} \right) \cdot \Delta k \quad j = 0, \dots, J-1 \quad (14)$$

$$\omega_n = \left(n + \frac{1}{2} \right) \cdot \Delta \omega \quad n = 0, \dots, N-1 \quad (15)$$

که $\Delta \omega$ و Δk به ترتیب گام های عدد موج و فرکانس و J و N به ترتیب تعداد تقسیمات عدد موج و فرکانس هستند [6], [7]:

^۱ - Fast Fourier Transform



$$J = \frac{k_u}{\Delta k} \quad N = \frac{\omega_u}{\Delta \omega} \quad (16)$$

k_u عدد موج قطع^۱ و ω_u فرکانس قطع^۲ است.
همچنین داریم:

$$x_r = r \cdot \Delta x \quad ; \quad \Delta x = \frac{2\pi}{M \cdot \Delta k} \quad r = 0, \dots, M-1 \quad (17)$$

$$t_s = s \cdot \Delta t \quad ; \quad \Delta t = \frac{2\pi}{L \cdot \Delta \omega} \quad s = 0, \dots, L-1 \quad (18)$$

که Δx و Δt به ترتیب گام مکانی و زمانی در تاریخچه زمانی شبیه سازی شده اند. M , L نیز اعداد صحیحی از توان ۲ هستند.
به منظور اجتناب از مساله Aliasing محدودیت های زیر را اعمال می کنیم:

$$M \geq 2J \quad L \geq 2N \quad (19)$$

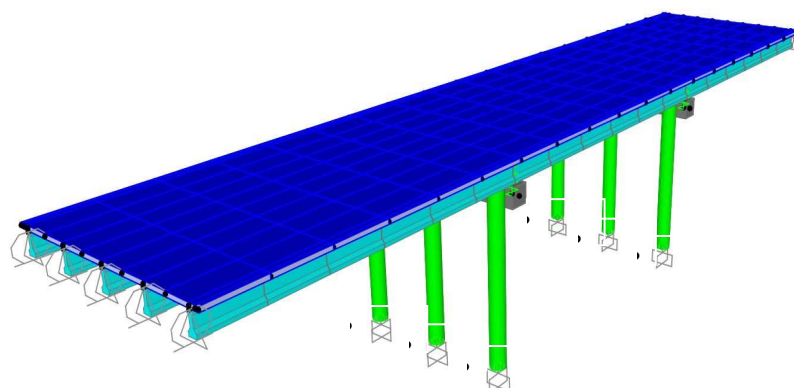
و سرانجام طیف فرکانس - عدد موج $S(k_z, \omega_n)$ از رابطه (۱۱) حاصل می شود.
جهت شبیه سازی حرکت زمین در این مقاله، مقدار k_u برابر 0.0628 رادیان بر ثانیه، مقدار ω_u برابر 15.7 رادیان بر ثانیه و گام زمانی Δt برابر ۰.۲ ثانیه فرض شده است. سپس برای ایجاد شتاب حرکت زمین در هر نقطه در طول سازه، با اعمال تکنیک تبدیل سریع فوریه (FFT)، رابطه (۱۳) در برنامه MATLAB فرموله شده است.

۴. تحلیل پل دو دهانه به روش تاریخچه زمانی

بمنظور بررسی و مقایسه تحلیل یکسان و متفاوت تکیه گاه ها در این مقاله، پلی دارای سه دهانه ۱۸ متری و عرض ۸ متر مورد بررسی قرار داده شده که مدلسازی این پل به کمک برنامه SAP2000 انجام شده است.
در مدل کامپیوتری، تکیه گاه های میانی بصورت گیردار و تکیه گاه های کناری یا کوله ها بصورت مفصل در نظر گرفته شد. پایه های پل شامل سه ستون بطول 9.18 متر که دارای مقطع دایره ای به قطر ۹۲ سانتیمتر هستند، می باشد. عرشه پل نیز دارای ضخامت ۳۰ سانتیمتر و با المان Shell مدل شده است. شاهتیرهای بتنی پل، به ارتفاع ۱ متر و بصورت I شکل هستند. بارگذاری این پل طبق آیین نامه آشتو انجام شده است.

