

تحلیل پارامتری رفتار دینامیکی پلهای خرابایی طره ای بلند دهانه تحت تاثیر زلزله

فرهاد دانشجو

استادیار بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

شاهرخ مالک

استادیار گروه مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تهران

رضا آقانوری

فارغ التحصیل کارشناسی ارشد بخش مهندسی عمران - دانشکده فنی - دانشگاه تربیت مدرس

(تاریخ دریافت ۸۲/۶/۱، تاریخ تصویب ۸۲/۱۲/۲)

چکیده

در این مقاله پارامترهای موثر بر رفتار دینامیکی پل های خرابایی طره ای تحت تاثیر زلزله مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور سه پل سه دهانه با طول های کلی ۳۶۰ و ۵۵۲ و ۷۴۴ متر براساس آیین نامه آشتو طراحی گردید و اثرات حرکات تکیه گاهی هماهنگ و ناهماهنگ، سرعت انتشار موج، انتقال امواج و هماهنگی میان امواج لرزه ای ورودی در جهت طولی پل ها و با در نظر گرفتن اثر توأم و همزمان زلزله در جهت های عرضی و طولی مورد مطالعه قرار گرفت. در جهت عرضی به علت اینکه عرض پلها خیلی کم است و اثر ارتعاش ناهماهنگ اهمیت ندارد امواج زلزله برای تمام پایه ها یکسان در نظر گرفته شد. برای تحلیل سه بعدی دینامیکی خطی تاریخچه زمانی ازنگاشتهای تاریخچه زمانی تغییر مکان زمین استفاده شده که بصورت مصنوعی و اتفاقی ناهماهنگ گوسی، مبنی بر شبیه سازی حرکات تصادفی ایستا بطوریکه با تابع چگالی طیفی خود همبستگی و یک تابع هماهنگی مشخص مطابقت داشته باشند توسط یک برنامه کامپیوتری که در فضای matlab طراحی گردید، شبیه سازی شده اند. تغییر مکان های تولید شده مصنوعی زمین در فواصل مختلف در سرعت های نسبتاً بالا دارای پیوستگی خوبی می باشند ولی در سرعت های پایین کاملاً ناپیوسته هستند و در سرعت های بالا حرکت امواج اثر ناچیزی بر تغییر مکان های تولید شده مصنوعی زمین دارند. فرض زمین لرزه های یکنواخت در تمامی تکیه گاهها، همیشه بحرانی ترین حالت در محاسبه پاسخ ها نمی باشد و سرعت انتشار امواج تنها در صورتیکه اثرات ناهماهنگی در نظر گرفته شوند تاثیر قابل توجهی بر تغییر مکان های طولی و عرضی و قائم پلها دارد و برای دستیابی به یک طرح مناسب، تخمین دقیقی از سرعت انتشار امواج مورد نیاز است. اثر ناهماهنگی امواج لرزه ای بر تغییر مکان های عرشه در مقایسه با اثر حرکت موج تاثیر بیشتری بر تغییر مکان های عرشه دارد. برای طرح و آنالیز پلها در صورت نداشتن دادهایی که در آنها اثر ناهماهنگی و اثر عبور موج لحاظ نشده باشند، لحاظ تاخیر زمان یا همان اثر عبور موج به تنهایی جواب های قابل قبول تری را میدهد و به منظور دستیابی به یک طرح مناسب، تخمین دقیقی از سرعت انتشار موج مورد نیاز است.

واژه های کلیدی: پلهای خرابایی طره ای، تحلیل دینامیکی، تحریک چند تکیه گاهی، زمین لرزه های اتفاقی ناهماهنگ، زلزله

مقدمه

سدهای بزرگ چنین فرضی می تواند ناصحیح باشد. بنابراین، تهیه داده های مناسب ثبت شده در یک منطقه در حجم وسیع خود منشائی برای تحقیقات گسترده در زمینه مدلسازی زمین لرزه های متغیر و اتفاق و بررسی اثرات آن بر پاسخ لرزه ای سازه های بزرگ از جمله پلها گردید. به طور مثال می توان به تحقیقات Harichandran در سال ۱۹۹۹، Laouami در سال ۲۰۰۱، Loh در سال ۱۹۸۵، Worg, Luco در سال

راهها به منزله شریانهای حیاتی در اقتصاد کشورها می باشند. تامین ایمنی و پایداری پلها هنگام وقوع زلزله از ضرورت و اهمیت بالایی برخوردار است. یکی از فرض هایی که در تحلیل لرزه ای پلها به کار برده میشود اعمال حرکت مشابه بطور همزمان در تمام قسمت های پی سازه است. اما واضح است که در یک سازه گسترده و طویل مثل پل های بلند و یا خطوط لوله مدفون و یا

زمین لرزه ی مذکور در معرض خسارت و شکست قرار می‌گیرند. شاما و مندر [۴]، در سال ۲۰۰۱ رفتار لرزه ای پل "نرت گرند آی لند" را مورد مطالعه قرار دادند. آنها به منظور ارزیابی عملکرد لرزه ای سه دهانه اصلی و مرکزی این پل، یک مدل المان محدود سه بعدی از پل مذکور ارائه کردند. صحت این مدل با استفاده از نتایج آزمایشهای ارتعاشات محیطی که به اندازه گیری فرکانس های طبیعی پل منجر شد به اثبات رسید. نتایج نشان داد که پل مذکور تحت مجموعه وسیعی از زمین لرزه ها که به شتاب حداکثر $0.2g$ زمین مقیاس شده اند، دارای عملکرد مطلوبی می باشد و آنالیز PushOver نشان داد که برخی از اعضای قطری قابهای نگهدارنده و مهاربندیهای جانبی، ممکن است تحت تغییر مکانهای سیکلی شدید، در معرض آسیب قرار گیرند.

در این مقاله پارامترهای موثر بر رفتار دینامیکی پل های خریایی طره ای تحت تاثیر زلزله مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور سه پل سه دهانه با طول های کلی ۳۶۰ و ۵۵۲ و ۷۴۴ متر براساس آیین نامه آشتو طراحی گردیده و اثرات حرکات تکیه گاهی هماهنگ و ناهماهنگ، سرعت انتشار موج، انتقال امواج و هماهنگی میان امواج لرزه ای ورودی در جهت طولی پل ها و با در نظر گرفتن اثر توأم و همزمان زلزله در جهت های عرضی و طولی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. در جهت عرضی به علت اینکه عرض پلها خیلی کم است و اثر ارتعاش ناهماهنگ اهمیت ندارد امواج زلزله برای تمام پایه ها یکسان در نظر گرفته شده است. برای تحلیل ۳ بعدی دینامیکی خطی تاریخچه زمانی از نگاشتهای تاریخچه زمانی تغییر مکان زمین استفاده شده که بصورت مصنوعی و اتفاقی ناهماهنگ گوسی، مبنی بر شبیه سازی حرکات تصادفی ایستا بطوریکه با تابع چگالی طیفی خود همبستگی و یک تابع هماهنگی مشخص مطابقت داشته باشند و با استفاده از یک برنامه کامپیوتری که در فضای matlab طراحی گردید شبیه سازی شده اند.

بار گذاری

برای طراحی پل ها، سازه پل را تحت بارها و نیروهای زیر در صورت موجود بودن طراحی می کنند.

۱۹۸۶، Hao در سال ۱۹۸۹، Abrahamson در سال ۱۹۹۳ و Novak, Hindy در سال ۱۹۸۰ نام برد [۱]. تکنیکهای پل سازی و طراحی آنها یکی دیگر از جنبه هایی است که از قدیم مورد توجه مهندسی بوده است. ابتدا از مصالح بنایی برای ساخت پلها استفاده می شد لیکن به موازات پیشرفتهای صنعتی و توسعه کاربرد فولاد به عنوان مصالح مقاومتر در پل سازی، ساخت پل های فلزی رونق خاصی به خود گرفت. در صد و پنجاه سال گذشته تعداد قابل ملاحظه ای پل خریایی طره ای فولادی با دهانه بلند در کشورهای مختلف طراحی و ساخته شده اند. بطور مثال می توان به ساخت پل رودخانه فریزر در کانادا در سال ۱۸۸۶ و پل فورت در اسکاتلند در سال ۱۸۹۰ و پل ویور ویا داکت در فرانسه در سال ۱۹۰۲ و پل کیویک در کانادا در سال ۱۹۱۷ و پل کارکیواینز در آمریکا در سال ۱۹۲۷ و پل برنت اسپنس در آمریکا در سال ۱۹۳۶ و پل نرت گرند آی لند در سال ۱۹۵۱ اشاره نمود. در سالهای اخیر تحقیقاتی در زمینه بررسی رفتار دینامیکی و لرزه ای پل های خریایی طره ای انجام گرفته است. بطور مثال، هریک و آلن [۲]، در سال ۱۹۹۷ مدل سه بعدی کامپیوتری ساده شده ای برای پل Brent-spence ارائه نمودند. این مدل، با استفاده از اندازه گیری ویژگیهای ارتعاشات محیطی، تعیین شکل مودها و فرکانس های طبیعی پل با استفاده از تحریکات حاصل از تردد وسایط نقلیه به اثبات رسید و مقایسه بین شکل مودها و فرکانسهای طبیعی حاصل از مدل المان محدود مذکور و مقادیر مربوط به آزمایشات محلی نشان داد که مدل ساده شده ی عرشه (دالها و Stringer ها)، تاثیری بر رفتار عرضی و قائم این پل نداشت. هریک و آلن [۳]، در سال ۱۹۹۷ در تحقیقات دیگری، رفتار لرزه ای پل Brent-Spence را مورد تحلیل قرار دادند. در این تحقیق دهانه اصلی پل، تحت شتاب نگاشتهای تاریخچه زمانی انتخاب شده منطقه پل و دهانه های جانبی پل تحت طیف پاسخ منطقه، آنالیز لرزه ای شدند. آنالیز لرزه ای این پل نشان داد که برای حداکثر زمین لرزه باورکردنی با بزرگی 8.Ms در مقیاس ریشتر در New Madrid، دهانه اصلی پل بدون هیچ صدمه ای قادر به تحمل زلزله در محدوده الاستیک می باشد اما دهانه های جانبی تحت

$P =$ بار زنده پیاده بر حسب کیلوگرم بر مترمربع که حداکثر ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع می باشد،
 $L =$ طولی از پیاده رو که بارگذاری شده است،
 $W =$ عرض پیاده رو بر حسب متر.
نیروی افقی حاصل از ترمز وسایل نقلیه که در ۱/۸ متری بالای سطح پل عمل می نماید، برابر با ۵ درصد بار خطی معادل در تمام طول پل، با بار متمرکز خمشی بدون اثر ضربه است.

