

بررسی اندازه‌ی درز انقطاع در پل‌ها با ملاحظه‌ی آثار ضربه و اندرکنش خاک - سازه

محمد حسین زاده * (دانشجوی دکتری)

سعید پورزینلی (دانشیار)

دانشکده‌ی فنی و مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه گیلان

مهندسی عمران شریف، تابستان ۱۳۹۷
دور ۲ - ۳۴، شماره ۲/۲، ص. ۹۳-۸۱

پدیده‌ی ضربه در پل‌ها که در محل درز انقطاع بین دو بخش از عرشه و یا عرشه و کوله‌ها رخ می‌دهد، می‌تواند موجب خرابی در محل برخورد و یا افتادن عرشه از روی پایه شود. یکی از راهکارهای کاهش خسارت‌های ناشی از پدیده‌ی مذکور، انتخاب اندازه‌ی مناسب درز انقطاع است. لذا در پژوهش حاضر، با مدل‌سازی ۶ پل ۲ و ۳ دهانه با دوره تناوب‌های مختلف و در نظر گرفتن درزهای انقطاع ۰.۷، ۱.۰، ۱.۲، ۱.۵ و ۱.۷ سانتی‌متری، اثر اندازه‌ی درز انقطاع در پارامترهای لرزه‌ی شامل بیشینه‌ی جابه‌جایی مطلق عرشه، بیشینه‌ی لنگر خمشی پایه، بیشینه‌ی نیروی ضربه و نرخ تعداد ضربه بررسی شده است. پل‌های مورد مطالعه تحت ۱۶ شتاب‌نگاشت حوزه‌های دور و نزدیک قرار گرفتند. نتایج نشان داد که افزایش اندازه‌ی درز انقطاع موجب کاهش تعداد برخورد و افزایش بیشینه‌ی جابه‌جایی عرشه می‌شود. همچنین زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک موجب ایجاد پاسخ‌های لرزه‌ی بزرگ‌تر در پل‌ها نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور می‌شوند.

m63hoseinzadeh@gmail.com
pourzeynali@guilan.ac.ir

واژگان کلیدی: پل، درز انقطاع، ضربه، زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک.

۱. مقدمه

امروزه پل‌ها به‌عنوان یکی از اجزاء حیاتی در سیستم حمل و نقل شهری و بین شهری شناخته می‌شوند که بروز اختلال در بهره‌برداری از آن‌ها به علت خرابی‌های جزئی یا فروریختگی می‌تواند منجر به اختلال در سیستم حمل و نقل شود و هزینه و پیامدهای سنگینی به همراه داشته باشد. آیین‌نامه‌ها، نیروهای مختلفی را برای تحلیل و طراحی سازه‌ها بر حسب نوع کاربرد و شرایط ساخت‌گاه آن‌ها تعیین می‌کنند. اما برخی از نیروهای وارد بر سازه‌ها در آیین‌نامه‌ها ملاحظه نشده و به‌طور مختصر به آن‌ها پرداخته شده است. به علت عدم شناخت صحیح نیروهای وارد، به‌خصوص نیروهای دینامیکی خرابی‌های زیادی در پل‌های ساخته‌شده در طول دو قرن اخیر به وقوع پیوسته است. یکی از نیروهای مهمی که در چند دهه‌ی اخیر بعد از وقوع زلزله‌هایی، مانند: نورث‌ریج، کوبه و چی چی و مشاهده‌ی آثار مخرب آن‌ها در پل‌ها مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است، نیروی ناشی از پدیده‌ی ضربه (پاندینگ)^۱ است. پدیده‌ی ضربه در اثر برخورد بین دو بخش از عرشه و یا عرشه و پایه‌های کناری (کوله‌ها) پل در محل درزهای انقطاع به علت پاسخ‌های غیر هم‌فاز در هنگام زلزله رخ می‌دهد. نیروی ضربه بر روی پاسخ‌های لرزه‌ی پل‌ها مؤثر است و می‌تواند موجب خرابی در عرشه و کوله و یا افتادن عرشه از روی پایه شود. در طراحی‌های

متداول پل با لحاظ درز انقطاع چند سانتی‌متری (معمولاً فاصله‌ی درز انقطاع بین ۲/۵ الی ۷/۵ سانتی‌متر در نظر گرفته می‌شود)، ضربه در زمان زلزله‌های شدید غیرقابل اجتناب خواهد بود.^[۱-۳] به منظور جلوگیری از پاسخ‌های غیر هم‌فاز، در برخی آیین‌نامه‌ها^۲ طراحی قاب‌های مجاور هم با بسامد اصلی برابر و یا نزدیک به هم پیشنهاد شده است، به‌طوری که بسامد اصلی قاب خمشی پذیرتر مطابق آیین‌نامه‌ی کالترنس باید دست‌کم ۰/۷ برابر بسامد قاب سخت‌تر مجاور باشد. همچنین استفاده از وسایل کنترل پاسخ سازه، از قبیل: میراگرهای ویسکوز و MR^۳ وسایل با قابلیت فشرده (مچاله) شدن، مهاربندها و ضربه‌گیرها نیز توسط پژوهشگران مختلف جهت کاهش آثار ضربه در پل‌ها مطرح شده‌اند.^[۴] اما راه آسان و متداول برای کاهش خرابی پل‌ها در اثر ضربه بین بخش‌های فوقانی مجاور هم، تنظیم طول درزهای انقطاع در سازه‌های مذکور است. درز انقطاع بزرگ می‌تواند موجب اختلال در رفت و آمد بر روی عرشه‌ی پل شود و اندازه‌ی کم درزهای انقطاع در عملکرد آن مؤثر است.