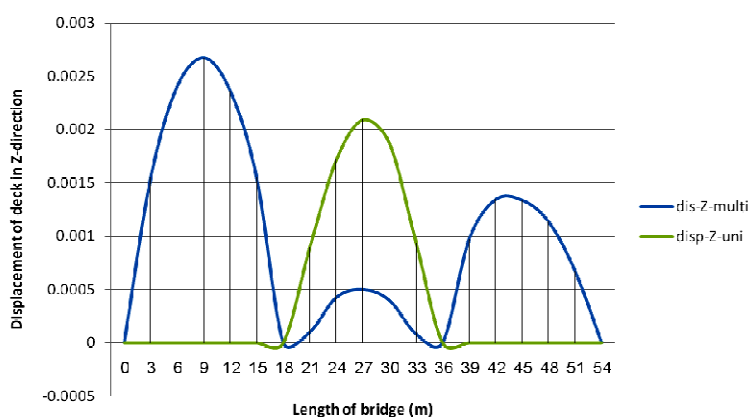
¹ Upper cut-off wave number

² Upper cut-off frequency



شکل ۱- تصویر سه بعدی پل مدلسازی شده در SAP2000

جهت تحلیل لرزه‌ای سازه پل مورد بررسی، ابتدا با توجه به بخش قبلی، تاریخچه حرکت زمین زیر هر پایه بدست آمد. لازم به ذکر است که شتاب اوج زمین^۱ برابر 0.35g فرض شده است. در یک حالت زلزله ایجاد شده مخصوص هر پایه در جهت طولی به آنها اعمال شده و سپس در حالت دیگر به همه پایه ها، یک زلزله اعمال شده و در نهایت پاسخ‌های سازه در ایندو تحلیل با هم مقایسه شده است. البته بعلاوه پهنای کم پل در جهت عرضی، یک زلزله برای تمام پایه‌های پل تولید شده است [8, 9]. زلزله طولی هر پایه با زلزله جهت عرضی، در یک زمان برای هر پایه پل اعمال شده و تحلیل تاریخچه زمانی انجام گرفت. شکل زیر نمودار تغییر مکان قائم عرشه در طول پل، در دو حالت تحریک یکسان و متفاوت تکیه‌گاه‌ها را نمایش می‌دهد. حالت Multi بیانگر تحلیل تحت تحریک متفاوت تکیه‌گاه و حالت Uni بیانگر تحلیل تحت تحریک یکسان پایه‌های پل است.



شکل ۲- تغییر مکان قائم عرشه

در جدول ۲ نسبت لنگر پایه‌های پل در محل تکیه‌گاه، در حالت تحریک متفاوت تکیه‌گاهی به حالت برابر و یکسان تحریک تکیه‌گاه‌ها آورده شده است.

^۱ Peak Ground Acceleration (PGA)



جدول ۲-نسبت لنگر پایه‌های پل در دو حالت تحلیل

پایه	P1	P2	P3	P4	P5	P6
$\frac{M_2}{M_1}$	۱.۰۵۸	۱.۰۰۴	۱.۰۵۷	۱.۹۶	۱.۹۰	۱.۸۵

M_1 : لنگر در حالت تحریک یکسان تکیه گاهی M_2 : لنگر در حالت تحریک متفاوت تکیه گاهی

۵. نتیجه‌گیری

در این مقاله اثر تحریک متفاوت تکیه‌گاهی در تحلیل لرزه‌ای پلی با دهانه ۱۸ متر مورد بررسی قرار گرفته و با حالت تحلیل یکسان مقایسه شده است. در نتیجه این تحلیل، برخی پاسخ‌های سازه افزایش می‌یابند از قبیل لنگر خمشی پایه‌های پل. همچنین افزایش تغییرمکان عرشه پل در دهانه‌های کناری، بیش از دهانه میانی بدست آمد. بدیهی است با افزایش طول دهانه پل، این اثر نیز افزایش می‌یابد.

لذا فرض تحریک یکسان و یکنواخت تکیه‌گاه‌ها بویژه در سازه‌های طویل و گسترده، همیشه منجر به بحرانی‌ترین حالت پاسخ نمی‌شود.