نیروی باد به صورت افقی و عمود بر سطح بادگیر پل عمل می کند. سطح بارگیر پل عبارت از نمای جانبی پل یعنی مجموع تصاویر پل در سمت بادگیر (شامل سیستم کف و نرده) بر روی صفحه قائمی موازی محور طولی پل است. برای پلهای خرابایی و مقدار شدت آن ۳۵۰ کیلوگرم بر مترمربع (کل بار باد نباید از ۶۷۰ کیلوگرم بر متر طول دهانه کمتر شود) و یک بار گسترده یکنواخت افقی به شدت ۱۵۰ کیلوگرم بر متر طول پل که فرض می گردد بطور جانبی و در ارتفاع ۱/۸ متر از سطح پل وارد شود.

آیین نامه ایران برای محاسبه نیروهای اینرسی ناشی از حرکات زلزله برای پلها دو روش نیروی استاتیکی معادل و روش شبه دینامیکی (طیفی) را پیشنهاد می کند. برای سازه هایی که دارای پایه هایی با سختی تقریباً مساوی هستند، می توان نیروی اینرسی ناشی از حرکات زلزله را با یک نیروی افقی استاتیکی EQ جایگزین نمود. توزیع نیروی فوق بر پایه سختی عبورگاه و پایه ها و گیرداری ناشی از پایه های کناری (کوله ها) و وضعیت تغییر شکل سازه صورت می گیرد، نیروی EQ برابر است با:

$$EQ = C.W \quad (3)$$

در فرمول ۳، $C = \frac{ABI}{R}$ ضریب زلزله و W وزن مرده سازه پل می باشند. در سازه های پیچیده، برای تعیین نیروی ناشی از زلزله باید از روش شبه دینامیکی (طیفی) استفاده نمود که بر دو قسم روش طیفی تک مودی و روش طیفی چند مودی هستند. در این مقاله از روش طیفی چند مودی برای محاسبه نیروهای زلزله استفاده شده است. طبق آیین نامه آشتو ترکیبات بارگذاری مطابق آیین نامه آشتو در نظر گرفته شده است [۶] و برای محاسبه نیروهای زلزله، ترکیب بارگذاری

۱- بارمرده ۲ - بار زنده ۳- اثر ضربه ای و دینامیکی بار زنده ۴- بار باد ۵- بار زلزله و سایر بارها از قبیل: نیروهای طولی ناشی از ترمز وسایط نقلیه، نیروهای گریز از مرکز، نیروهای ناشی از حرارت، فشار جانبی خاک، غوطه وری، تنش های ناشی از افت مصالح، تنش های بوجود آمده در هنگام نصب، نیروهای ناشی از یخ زدگی و جریان آب و غیره [۵،۶،۷]. برای طراحی پل های موجود در این مقاله از پنج مورد اول در بارگذاری ها استفاده شده است و بار مرده با احتساب وزن مخصوص مصالح از آیین نامه آشتو به دست آمد. بار زنده ای که توسط آیین نامه آشتو پیشنهاد شده است، از دو نوع بار، یکی بار کامیون ایده آل و استاندارد (بارگذاری H) و دیگری بار زنده یکنواختی که معادل یک سری کامیون زنجیروار در روی پل می باشد (بارگذاری HS) تشکیل یافته است. در حال حاضر تمام پلهای شاهراه های آمریکا برای کامیون HS20 44 یا بار خطی (معادل آن هر کدام که بحرانی تر باشند) طراحی می شوند [۶] که در این مقاله نیز مورد استفاده قرار گرفته است. نیروهای برشی و لنگرهای خمشی ناشی از بار کامیون (یا بار خطی معادل آن) به خاطر اثرات ضربه ای یا دینامیکی آن باید افزایش یابند. مقدار افزایش توسط رابطه (۱) محاسبه می گردد:

$$I = \frac{15}{L + 38} \quad (1)$$

$I =$ اثر ضربه که نشان دهنده ضریب افزایش بار زنده به خاطر اثر ضربه ای می باشند (حداکثر ۳۰ درصد)،
 $L =$ بر حسب متر، طولی از دهانه ای که برای تعیین حداکثر لنگر خمشی یا نیروی برشی بار گذاری شده است. طبق آیین نامه آشتو، سربار منتقله از پیاده رو در محاسبات قطعات اصلی پل (مانند شاهیتراه های طولی، پایه ها و غیره) برای دهانه ۰ تا ۷/۵ متر برابر ۴۱۵ کیلوگرم بر مترمربع سطح پیاده رو و برای دهانه ۷/۸ تا ۳۰ متر برابر ۳۰۰ کیلوگرم بر مترمربع سطح پیاده رو میباشد و برای دهانه های بزرگتر از ۳۰ متر از رابطه (۲) محاسبه می شود:

$$P = 5(30 + \frac{900}{L})(\frac{16.5 - W}{15}) \quad (2)$$

۱۴۰ می باشد. برای طراحی پلهای مورد نظر در این مقاله، ابتداً لزوم انتخاب مشخصات هندسی و ترافیکی پلهای ضروری به نظر می رسد. لذا برای این امر، از مدل هندسی پل Brent-spence استفاده شد و مشخصات دو پل دیگر بر اساس طول بلندترین پل خرپایی طره ای موجود انتخاب گردیده شد [۵، ۶، ۷]. مشخصات واقعی پل Brent-spence با استفاده از مراجع [۲] و [۳] استخراج گردید. جداول (۱) الی (۴) مشخصات مصالح و هندسی و ترافیکی پلهای طراحی شده را نشان می دهند. جدول (۵) ضریب بکار گرفته شده برای محاسبه نیروهای زلزله را نشان می دهد. شکل های (۱) الی (۱۵) نماهای طولی و عرضی این پلها را نشان می دهند. نمای سه بعدی این پلها در شکل های (۱۶) الی (۱۷) نشان داده شده است.

یعنی جمع صد درصد $EQ_y + 0.3EQ_x, EQ_x + 0.3EQ_y$ در جهت بعلاوه سی درصد در جهت متعامد دیگر در ترکیبات بارگذاری مورد استفاده قرار گرفته است.

مدل های سه پل خرپایی طره ای طراحی شده

اساس طرح مدل پلها طبق آیین نامه آشتو (۱۹۹۷) صورت گرفته است. از نرم افزار $Sap2000$ [۸] جهت بارگذاری و طراحی پلهای استفاده شده است. تکیه گاه های کناری بصورت مفصلی و تکیه گاه های میانی بصورت گیردار در مدل کامپیوتری در نظر گرفته شده است. اتصال المانهای خرپایی به یکدیگر بصورت گیردار می باشند. نوع مصالح بکار رفته در پایه ها بتن و لاغری حداکثر اعضای کششی اصلی به استثنای میلگردها و کابلها ۲۰۰ و در مورد اعضای کششی درجه دوم، (شامل مهار بندیهها)، ۲۴۰ می باشد و همچنین لاغری حداکثر اعضای فشاری اصلی ۱۲۰ و اعضای فشاری درجه دوم،

جدول ۱: مشخصات مصالح مورد استفاده طرح.

نوع مصالح	وزن واحد حجم (T/m^2)	مدول الاستیسیته (T/m^2)	مدول برشی (T/m^2)	ضریب پواسون	حد تسلیم مصالح (T/m^2)
فولاد	۷/۸۳۳۴	۲۰۳۸۹۰۱۹	۷۸۴۱۹۳۰	۰/۳	۲۴۰۰۰
بتن	۲/۴۰۲۶	۳۵۱۵۳۴۸	۱۴۶۴۷۲۸/۳	۰/۲	۲۸۰۰

جدول ۲: مشخصات هندسی پلهای طراحی شده.

شماره پل	طول دهنه کناری (m)	طول قسمت معلق (m)	طول کسنولی (m)	طول دهنه وسط (m)	ارتفاع پل در روی پایه های میانی (m)
۱	۹۶	۹۶	۳۶	۱۶۸	۲۰
۲	۱۴۴	۱۴۴	۶۰	۲۶۴	۲۸
۳	۱۹۲	۱۹۲	۸۴	۳۶۰	۳۵

جدول ۳: ادامه مشخصات هندسی پلهای طراحی شده.

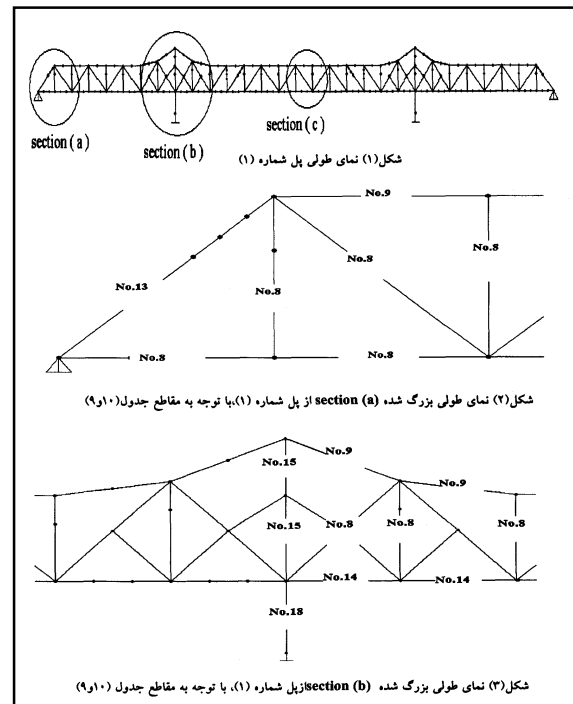
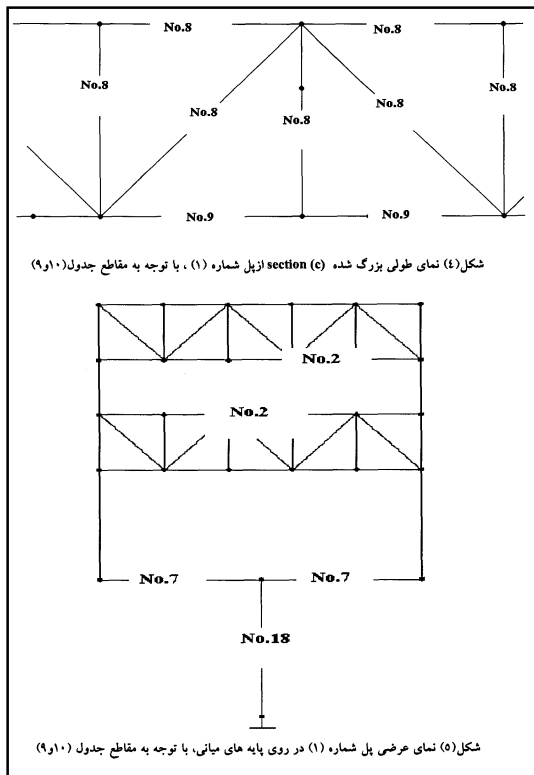
شماره پل	ارتفاع عادی پل (m)	نسبت طول دهنه کناری / طول دهنه وسط	نسبت ارتفاع عادی پل / ارتفاع پل در روی پایه های میانی
۱	۱۲	۱/۷۵	۰/۶
۲	۱۸	۱/۸۳	۰/۶۴۳
۳	۲۵	۱/۸۷	۰/۷۱۴

جدول ۴ : مشخصات ترافیکی پلهای طراحی شده.