از سوی دیگر، در روش معمول تحلیل دینامیکی سازه‌ها، حرکت زمین در بستر آزاد با فرض اینکه پای سازه کاملاً صلب و با زمین یک‌پارچه است، به آن اعمال می‌شود. چنین فرضیاتی برای زمین‌های سنگی و صخره‌یی و یا نسبتاً سخت تقریباً صحیح است، اما برای زمین‌های خاکی و نرم چندان صادق نخواهد بود. مطالعات مختلف با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه، حاکی از اثر پدیده‌ی مذکور

نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۵/۶/۷، اصلاحیه ۱۳۹۵/۸/۸، پذیرش ۱۳۹۵/۸/۱۷
DOI: 10.24200/J30.2018.1361

در پاسخ‌های لرزه‌ی پل‌ها به ویژه جابه‌جایی کلی عرشه به علت حرکات انتقالی و دورانی (راکینگ) در پی است. [۷-۵] از آنجایی‌که بسته شدن درزهای انقطاع و ایجاد ضربه در پل‌ها متأثر از جابه‌جایی کلی عرشه در هر یک از قاب‌هاست، لذا ملاحظه‌ی اثر مذکور در تحلیل‌های دینامیکی می‌تواند نتایج دقیق‌تری برای مطالعه‌ی پدیده‌ی ضربه ارائه کند.

مطالعات مختلفی در زمینه‌ی تأثیر اندازه‌ی درز انقطاع در پاسخ‌های لرزه‌ی سازه‌هایی از قبیل ساختمان و پل انجام شده است. چاو و همکاران با مدل‌سازی پل‌هایی با درز انقطاع ۱، ۳ و ۵ سانتی‌متری و ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک - سازه و حرکات ناهمگون زمین^۴، اثر اندازه‌ی درز انقطاع در لنگر خمشی پایه و بیشینه‌ی نیروی ضربه را بررسی و از مدل‌سازی کوله‌ها صرف‌نظر کردند. نتایج نشان داده است که اندازه‌ی متداول درز انقطاع برای اجتناب از برخورد، حتی برای پل‌هایی که قاب‌هایی با دوره‌ی تناوب مشابه دارند، نیز کافی نیست. [۲] در مطالعه‌ی دیگری نیز به محاسبه‌ی کمینه‌ی درز انقطاع مورد نیاز به منظور عدم برخورد شاه‌تیرهای مجاور هم در پل‌ها با سیستم درز انبساط مدولار پرداخته و اثر اندرکنش خاک - سازه و همچنین اثر حرکات ناهمگون زمین در مدل‌سازی رفتار لرزه‌ی پل‌ها ملاحظه شده است، اما از مدل‌سازی کوله‌ها و رفتار غیرخطی پایه‌ها صرف‌نظر شده است. [۸] همچنین در سال ۲۰۱۱، با استفاده از روش ارتعاشات تصادفی، کمینه‌ی درز انقطاع مورد نیاز برای جلوگیری از ضربه بین دو بخش از عرشه و نیز عرشه و کوله با فرض رفتار کشسان و عدم ملاحظه‌ی اندرکنش خاک - سازه، محاسبه شده است، [۵] و با توسعه‌ی مطالعات پیشین (۲۰۱۰)، [۹] و مدل‌سازی اندرکنش خاک - سازه نشان داده شد که ملاحظه‌ی اثر مذکور، تأثیر مهمی در مقادیر درز انقطاع مورد نیاز برای اجتناب از ضربه دارد. از دیگر مطالعات انجام شده در این زمینه می‌توان به مطالعات دیگری اشاره کرد، [۱۰] که با مدل‌سازی یک پل ۲ دهانه بدون ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک - سازه، برخورد بین عرشه و کوله را بررسی کرده است.