در حال حاضر با توجه به روشهای رایج تحلیل سازه پل، یافتن راهکاری بصورت ادامه روش تحلیل طیفی یا تحلیل تاریخیچه زمانی موجود، جهت در نظرگرفتن حرکت متفاوت تکیه‌گاه‌ها، ضمن کاهش زمان انجام تحلیل، مفید و کاربردی تر خواهد بود.

۶. مراجع

1. Harichandran, Ronald S. (November 1999), "SPATIAL VARIATION OF EARTHQUAKE GROUND MOTION", Michigan State University.
2. Maheri, M.R., Ghaffarzadeh, H. (summer and fall 2002), "Asynchronous and Non-Uniform Support Excitation Analysis of Large Structures", JSEE, vol. 4, No. 2&3.
3. Chopra, Anil.K. (1995), "Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering", Prentice-Hall Inc.
4. Clough R.w, Penzien J.(1975), "Dynamic of Structures", Mc Graw-Hill, New York.
5. Zerva, A., Zervas, V.(2002), " Spatial variation of seismic ground motions: An overview", Applied Mechanics Reviews vol 55, no 3, 271-297.
6. Deodatis G. (1996), " Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications", *Probab. Eng. Mech.* **11**, 149-168.
7. Li Minggao, Li Xin, Zhou Jing, (2010), "A modified method for simulating non-stationary multi-point earthquake ground motion", *Earth Eng& Eng Vib*, 201-211.
8. Yu-feng GAO, Yong-xin WU, Bing LI.(2011), "Simplified method for simulation of ergodic spatially correlated seismic ground motion", *Applied Mathematics and Mechanics*, 1297-1314.



9. A.Lupoi, P.Franchin, P.E.Pinto and G.Monti, (2005),"Seismic design of bridges accounting spatial variability of ground motion", *EARTHQUAKE ENGINEERING AND STRUCTURAL DYNAMICS*, 34: 327-348.

۱۰. دانشجو، ف.، مالک، ش.، آقائوری، ر. (۱۳۸۳)، "تحلیل پارامتری دینامیکی پلهای خریابی طره‌ای بلند دهانه تحت تاثیر زلزله"، نشریه دانشکده فنی، جلد ۳۸، شماره ۲.

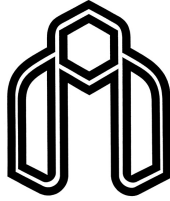
فهرست منابع

- [۱] کیایی، فریدون، (۱۳۷۲) "زلزله شناسی مهندسی" جلد اول، چاپ اول، نشر مهندسی مشاور جواب.
- [۲] هاوسنر و جنینگز، (اسفند ۱۳۷۱) "معیارهای طراحی سازه پایدار در برابر زمینلرزه"، ترجمه ابوالحسن رده، دفتر نظامات مهندسی وزارت مسکن و شهرسازی، چاپ اول.
- [۳] نعیم، فرزاد (۱۳۷۴) "کتاب مرجع طرح سازه ها در برابر زلزله"، ترجمه مهندس رضا اوشک سرایی، جلد اول، انتشارات دانشگاه گیلان، چاپ اول.
- [4] Clough R.w, Penzien J.(1975), "*Dynamic of Structures*", Mc Graw-Hill, New York.
- [۵] تهرانی زاده م، صافی م (پاییز ۸۵) "ارتعاشات تصادفی و کاربرد آن در مباحث مهندسی زلزله"، چاپ اول، انتشارات دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران.
- [۶] مقدم ح (۱۳۸۹) "مهندسی زلزله: مبانی و کاربرد"، چاپ ششم، تهران.
- [7] Maheri, M.R., Ghaffarzadeh , H. (summer and fall 2002), "*Asynchronous and Non-Uniform Support Excitation Analysis of Large Structures*", JSEE, vol. 4, No. 2&3.
- [8] Saxena, Vinita, Deodatis, George and Shinozuka, Masanobu (2000) "*Effect of spatial variation of earthquake ground motion on the nonlinear dynamic response of highway bridges*", 12WCEE.
- [9] Harichandran, R.S. and Vanmark, E (1986). "*Stochastic variation of earthquake ground motion in space and time*", J.Engr. Mech. ASCE, 112, 154-174.
- [10] Harichandran, R.S, and Wang, W, (1988). "*Response of a simple beam to a spatially varying earthquake excitation*", J. Engr. Mech. ASCE, 114 (9), 1526-1541.
- [11] Nazmy, A.S. and Abdel-Ghaffar, A.M.(1992). "*Effects of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges*", Earthquake Engr. Struct. Dyn., 21, 1-20.
- [12] Der Kiureghian, A. and Neuenhofer, A. (1992). "*Response spectrum method for multiple-support seismic excitation*", Earthquake Engr. Struct. Dyn., 21, 712-740.