شماره پل	تعداد خطوط رفت	تعداد خطوط برگشت	طول هر پانل خریابی (m)	تعداد تیرهای طولی میانی در هر پانل	عرض ماشین رو (m)
۱	۲	۲	۱۲	۷	۱۴/۴
۲	۲	۲	۱۲	۷	۱۴/۴
۳	۲	۲	۱۲	۷	۱۴/۴

جدول ۵ : ضرایب به کار رفته برای محاسبه نیروهای زلزله.

شماره پل	Rx	Ry	Ix	Iy	A	نوع خاک	T ₀
۱	۳	۴	۱/۲	۱/۲	۰/۳۵	۲	۰/۵۰
۲	۳	۴	۱/۲	۱/۲	۰/۳۵	۲	۰/۵۰
۳	۳	۴	۱/۲	۱/۲	۰/۳۵	۲	۰/۵۰

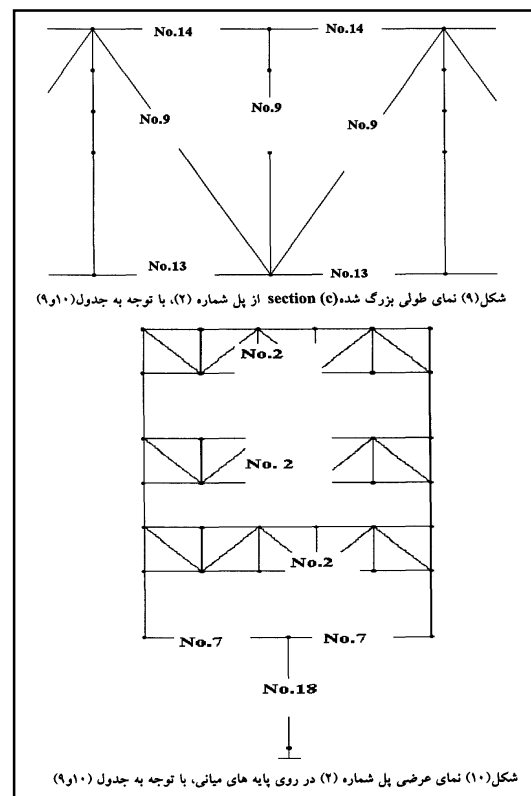
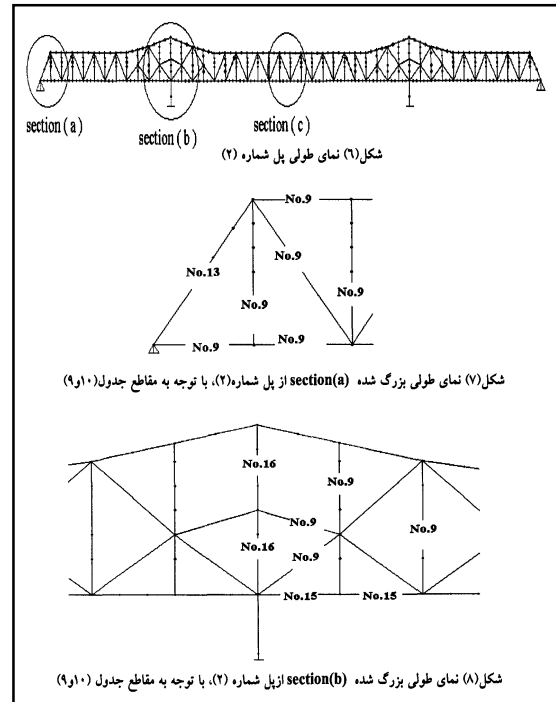
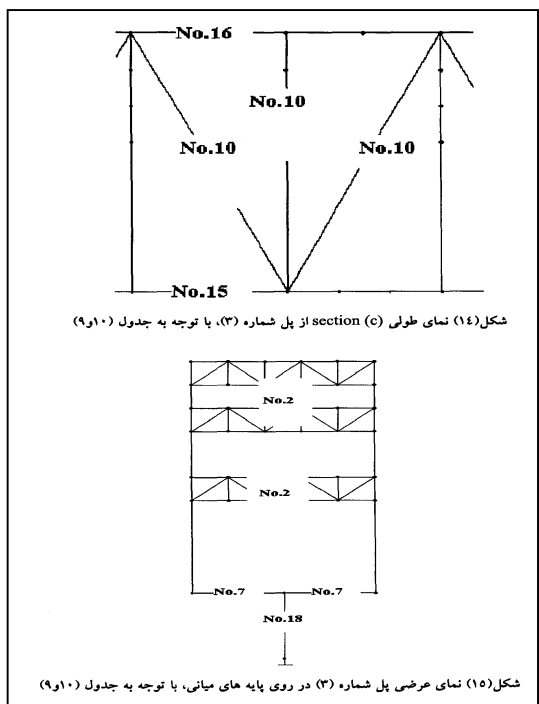
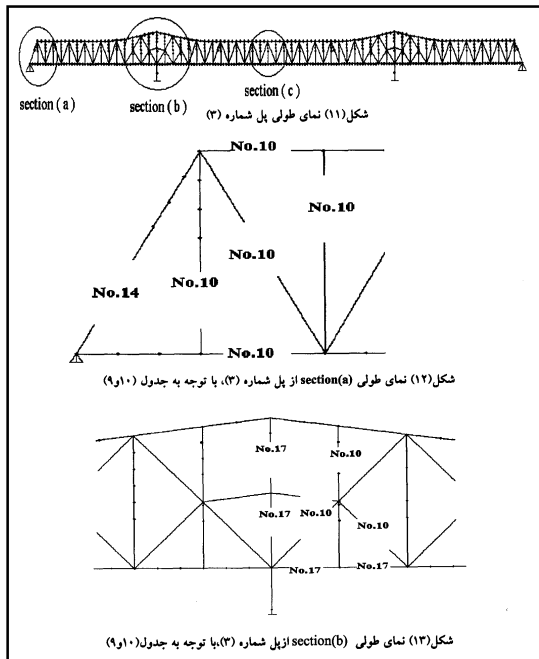


(۱) را در مود ۱ یعنی حرکت عرضی دهانه وسط با پریود ۲/۱۶۱۳۰۸ ثانیه و مود ۲ یعنی حرکت عرضی پل با پریود ۱/۷۴۱۵۴۱ ثانیه و مود ۳ یعنی حرکت قائم پل با پریود ۱/۴۳۷۷۴۳ ثانیه و مود ۴ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود ۱/۱۲۳۱۶۰ ثانیه را نشان میدهد. جدول (۷) مشخصات دینامیکی ارتعاش پل شماره (۲) را در مود ۱

با انجام آنلیز مقادیر ویژه و بردار ویژه [۹]، مشخصات دینامیکی هر سه پل محاسبه شده‌اند. مشخصات دینامیکی پل‌های شماره ۱ و ۲ و ۳ شامل پریود، فرکانس های زاویه ای چهار مود اول در جداول (۶) الی (۸) ارائه شده است. تعداد مود های بکار رفته در تحلیل و طراحی، ۵۰ مود اول با مجموع در صد مشارکت مودی بیشتر از ۹۹ درصد بوده است. جدول (۶) مشخصات دینامیکی ارتعاش پل شماره

جدول (۸) مشخصات دینامیکی ارتعاش پل شماره (۳) را در مود ۱ یعنی حرکت عرضی دهانه وسط با پریود $۴/۲۵۲۹۸۲$ ثانیه و مود ۲ یعنی حرکت عرضی پل با پریود $۳/۱۶۴۴۲$ ثانیه و مود ۳ یعنی حرکت قائم پل با پریود $۶/۵۵۹۰۳$ ثانیه و مود ۴ یعنی حرکت قائم پل با پریود $۳/۹۲۲۸۹$ ثانیه و مود ۵ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود $۳/۱۹۶۸۷۴$ ثانیه و مود ۶ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود $۲/۹۷۰۷۸۹$ ثانیه را نشان میدهد. جداول (۹) و (۱۰) مشخصات مقاطع فولادی طراحی شده‌های پلها را نشان میدهند.

یعنی حرکت عرضی دهانه وسط با پریود $۴/۲۵۲۹۸۲$ ثانیه و مود ۲ یعنی حرکت عرضی پل با پریود $۳/۱۶۴۴۲$ ثانیه و مود ۳ یعنی حرکت قائم پل با پریود $۶/۵۵۹۰۳$ ثانیه و مود ۴ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود $۳/۹۲۲۸۹$ ثانیه و مود ۵ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود $۳/۱۹۶۸۷۴$ ثانیه و مود ۶ یعنی حرکت پیچشی پل با پریود $۲/۹۷۰۷۸۹$ ثانیه را نشان میدهد.



آزادی تحت تأثیر حرکت‌های ناهماهنگ نقاط تکیه‌گاهی ناشی از زلزله، یک سازه چند طبقه مطابق شکل (۱۹) در نظر گرفته شده است، در این مدل تمام مولفه های پاسخ گره های مربوط به سازه فوقانی در بردار u^t لیست شده است. که بالانویس t به تغییر مکان کل این نقاط اشاره دارد. به همین ترتیب تمام مولفه های مربوط به تغییر مکانهای نقاط تکیه گاهی نیز در بردار جداگانه ای به نام u_g آورده می شوند که این مولفه های حرکت ناهماهنگ مربوط به تغییر مکان های ناشی از زلزله می باشند که به نقاط تکیه گاهی منتقل شده است.

به این ترتیب معادله حرکت سیستم بر حسب درجات آزادی فوق به شکل زیر خواهد بود $[11, 10]$:

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sg} \\ M_{gs} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{u}_s \\ \ddot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{u}_s \\ \dot{u}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_s \\ u_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g^{(t)} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

که در این معادله مقادیر $u^t, p_g^{(t)}$ مجهولات معادله هستند و همانطور که مشاهده می شود معادله فوق همان فرم کلی پاسخ یک سازه در مقابل حرکت های دینامیکی است با این تفاوت که بردارهای مربوط به تغییر مکان به دو بخش مجزای مربوط به تکیه گاهی (نقاط ورودی) و نقاط فوقانی سازه تقسیم بندی شده است. به همین ترتیب ماتریس های جرم، سختی میرایی هم مجزا شده اند.

به ترتیب ماتریس جرم و سختی و میرایی مربوط به درجات آزادی نقاط فوقانی هستند و C_{ss}, K_{ss}, M_{ss} به ترتیب ماتریس جرم و سختی و میرایی نقاط تکیه گاهی هستند و C_{gg}, K_{gg}, M_{gg} اشاره به درجات آزادی دارد که مرتبط کننده نقاط تکیه گاهی و نقاط فوقانی سازه به هنگام حرکت سازه هستند، بطور مثال برای بدست آوردن مولفه های K_{sg} لازم است به تک تک نقاط تکیه گاهی در شرایطی که سایر گره ها نگه داشته شده اند تغییر مکان واحد اعمال کنیم و نیروی ایجاد شده در سایر درجات آزادی را بدست آوریم.

حال با جداسازی حرکت مربوط به تکیه گاهی و نقاط فوقانی سازه از یک دیگر و انتقال آنها به سمت دیگر

جدول ۶ : خصوصیات دینامیکی پل شماره ۱، $\xi = 0.05$.

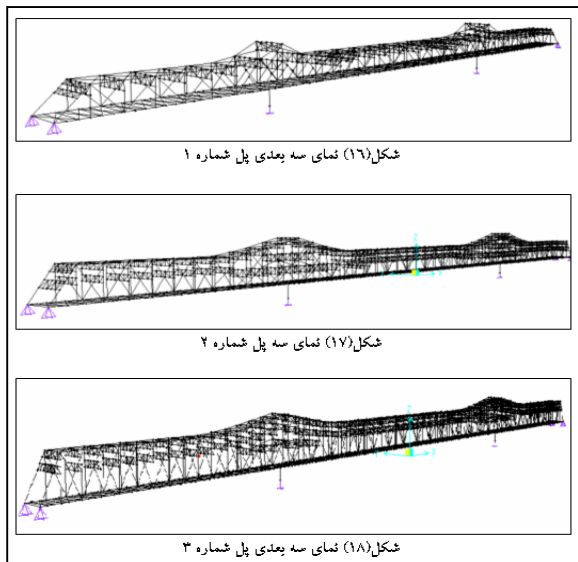
شماره مود	فرکانس زاویه ای (rad/sec)	پریود (Sec)
MOD 1	۲/۹۰۷۱۲۱	۲/۱۶۱۳۰۸
MOD 2	۳/۶۰۷۸۳۱	۱/۷۴۱۵۴۱
MOD 3	۴/۳۷۰۱۷۲	۱/۴۳۷۷۴۳
MOD 4	۵/۵۹۴۲۰۴	۱/۱۲۳۱۶۰

جدول ۷ : خصوصیات دینامیکی پل شماره ۲، $\xi = 0.05$.

شماره مود	فرکانس زاویه ای (rad/sec)	پریود (Sec)
MOD 1	۱/۴۷۷۳۶۰	۴/۲۵۲۹۸۲
MOD 2	۱/۹۸۵۷۱۱	۳/۱۶۴۲
MOD 3	۲/۸۹۷۱۷۷	۲/۱۶۸۷۲۷
MOD 4	۳/۰۶۷۲۷۷	۲/۰۴۸۴۵۷

جدول ۸ : مشخصات دینامیکی پل شماره ۳، $\xi = 0.05$.

شماره مود	فرکانس زاویه ای (rad/sec)	پریود (Sec)
MOD 1	۰/۹۵۷۸۱۷	۶/۵۵۹۹۰۳
MOD 2	۱/۵۹۹۱۹۹	۳/۹۲۸۹۵۷
MOD 3	۱/۹۶۵۴۱۵	۳/۱۹۶۸۷۴
MOD 4	۲/۱۱۴۹۸۹	۲/۹۷۰۷۸۹



معادلات سیستم چند درجه آزادی تحت تأثیر حرکت های ناهماهنگ نقاط تکیه گاهی

برای توضیح معادله حرکت یک سازه چند درجه

جدول ۹: مشخصات مقاطع فولادی طراحی شده.

شماره نوع عضو	d (m)	t_w (m)	b_f (m)	t_f (m)	A_f (m^2)	پهنای کل	نوع مقطع
۱	۰/۳۶	۰/۰۱۲۳	۰/۳۷	۰/۰۱۹۸	۰/۰۱۸۸	۰/۳۷	W1*99
۲	۰/۴۲	۰/۰۱۱۶	۰/۲۶۱	۰/۰۱۹۳	۰/۰۱۴۶	۰/۲۶۱	W1*77
۳	۰/۵۲۹۱	۰/۰۰۹۶	۰/۱۶۵۹	۰/۰۱۳۶	۰/۰۰۹۴۸	۰/۱۶۵۹	W2*47
۴	۰/۵۹	۰/۰۲۵۴	۰/۳۲۱۹	۰/۰۴۵۵	۰/۰۴۲۲	۰/۳۲۱۹	W2*223
۵	۰/۶۱	۰/۰۳۱	۰/۳۲۷۴	۰/۰۵۵۶	۰/۰۵۲۱	۰/۳۲۷۴	W2*275
۶	۰/۶۲	۰/۰۳۳۵	۰/۳۳۹۹	۰/۰۶۰۵	۰/۰۵۶۹	۰/۳۳۹۹	W2*300
۷	۰/۶۳۵	۰/۰۳۷۱	۰/۳۳۳۵	۰/۰۶۶۵	۰/۰۶۳۲	۰/۳۳۳۵	W2*238
۸	۰/۹	۰/۱	۰/۴	۰/۱	۰/۳	۰/۸	دوبل I شکل
۹	۰/۸	۰/۱	۰/۴	۰/۱	۰/۲۸	۰/۸	دوبل I شکل
۱۰	۰/۷	۰/۱	۰/۳	۰/۱	۰/۲۲	۰/۶	دوبل I شکل
۱۱	۰/۶	۰/۱	۰/۳	۰/۱	۰/۲	۰/۶	دوبل I شکل
۱۲	۰/۶	۰/۱	۰/۲۵	۰/۱	۰/۱۸	۰/۵	دوبل I شکل
۱۳	۱	۰/۱	۰/۴	۰/۱	۰/۳۲	۰/۸	دوبل I شکل
۱۴	۱	۰/۱	۰/۵	۰/۱	۰/۳۶	۱	دوبل I شکل
۱۵	۱/۴	۰/۱	۰/۴	۰/۱	۰/۴	۰/۸	دوبل I شکل
۱۶	۱/۴	۰/۱	۰/۵	۰/۱	۰/۴۴	۱	دوبل I شکل
۱۷	۱/۸	۰/۱	۰/۴	۰/۱	۰/۴۸	۰/۸	دوبل I شکل
۱۸	۱/۸	۰/۱	۰/۵	۰/۱	۰/۵۲	۱	دوبل I شکل

جدول ۱۰: مشخصات مقاطع مورد استفاده در پایه های میانی.

No.S	طول (m)	عرض مقطع (m)	A_f (m^2)	مصالح مصرفی	نوع مقطع
۱۹	۲۰	۲	۴۰	بتن	مستطیل

بنابراین تعیین پاسخ سیستم به تعیین پاسخ شبه استاتیکی u_{ps} و u_{ds} پاسخ دینامیکی آن منجر می شود. در معادله (۲)، به علت اینکه ماتریس جرم سازه یک ماتریس قطری است، جمله اول از سمت راست معادله حذف می شود. در عمل بخش مربوط به u_g که به میرائی مربوط می شود در سمت راست معادله (در سمت حرکت تکیه گاهی) قابل چشم پوشی می باشد [۹، ۱۱] و رابطه (۲) به شکل زیر ساده می شود.

$$M_{ss} \ddot{u}_s + C_{ss} \dot{u}_s + K_{ss} u_s = -k_{sg} u_g \quad (7)$$

معادله می توان نیروی موثر بر سازه در اثر زلزله را تعیین نمود [۱۱].

$$M_{ss} \ddot{u}_s + C_{ss} \dot{u}_s + k_{ss} u_s = -M_{sg} \ddot{u}_g - C_{sg} \dot{u}_g - K_{sg} u_g \quad (5)$$

حال برای سادگی حل مساله، تغییر مکان کل نقاط گرهی سازه را به دو بخش شبه استاتیکی u_{ps} و دینامیکی u_{ds} تقسیم می گردد. در بخش استاتیکی اثر دینامیکی اینرسی اجرام در اثر حرکت تکیه گاهی منظور نمی شود بنابراین می توان نوشت:

$$u^t = u_{ds} + u_{ps} \quad (6)$$

نتایج آنالیز را تحت تاثیر قرار خواهد داد البته مدل استفاده شده توسط Hindy و Novak [۱۱، ۱۳] با اطلاعات Smart-1 مطابقت داشته و در این آنالیز مورد استفاده قرار می گیرد که عبارتست از:

$$R(r, w) = \exp\left[-C\left(\frac{w|r|}{V}\right)^\gamma\right] \quad (9)$$

که در آن C ثابت وابسته به فاصله رو مرکز و بزرگی زمین لرزه است و V سرعت موج و γ یک ضریب ثابت است. در این مقاله این مدل هماهنگی با مقادیر $\gamma = 1$ و $C = 0.5$ که توسط Hindy و Novak پیشنهاد شده اند، مورد استفاده قرار می گیرند. طول همبستگی l_w به شکل زیر تعریف می گردد:

$$l_w = \int_0^\infty R(r, W)dr = \frac{V}{C.w} \quad (10)$$

این مقدار وابسته به فرکانس بوده و در محاسبه تاریخچه زمانی تغییر مکان زمین لرزه مورد استفاده قرار می گیرد.

تابع چگالی طیف توان

چگالی طیف توان یکی از مشخصه های شاخص زمین لرزه می باشد. تابع چگالی طیف توان فرض شده، طیف اصلاح شده Kanai-Tajimi است که اولین بار مطابق رابطه (۱۱) در مرجع clough و penzien (۱۹۷۵) [۹] ارائه شده است.

$$S(w) = S_0 \frac{[1 + 4\xi_g^2 (W/W_g)^2] J}{[1 - (W/W_g)^2]^2 + 4\xi_g^2 (w/w_g)^2} \times \frac{(1.w_f)^2}{[1 - (W/W_f)^2]^2 + 4\xi_f^2 (W/W_f)^2} \quad (11)$$

S_0 ضریب مقیاس، w_g, ξ_g پارامترهای فیلتر اولیه و w_f, ξ_f پارامترهای فیلتر ثانویه می باشند. مقادیر پارامترهای فیلتر در جدول (۱۱) ارائه شده اند. تابع چگالی طیفی توان برای انواع مختلف خاک با S_0 برابر ۰.۰۱ در شکل (۲۰) نشان داده شده است.