- [13] Zerva, A., Zervas, V.(2002), "*Spatial variation of seismic ground motions: An overview*", Applied Mechanics Reviews vol 55,no 3, 271-297.
- [14] Deodatis,George (1996), "*Non-stationary stochastic vector processes: seismic ground motion applications*", Probabilistic Engineering Mechanics, 11(3), 149-168
- [15] Harichandran, Ronald S. (November 1999),"*Spatial variation of earthquake ground motion*", Michigan State University.
- [16] Chopra, Anil.K. (1995), "*Dynamic of structures: theory and applications to earthquake engineering*", Prentice-Hall Inc.
- [17]Zerva, A. (1992) "*Seismic ground motion simulations from a class of spatial variability model*", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 21(4): 351-361.
- [18] Li Minggao,Li Xin,Zhou Jing,(2010),"*A modified method for simulating non-stationary multi-point earthquake ground motion*", Earth Eng& Eng Vib,201-211.
- [19] Yu-feng, GAO, Yong-xin, WU, Bing, Li, (2011) "*Simplified method for simulation of ergodic spatially correlated seismic ground motion*",Appl. Math. Mech. Engl. Ed., 32(10), 1297-1314.
- [20] Norman, J.A.P. Crewe, A.J. (October2008),"*development and control of a novel testrig for performing multiple support testing of structures*", The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.
- [۲۱] "آیین نامه بارگذاری پل ها (نشریه ۱۳۹)", سازمان و مدیریت و برنامه ریزی کشور، ۱۳۸۵.
- [۲۲] "آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه ۴۶۳)", معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور، ۱۳۸۷.
- [23] Monti G, Nuti C and Pintio E (1996)."*Nonlinear responseof bridge under multi-support excitation*". Journal of Structural Engineering, 122(5): 476-484.
- [24]Computer and Structures Inc.(2010) "*SAP2000 Nonlinear Version 14.2.2 User's Manual*", Berkeley CA.

[۲۵] حبیب الله، ا. (۱۳۸۶) "برنامه عمومی تحلیل و طراحی سه بعدی سازه ها *SAP2000*"، ترجمه افشین ترابی و رضا ترابی، انتشارات سیمای دانش، تهران ص ۶۱۸.

[۲۶] داود نبی م، توحیدی ا، لاجوردی م (۱۳۸۸) "تکنیک های مدل سازی، تحلیل و طراحی در *SAP2000* و *ETABS*"، چاپ اول، انتشارات علم عمران، تهران، ص ۱۸۲ و ۲۶۷.



Shahrood University of Technology

Civil Engineering Faculty

**Analysis of multi support excitation effect
on seismic response of bridges**

Masoud Jafari fard

Supervisor:

Dr. Ali Keyhani

July2012

Abstract

Significance of lifelines like roads, bridges, pipelines and tunnels emphasize on more accurate design of these structures. In conventional methods of seismic analysis of bridges, it is assumed that during earthquake, different piers are subjected to the same support excitation. However, this assumption is not true for long bridges and different supports undergo different excitations. This difference in excitations is attributed to the time delay in arrival of seismic waves as well as changes in seismic waves while passing through soil layers. The differences in support excitation of different piers, may lead to amplify stress and displacement of bridges. In this thesis, the generation of artificial time history acceleration at bridge supports and the effect of multi support excitation on response of bridges are studied.

Keywords: multi support excitation, wave passage effect, time history acceleration, acceleration spectra.