در معادله (۷) u_g جابجایی تکیه گاهی است. روش تعیین تاریخچه زمانهای جابجایی تکیه گاه برای سازه های با پیروید طولانی روش مناسبتری است.

مدل سازی زمین لرزه

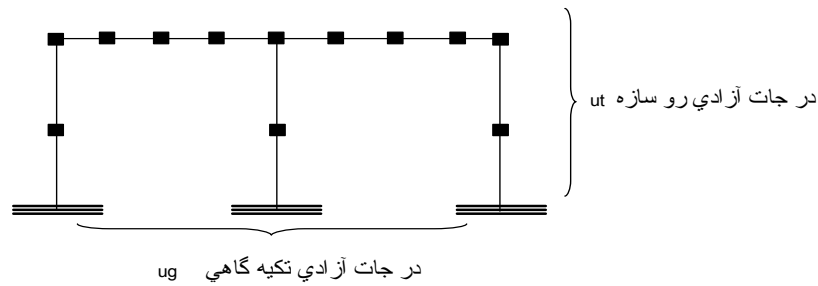
تغییرات زمین لرزه های موثر بر تکیه گاههای مختلف در یک سازه با دهانه طولانی، متأثر از سه عامل اصلی می باشد [۱۲، ۱]. عامل اول، اثرات حرکت امواج است که از سرعت محدود امواج لرزه ای ناشی می شود. عامل دوم، اثرات ناهماهنگی است که از انعکاس و شکست امواج لرزه ای ناشی می گردد. عامل سوم، اثرات سایت است که در این مقاله دو عامل اول به احتساب آمده اند و اثرات مخصوص سایت از بحث این تحقیق خارج است. برای در نظر گرفتن تغییرات در زمین لرزه ها، یک روش لرزه شناسی مبتنی بر انتشار امواج لرزه ای از مرکز زمین لرزه به طرف سازه می توان مورد استفاده قرار گیرد. در گزینه ای دیگر می توان از یک روش احتمالی بر پایه ارتعاشات تصادفی بهره گرفت. چگالی طیف زمین لرزه $S_r(w)$ بین یک نقطه منفرد و ایستگاهی به فاصله r عبارتست از:

$$S_r(w) = S(w).R(r, w).(J.w.\frac{r}{V}) \quad (8)$$

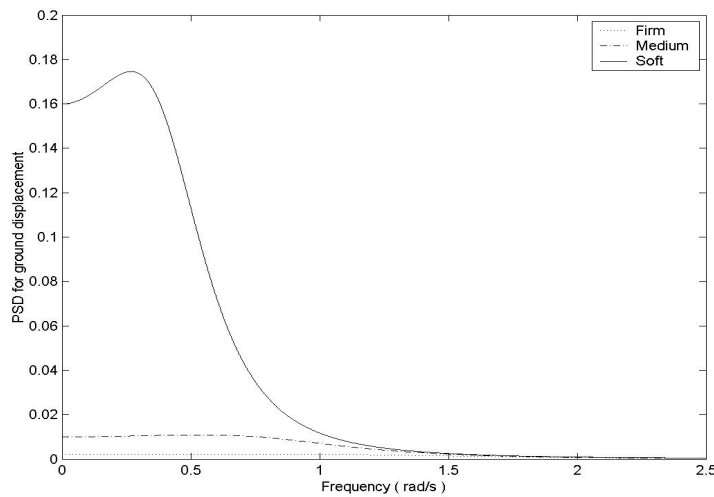
که در آن $S(w)$ ، تابع چگالی طیف توان تغییر مکان زمین، طیف اصلاح شده Kanai-Tajimi می باشد و $R(r, w)$ تابع هماهنگی، که در بخش بعد این مقادیر ارائه می گردند آنگاه بر اساس این توابع رکورد های مصنوعی تغییر مکان زمین در چند حالت، حالت اول فقط تحت اثرات عبور امواج یا به عبارتی تأخیر زمانی در حرکت موج از یک پایه به پایه دیگر^۱ و حالت دوم فقط تحت اثرات ناهماهنگی^۲ و حالت سوم تحت اثرات incoherency + wave travel، تولید می گردند.

تابع هماهنگی

مدل های هماهنگی مختلفی بر اساس رکوردهای زمین لرزه های واقعی، ساخته می شوند. در اغلب مدلها، هماهنگی بین دو ایستگاه به اختلاف فاصله r و فرکانس w بستگی دارد. انتخاب یک مدل هماهنگی مشخص،



شکل ۱۹: تعریف درجات آزادی روسازه و تکیه گاه ها.



شکل ۲۰: نمودار تابع چگالی طیف توان بر حسب فرکانس برای سه نوع خاک نرم و متوسط و سخت.

جدول ۱۱: مقادیر فرکانسها و مقادیر درصد میرایی برای خاکهای مختلف.

نوع خاک	W_g (rad / s)	ζ_g	W_f	ζ_f
Firm	۱۵	۰/۶	۱/۵	۰/۶
Medium	۱۰	۰/۴	۱	۰/۶
Soft	۵	۰/۲	۰/۵	۰/۶

Γ فاصله نقطه دلخواه از ایستگاه، $\varphi'_{ik}, \varphi_{ik}$ دو زاویه اتفاقی هستند که بطور یکنواخت بین $(2\pi, 0)$ توزیع شده اند. $k = 0, 1, \dots, N$ ، α_k ثوابتی هستند که بعداً تعریف می گردند و N تعداد جملات فوریه ای است که در نظر گرفته می شود و w'_{ik}, w_{ik} دو فرکانس دایره ای هستند که عبارتند از:

$$w_{ik} = i(\Delta w) - k \frac{\Delta w}{N}, w'_{ik} = i(\Delta w) - (k - 1/2) \frac{\Delta w}{N}$$

و M تعداد فرکانس $\Delta w = \frac{W_{max}}{M}$ و $i = 1, 2, \dots, M$ و هایی است که در آنالیز در نظر گرفته می شود و برابر با ۲۰۰ می باشد. L_i یک مشخصه طولی وابسته به فرکانس

تولید مصنوعی تغییر مکان های زمین

Ramandan و Novak [۱] یک روش دقیق برای تولید تغییر مکان های تصادفی زمین ارائه نمودند که تنها با در نظر گرفتن اثرات عدم هماهنگی بین دو یا چند ایستگاه تغییر مکان تولید شده زمین عبارت خواهد بود از:

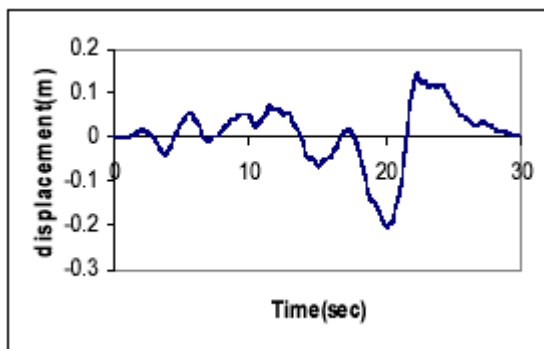
$$U_r = \sum_{k=0}^N \sum_{i=1}^M \alpha_k \left[\sqrt{S(w'_{ik}) \cdot \Delta w} \cdot \cos(w'_{ik} \cdot t + \varphi'_{ik} + \frac{\pi k r}{L_i}) \right] + \sum_{k=0}^N \sum_{i=1}^M \alpha_k \left[\sqrt{S(w'_{ik}) \cdot \Delta w} \cdot \cos(w'_{ik} \cdot t + \varphi'_{ik} + \frac{\pi k r}{L_i}) \right] \quad (12)$$

زمین عبارتست از:

$$U_m = U_r(t) \cdot \sin\left(\frac{\pi \cdot t}{T}\right) \quad (17)$$

تغییر مکان تولید شده زمین

طیف توان clough-penzin برای خاکهای متوسط که در شکل (۲۰) نشان داده شده، برای تولید تغییر مکان زمین مورد استفاده قرار گرفته است. رکوردها نیز برای زیر هر پایه از پل تولید شده که به ترتیب برای پل شماره ۱، در فواصل صفر متر برای پایه اول، در فواصل ۹۶ متر برای پایه دوم، در فواصل ۲۶۴ متر برای پایه سوم و در فواصل ۳۶۰ متر برای پایه چهارم و برای پل شماره ۲، در فواصل صفر متر برای پایه اول، در فواصل ۱۴۴ متر برای پایه دوم، در فواصل ۴۰۸ متر برای پایه سوم و در فواصل ۵۵۲ متر برای پایه چهارم و برای پل شماره ۳، در فواصل صفر متر برای پایه اول، در فواصل ۱۹۲ متر برای پایه دوم، در فواصل ۵۵۲ متر برای پایه سوم و در فواصل ۷۴۴ متر برای پایه چهارم است. چهار مقدار مختلف برای سرعت انتشار موج در آنالیز، برای پوشش محدوده سرعتهای انتشار کاربردی مورد نظر قرار گرفتند که عبارتند از ۲۵۰ و ۵۰۰ و ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه. به عنوان مثال تغییر مکانهای تولید شده زمین، تنها با احتساب عدم هماهنگی در شکل‌های (۲۱) الی (۲۴) برای پل شماره ۲ در جهت طولی و شکل (۲۵) برای همان پل در جهت عرضی ارائه شده‌اند.



شکل ۲۱: نمودار تاریخچه تغییر مکان زلزله تولید شده برای اولین پایه پلها با سرعت ۲۵۰ تحت اثر incoherency.

و برابر با $L_i = \alpha \cdot l_w$ می باشد که l_w توسط رابطه (۱۰) تعیین شده و α ضریب وابسته به فاصله ای است که در آن زمین لرزه شبیه سازی می شود و در کلیه آنالیزها برابر با ۳ فرض شده است. برای ارضای تابع هماهنگی هدف، ضریب α_k به شکل زیر تعریف می گردد:

$$a_0^2 = \frac{1}{2L_w} \int_{-l_w}^{l_w} R(r, W) dr = \frac{1}{\alpha} (1 - e^{-\alpha}) \quad (13)$$

$$a_k^2 = \frac{1}{L_w} \int_{-l_w}^{l_w} R(r, w) \cdot \cos\left(\frac{\pi k r}{L_w}\right) dr = \frac{2[1 - (-1)^k \cdot e^{-k}]}{a[1 + (\frac{\pi \cdot k}{\alpha})^2]} \quad (14)$$

تعداد جملات فوریه معمولاً بین ۳ تا ۱۰ در نظر گرفته می شود که در این آنالیز از N برابر ۱۰ استفاده شده است. در این مقاله اختلاف فاز ناشی از حرکت امواج به کمک یک تاخیر زمانی در رابطه (۱۲) اعمال شده است. تاخیر زمانی τ بین هر دو ایستگاه عبارتست از $\tau = \frac{r}{v}$ که در آن r فاصله و v سرعت موج در جهت دو ایستگاه می باشد بنابراین با اصلاح رابطه (۱۲) برای اعمال تأخیر زمانی رابطه (۱۵) بدست می آید.

$$U_r(t) = \sum_{k=0}^N \sum_{i=0}^N a_k \left\{ \sqrt{S(W_{ik})} \cdot \Delta W \cos\left\{ W_{ik}(t - \tau_r) + \Phi_{ik} + \frac{\pi k s}{L_i} \right\} + \sqrt{S(W'_{ik})} \cdot \Delta W \cos\left\{ W'_{ik}(t - \tau_r) + \Phi_{ik} - \frac{\pi k s}{L_i} \right\} \right\} \quad (15)$$

در صورتی که حرکات کاملاً یکنواخت یا همزمان فرض گردند و تنها اثرات حرکت موج به احتساب آید رابطه (۱۲) به شکل زیر ساده سازی می شود:

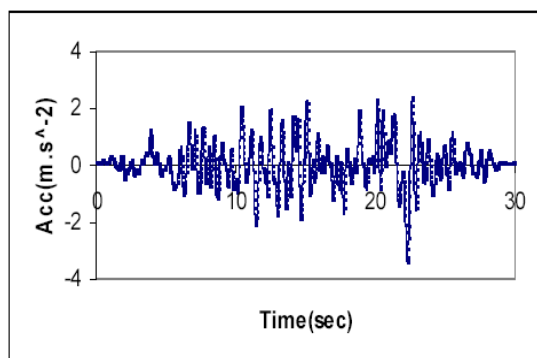
$$U_r(t) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^M \sqrt{S(w_i)} \cdot \Delta w \cos(W_i(t - \tau_r) + \Phi_i) \quad (16)$$

تغییر مکان زمین تولید شده توسط رابطه (۱۲)، با استفاده از عملیات اتفاقی ایستا تعیین می گردد. ویژگیهای غیر ایستای زمین لرزه با اعمال یک موج نیم سینوسی روی تغییر مکان زمین معرفی می شوند. تغییر مکان غیر ایستا

با دو بارمشتق گیری، شتاب زمین بدست آمده است. این شتاب برای جهت عرضی، برای تمامی پایه های پلها یکسان در نظر گرفته شده است، زیرا در این جهت بدلیل عرض کم پلها بحث تحریک چند تکیه گاهی منتفی می باشد. (لازم بتذکر است که زلزلهای جهت عرضی و طولی تواما به پلها وارد شده اند)

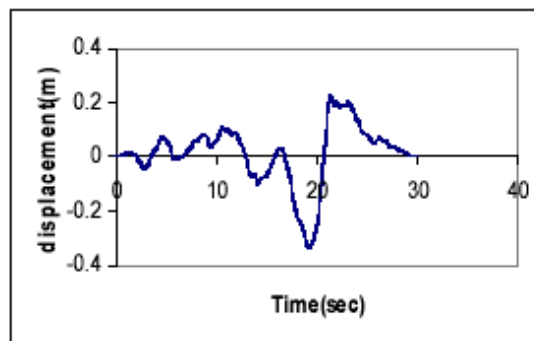
رفتار لرزه ای پلها

برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی پلها در ناحیه الاستیک، از نرم افزار [sap2000 ver 7.4] استفاده شده است که برای تمامی پلها مقدار میرایی برابر ۵ درصد منظور شده است و گام زمانی برای تحلیل دینامیکی ۰،۰۵ ثانیه در نظر گرفته شده است تا از دقت کافی برخوردار باشد. تحلیل پلها در اثر نیروهای زلزله اعمالی بدین صورت انجام گرفته است که زلزله های تولید شده مخصوص هر پایه اعم از طولی و عرضی به پایه ها در یک لحظه وارد شده و تحلیل صورت گرفته است. به عنوان مثال پل شماره ۲، برای پایه های اول تا چهارم، چهار زلزله در جهت طولی متفاوت تولید شده است که همان اشکال (۲۱) تا (۲۴) هستند و به علت پهنای کم پل ها در جهت عرضی یک زلزله برای تمامی پایه های پل تولید شده است که همان شکل (۲۵) می باشد و زلزله طولی هر پایه با زلزله جهت عرضی در یک زمان برای هر پایه به پل اعمال شده و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی صورت میگیرد.

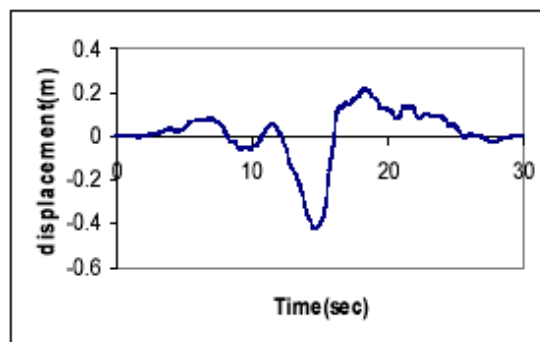


شکل ۲۵: نمودار شتاب نگاشت تولید شده براساس تاریخچه تغییر مکان زلزله تولید شده برای پایه شماره ۴ از پل شماره ۲ با سرعت ۲۵۰ تحت اثر incoherency.

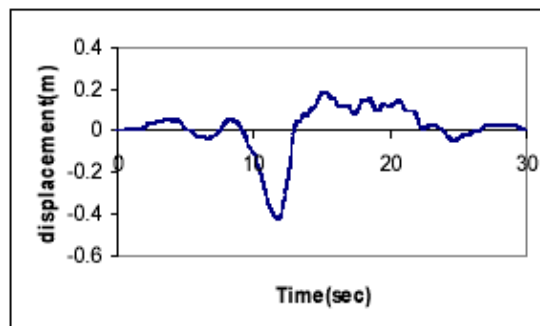
شکل (۲۶) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه



شکل ۲۲: نمودار تاریخچه تغییر مکان زلزله تولید شده برای پایه شماره ۲ از پل شماره ۲ با سرعت ۲۵۰ تحت اثر incoherency.



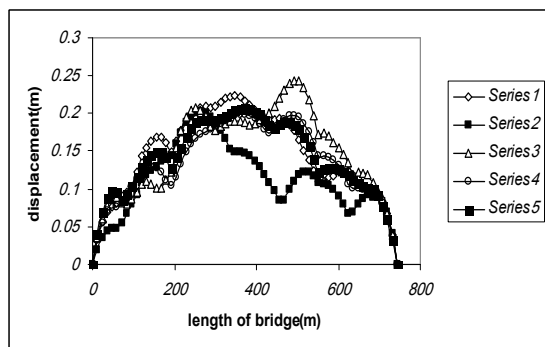
شکل ۲۳: نمودار تاریخچه تغییر مکان زلزله تولید شده برای پایه شماره ۳ از پل شماره ۲ با سرعت ۲۵۰ تحت اثر incoherency.



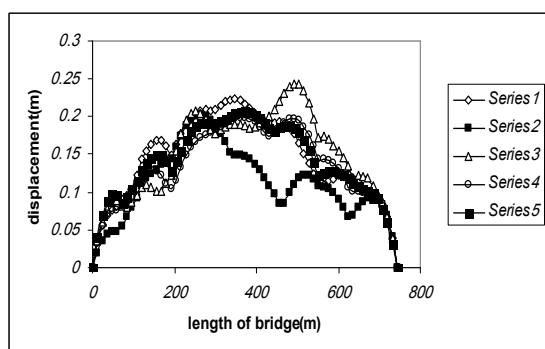
شکل ۲۴: نمودار تاریخچه تغییر مکان زلزله تولید شده برای پایه شماره ۴ از پل شماره ۲ با سرعت ۲۵۰ تحت اثر incoherency.

توضیح اینکه در تمامی شکل‌های (۲۱) و (۲۲) و (۲۳) و (۲۴) نموداری که بصورت نقطه چین در شکل‌ها ظاهر شده است همان نمودار تغییر مکان زمین در پایه اول (شکل ۲۱) است. بدین صورت اختلاف موجی که به پایه های بعدی پل می رسد بوضوح مشخص میشود. شکل تغییر مکان فوق با در نظر گرفتن سرعت خیلی بالا برای موج بدست آمده است. پس از بدست آمدن تغییر مکان،

پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۲۷) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اواسط دهانه میانی تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول پل مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.



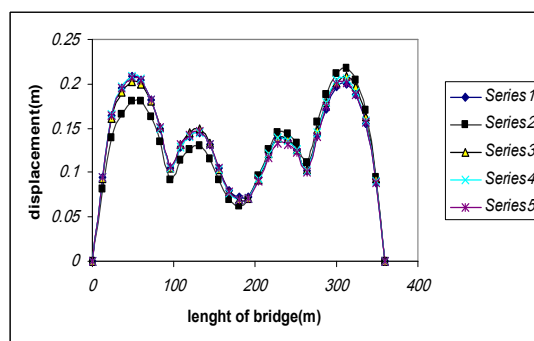
شکل ۲۸: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ تکیه گاهها (series2 تا series5).



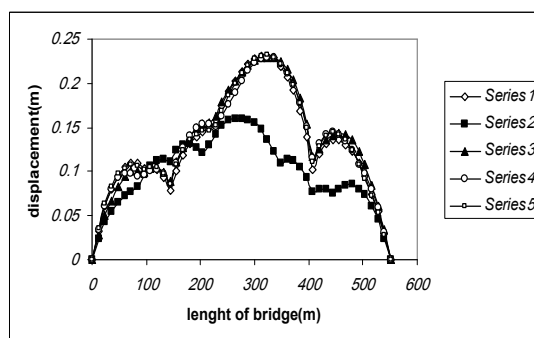
شکل ۲۹: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

شکل (۲۸) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۳ با طول ۷۴۴ متر را نشان می دهد. سری ۱،

پل شماره ۱ با طول ۳۶۰ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۲۶) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، تا اواسط دهانه میانی کمترین مقدار را بخود گرفته است و بر عکس از اواسط دهانه میانی تا انتهای دهانه سوم بیشترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول پل مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.



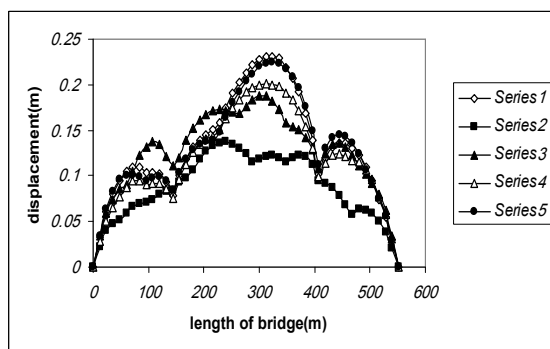
شکل ۲۶: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ تکیه گاهها (series2 تا series5).



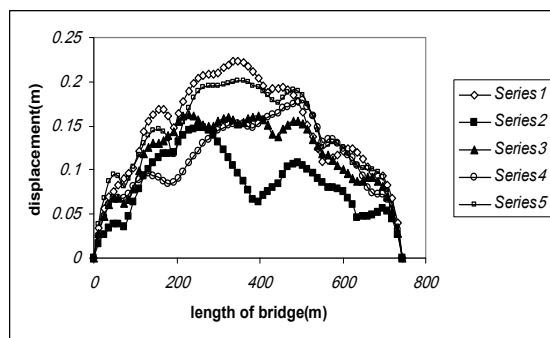
شکل ۲۷: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۲ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ تکیه گاهها (series2 تا series5).

شکل (۲۷) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۲ با طول ۵۵۲ متر را نشان می دهد. سری ۱

بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۳۰) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه دوم وسوم این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه اول و سوم پل، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.



شکل ۳۰: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).



شکل ۳۱: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

شکل (۳۱) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۳ با طول ۷۴۴ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۳۱) جابجایی عرشه، در

پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۲۸) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه از ابتدای دهانه میانی این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه سوم پل، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.

شکل (۲۹) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۱ با طول ۳۶۰ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۲۹) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه اول این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه سوم پل، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.

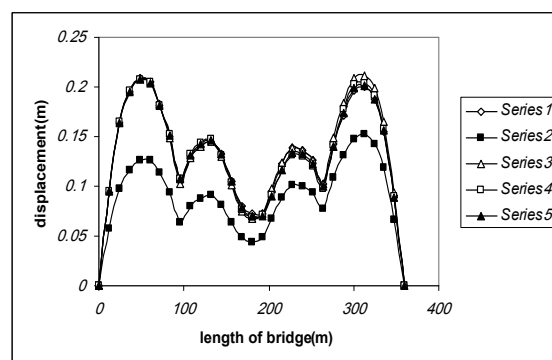
شکل (۳۰) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۲ با طول ۵۵۲ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر

بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۳۲) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه اول این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه سوم پل، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. ولی در کل مقادیر جابجاییها نسبت به شکل ۲۹ مقادیر کمتری بخود اختصاص داده است. جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.

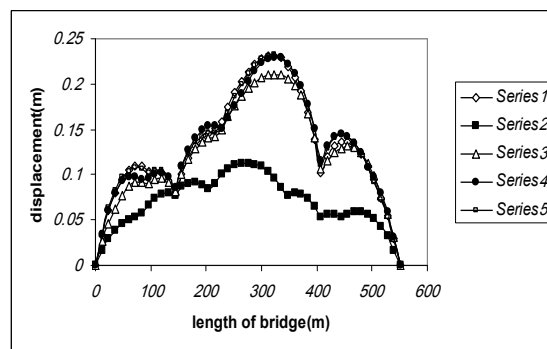
شکل (۳۳) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۲ با طول ۵۵۲ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۳۳) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه اول این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه سوم پل، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است. به استثنای دهانه اول که پاسخها کمتر هستند. ولی در کل مقادیر جابجاییها نسبت به شکل ۲۹ مقادیر کمتری بخود اختصاص داده است در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.

شکل (۳۴) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۳ با طول ۷۴۴ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر

اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه دوم و سوم این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول پل به جز چند قسمت، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، کمتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر جابجایی حاصل از تحریک یکسان بیشتر همگرا شده اند.

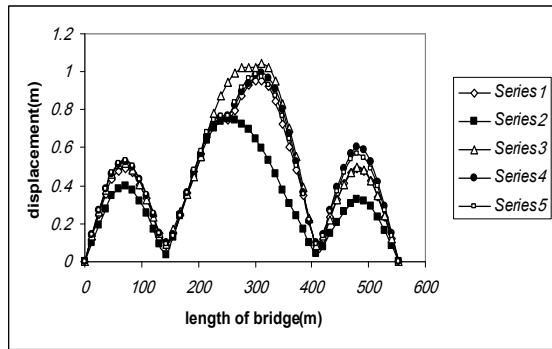


شکل ۳۲: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series 1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series 2 تا series 5).

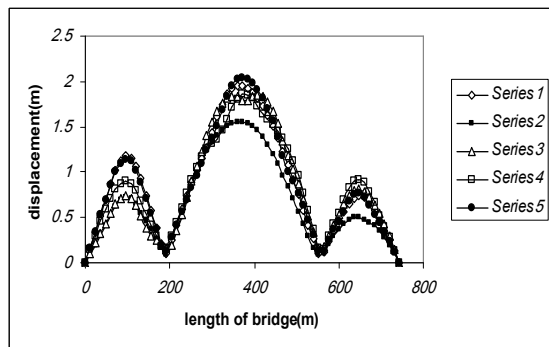


شکل ۳۳: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۲ در اثر تحریک هماهنگ (series 1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series 2 تا series 5).

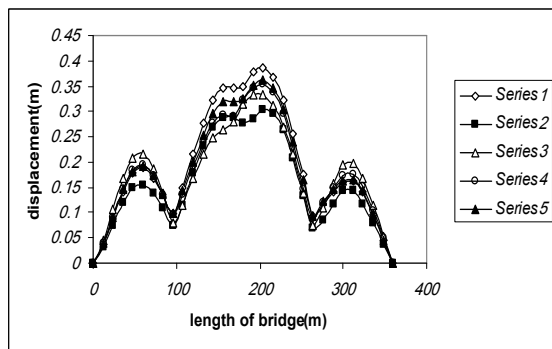
شکل (۳۲) پوش تغییر مکان، در جهت طولی نقاط عرشه پل شماره ۱ با طول ۳۶۰ متر را نشان می دهد. سری ۱، پاسخ پل را در اثر تحریک همزمان تکیه گاهها نمایش می دهد و سری ۲ الی ۵، پاسخ پل مذکور را در اثر تحریک چند تکیه گاهی با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، تحت سرعتهای به ترتیب ۲۵۰، ۵۰۰، ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر



شکل ۳۶: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۲ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ در تکیه گاهها (series2 تا series5).



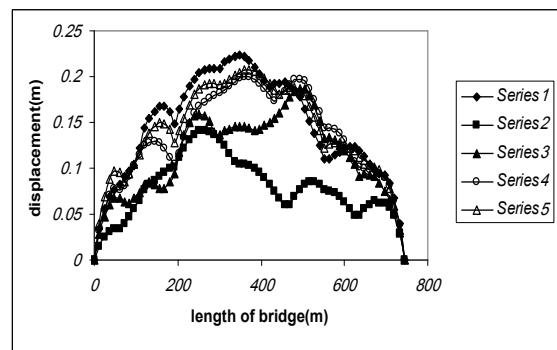
شکل ۳۷: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ در تکیه گاهها (series2 تا series5).



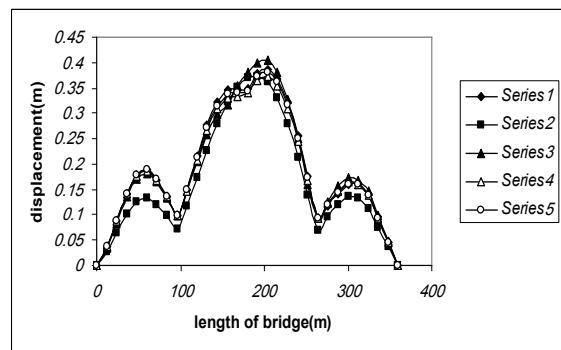
شکل ۳۸: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

لازم به یادآوری است که حرکات ورودی در نظر گرفته شده برای آنالیز، مجموعه ای از زمین لرزه ها و چگالی طیفی توان (شکل ۲۰) و یک تابع هماهنگی تعریف شده توسط رابطه ۹ بوده‌اند. حالت حرکت یکنواخت در تکیه گاه ها مربوط به موجی با سرعت انتشار بینهایت می باشد.

بر ثانیه نشان می دهد. در شکل (۳۴) جابجایی عرشه، در اثر موج با سرعت ۲۵۰ متر بر ثانیه، از اوایل دهانه اول تا انتهای دهانه سوم کمترین مقدار جابجایی را در عرشه ایجاد کرده است. بطوریکه در دهانه اول این مسئله بیشتر خودش را نشان داده است. در مورد موج با سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه می توان گفت، تقریباً در تمام طول دهانه سوم، مقدار جابجایی از مقادیر مربوط به تحریک یکسان، بیشتر است و در دهانه اول و دوم کمتر است. در صورتیکه جابجایی حاصل از امواج با سرعت ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه به ترتیب به مقادیر مربوط به تحریکات یکسان بیشتر همگرا شده است.



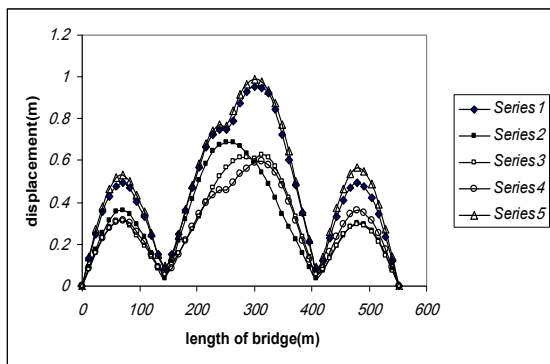
شکل ۳۴: تغییر مکان طولی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).



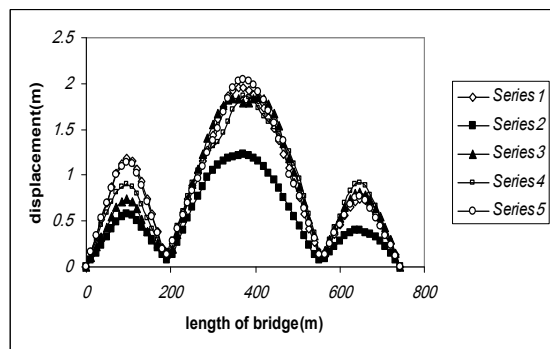
شکل ۳۵: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ در تکیه گاهها (series2 تا series5).

شکل های (۳۵) الی (۴۳) نیز تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل های ۱ و ۲ و ۳ را با در نظر گرفتن اثر فقط ناهماهنگی، فقط تأخیر زمانی، و اثر توأم ناهماهنگی و تأخیر زمانی نشان میدهند.

میباشند. نتایج بوضوح نشان می‌دهند که فرض حرکت یکنواخت زمین در تکیه گاهها (یعنی موج با سرعت بینهایت) همواره به بحرانی ترین پاسخ تغییر مکان عرشه منجر نخواهد شد. بطور مثال تنها با احتساب اثر ناهماهنگی (شکل ۲۶) تغییر مکان میانه پل شماره ۱، برای تحریک یکنواخت زمین ۶،۵ سانتیمتر بوده است در حالیکه با در نظر گرفتن سرعت انتشار ۵۰۰ متر بر ثانیه این پاسخ برابر با ۸،۱ سانتیمتر خواهد بود. این افزایش در محل میانه دهانه آخر پل در این حالت بیشتر است چراکه پاسخ مذکور از ۱۷،۸ سانتیمتر به ۲۱،۲ سانتیمتر برای سرعت ۵۰۰ متر بر ثانیه افزایش می‌یابد. در مورد تمامی اشکال و نتایج نیز این ارتباط دیده می‌شود مخصوصاً هر چه طول پلها زیادتر میشود. علت اصلی این رفتار این است که مودهای نامتقارن توسط حرکات یکنواخت برانگیخته نمی‌شوند.

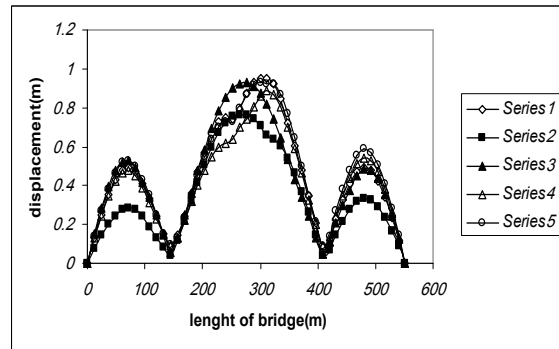


شکل ۳۹: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۲ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

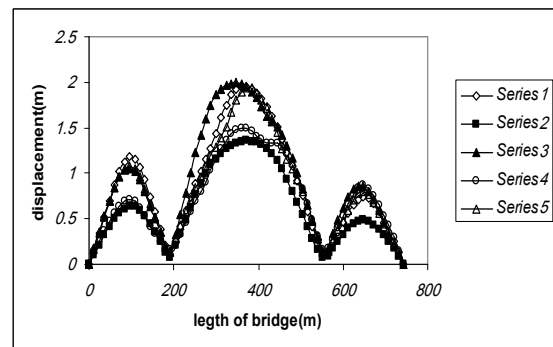


شکل ۴۰: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

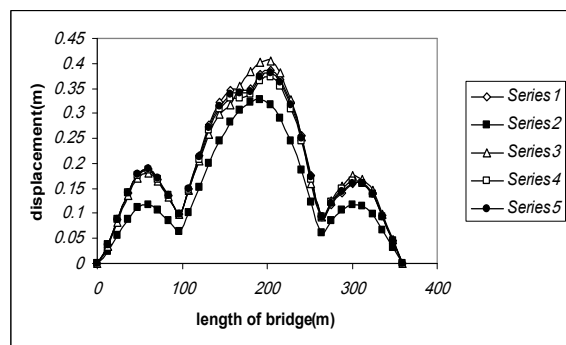
سرعت انتشار در صورتیکه اثرات ناهماهنگی در نظر گرفته



شکل ۳۹: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۲ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).



شکل ۴۰: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۳ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).



شکل ۴۱: تغییر مکان عرضی ماکزیمم عرشه پل شماره ۱ در اثر تحریک هماهنگ (series1) و ناهماهنگ و با تاخیر زمان در تکیه گاهها (series2 تا series5).

نتایج تحلیل دینامیکی در قالب تغییر مکان های طولی مطلق عرشه (بجز نقاط تکیه گاهی، زیرا مقدار جابجایی نقاط تکیه گاهی، در واقع همان مقدار تغییر مکان زمین است و نه صفر) بدست آمده اند شکلهای (۲۶) الی (۲۸) مقادیر حاصل از تاثیر ناهماهنگی میباشد و شکلهای (۲۹) الی (۳۱) نیز در اثر تأخیر زمان میباشد و شکلهای (۳۲) الی (۳۴) نیز در اثر تاثیر هردو عامل به صورت توأم

تاخیر زمانی در رابطه (۱۲) حاصل شده است استفاده گردید. برای تولید تغییر مکان‌های مصنوعی یک برنامه کامپیوتری نوشته شد. تغییر مکان‌های تولید شده مصنوعی زمین در فواصل مختلف در سرعت‌های نسبتاً بالا دارای پیوستگی خوبی می‌باشند ولی در سرعت‌های پایین کاملاً ناپیوسته هستند و در سرعت‌های بالا اختلاف فاز ناشی از سرعت حرکت امواج و مسافت بین پایه‌ها اثر ناچیزی بر تغییر مکان‌های تولید شده مصنوعی زمین دارند اما در سرعت‌های پایین این تأثیر قابل ملاحظه می‌باشد. از آنالیز دینامیکی این پلها نتیجه‌گیری گردید که اولاً حالت حرکت یکنواخت زمین روی تکیه گاه ها بحرانی ترین حالت پاسخ را ایجاد نمی‌کند. تحریکات چند تکیه گاهی، می‌توانند تغییر مکانها و نیرو های داخلی بزرگتری را ایجاد نمایند. علت اصلی این رفتار این است که مودهای نامتقارن توسط حرکات یکنواخت برانگیخته نمی‌شوند. دوم آنکه، اثر ناهماهنگی امواج لرزه‌ای، بر تغییر مکان های عرشه در مقایسه با اثر حرکت موج تأثیر بیشتری بر تغییر مکان های عرشه دارد. پوش حداکثر تغییر مکانهای مطلق عرشه پلها برای سرعت های مختلف نشان می‌دهد که سرعت‌های انتشار بالای امواج یعنی ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه، با احتساب اثرات ناهماهنگی و حرکت موج وهر دو به صورت توأم، تأثیر چندانی بر تغییر مکان ها نخواهد گذاشت. سوم آنکه، برای طرح و آنالیز پلها در صورت نداشتن دادهایی که در آنها اثر ناهماهنگی و اثر عبور موج لحاظ نشده باشند، لحاظ تاخیر زمان یا همان اثر عبور موج به تنهایی جواب های قابل قبول تری را حاصل می‌کند. چهارم آنکه، به منظور دستیابی به یک طرح مناسب، تخمین دقیقی از سرعت انتشار موج مورد نیاز است.

شوند، تأثیر قابل توجهی بر تغییر مکان جانبی عرشه خواهد گذاشت. کم سرعت ترین موج با ۲۵۰ متر بر ثانیه به حداکثر تغییر مکان منجر نخواهد شد، چراکه دو زمین لرزه تولید شده تقریباً مستقل بوده که این امر می‌تواند پاسخ شبه استاتیکی را کاهش دهد. همچنین پوش حداکثر تغییر مکانهای مطلق عرشه پلها برای سرعت های مختلف نشان می‌دهد که سرعت‌های انتشار بالای امواج یعنی ۱۰۰۰ و ۲۰۰۰ متر بر ثانیه، با احتساب اثرات ناهماهنگی و حرکت موج وهر دو به صورت توأم، تأثیر چندانی بر تغییر مکان ها نخواهد گذاشت.

نتایج

در این تحقیق اثر ارتعاشات اتفاقی زمین لرزه بر پاسخ پل‌های خرپایی طره ای بلند دهانه مورد آنالیز قرار گرفته است. برای منظور سه پل سه دهانه با طول های کلی ۳۶۰ و ۵۵۲ و ۷۴۴ متر بر اساس آیین نامه آشتو طراحی گردید و اثرات حرکات تکیه گاهی هماهنگ و ناهماهنگ، سرعت انتشار موج، انتقال امواج و هماهنگی میان امواج لرزه ای ورودی در جهت طولی پل ها و با در نظر گرفتن اثر توأم و همزمان زلزله در جهت‌های عرضی و طولی مورد مطالعه قرار گرفت. اعضای این پلها توسط المانهای خرپایی مدل شده و رفتار دینامیکی خطی برای آنها در نظر گرفته شده است. زلزله های ورودی به صورت تاریخچه زمانی تغییر مکان تعریف شد و با استفاده از روش ارتعاشات تصادفی، رکوردهای تغییر مکان مصنوعی زمین ساخته و در آنالیز بکار گرفته شدند. Ramandan و Novak [۱] تنها با در نظر گرفتن اثرات عدم هماهنگی بین دو یا چند ایستگاه یک روش دقیق و رابطه (۱۲) را برای تولید تغییر مکان های تصادفی زمین ارائه نمودند. در این مقاله از رابطه اصلاح شده ۱۵ که در آن اختلاف فاز ناشی از حرکت امواج به کمک معرفی یک

مراجع

- 1 - Ramandan, O. and Novak, M. (1993). "Simulation of spatially incoherent random ground motions." *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 119, No. 5.
- 2 - Harik, I. E. and Allen, D. L. (1997). "Free and ambient vibration of brent-spence bridge." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No.

- 3 - Harik, I. E. and Allen, D. L. (1997). "Seismic evaluation of brent-spence bridge." *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, No. 9.
- 4 - Shama, A. A. and Mander, J. B., Chen, S. S. and Aref, A. J. (2001). "Ambient vibration and seismic evaluation of a cantilever truss bridge." *Engineering structures*, Vol. 23, PP. 1281-1292.
- 5 - Chen, W. F. and Duan, L.(2000). *Bridge Engineering Handbook*, Edit 2000.
- 6 - *AASHTO Guide Specifications for the Seismic Design of Highway Bridges*, Washington Dc, American Association Of State Highway And Transport Officials, 1996 .
- ۷ - طاحونی، ش. "طراحی پل." انتشارات دانشگاه تهران، (۱۳۷۵).
- ۸ - اطبایی، ا. "راهنمایی کامل SAP2000." نشر جویبار، (۱۳۸۰).
- 9 - Clogh, R. W. and Penzien, J. (1993). *Dynamics of structures*. Mc Graw-Hill, Inc.
- 10 - Yamamura, N. and Tanaka, H. (1990). "Response analysis of flexible MDF systems for multiple-support seismic excitations." *Earthquake Eng. Struct. Dyn.*, Vol. 19, PP.345-357.
- 11 - Ghobarah, A., Aziz, T. S. and El-Ahar, M. (1996). "Response of transmission lines to multiple support excitation." *Engineering Structures*, Vol. 12 , PP.936-946.
- 12 - Harichandran, R. S. (1999). *Spatial Variation Of Earthquake Ground Motion*, Department of Civil And Environmental Engineering Michigan State University.
- 13 - Laouami, N. and Labbe, P. (2001). "Analytical approach for evaluation of the seismic ground motion coherency function." *Soil Dynamics And Earthquake Engineering*, Vol. 21, PP.727-733.

واژه های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

- 1 – Wave Travel
2 – Incoherency