با توجه به مطالب ذکر شده در مطالعه‌ی حاضر، با در نظر گرفتن اثر اندرکنش خاک - سازه به بررسی تأثیر اندازه‌ی درز انقطاع در پاسخ‌های لرزه‌ی و به خصوص پدیده‌ی ضربه در پل‌ها پرداخته شده است. همچنین با دسته‌بندی شتاب‌نگاشت‌های اعمالی به دو حوزه‌ی دور و نزدیک و نیز مدل‌سازی پل‌ها با دوره‌ی تناوب‌های مختلف، تأثیر نوع زلزله و دوره‌ی تناوب پل در عوامل مذکور با انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی ارزیابی شده است.

۲. مدل‌سازی ضربه

ضربه (پاندینگ) که در اثر برخورد بین سازه‌های مجاور هم ایجاد می‌شود، پدیده‌ی پیچیده و غیرخطی است. روش استریومکانیکال^۵ و روش المان تماسی^۶، اصلی‌ترین روش‌های تحلیلی برای مدل‌سازی پدیده‌ی ضربه هستند (همچنین روش‌هایی بر پایه‌ی تئوری امواج نیز ارائه شده است). روش استریومکانیکال که به عنوان روش ضریب جبران^۷ نیز شناخته می‌شود، سعی بر مدل‌سازی ضربه‌های دینامیکی در مقیاس ماکروسکوپی دارد. در روش استریومکانیکال فرض می‌شود که ضربه به صورت آنی وارد و از اصل پایستاری مستقیم و ضریب جبران برای اصلاح سرعت اجسام بعد از ضربه استفاده می‌شود. [۱۱] از آنجایی که روش مذکور بر پایه‌ی نیرو نیست، نیروی ضربه در روش مذکور برابر صفر در نظر گرفته می‌شود. لذا روش استریومکانیکال نمی‌تواند در برنامه‌های تجاری موجود استفاده شود. همچنین به علت عدم لحاظ لحظه‌ی تماس در روش استریومکانیکال، کاربردهای روش مذکور محدود است و

اگر مدت زمان ضربه به اندازه‌ی بزرگ باشد که تغییرات مهمی در ساختار سیستم اتفاق افتد، فرض ضربه‌ی آنی چندان صحیح نخواهد بود. همچنین روش المان تماسی یک روش بر پایه‌ی نیرو است که پدیده‌ی ضربه را با استفاده از المان‌های فنر و میراگر مدل می‌کند. بر اساس روش المان تماسی، چندین مدل ضربه‌ی خطی و غیرخطی برای مدل‌سازی یک بعدی ضربه‌ی نقطه به نقطه، شامل مدل فنر خطی^۸، مدل ویسکوکشسان خطی (مدل کلونین^۹)، مدل کشسان غیرخطی (هرتز^{۱۰}) مدل ویسکوکشسان غیرخطی، و مدل هرتز دمپ^{۱۱} با میرایی غیرخطی مطرح شده‌اند. [۱۲،۳] در مطالعه‌ی حاضر، از مدل ویسکوکشسان غیرخطی جانگفسکی^{۱۲} برای ملاحظه‌ی اثر ضربه در پل‌ها استفاده شده است. روابط محاسبه‌ی نیروی ضربه در روش المان تماسی به صورت رابطه‌ی ۱ (الف، ب و ج) است: [۱۳]

$$F(t) = K_P \delta^{1/5}(t) + C_P(t) \dot{\delta}(t) \text{ for } \dot{\delta}(t) > 0, \delta \geq 0 \quad (الف)$$

$$F(t) = K_P \delta^{1/5}(t) \text{ for } \dot{\delta}(t) < 0, \delta \geq 0 \quad (ب)$$

$$F(t) = 0 \text{ for } \delta = (u_1 - u_2 - Gap) < 0 \quad (ج)$$

که در آن‌ها، $F(t)$ نیروی ضربه، K_P پارامتر سختی برخورد، δ فاصله‌ی بین دو جسم (در لحظه‌ی برخورد بیان‌کننده‌ی تغییر شکل‌های ایجاد شده)؛ u_1 و u_2 به ترتیب تغییر مکان جسم‌های اول و دوم؛ Gap اندازه‌ی درز انقطاع؛ $\dot{\delta}(t)$ سرعت نسبی بین دو جسم و $C_P(t)$ ضریب میرایی است که از رابطه‌ی ۲ به دست می‌آید: [۱۳]

$$C_P(t) = 2\bar{\xi} \sqrt{K_P \sqrt{\delta(t)} \frac{\bar{m}_1 \bar{m}_2}{\bar{m}_1 + \bar{m}_2}} \quad (۲)$$

که در آن، \bar{m}_1 و \bar{m}_2 جرم دو جسم مجاور و $\bar{\xi}$ نسبت میرایی است که از رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود: [۱۴]

$$\bar{\xi} = \frac{9\sqrt{5}}{2} \frac{1 - e^2}{e(e(9\pi - 16) + 16)} \quad (۳)$$

که در آن، e ضریب جبران است که برای اجسام بتنی می‌توان برابر ۰٫۶۵ در نظر گرفت و یا از رابطه ۴ به دست آورد: [۱۵]

$$e = -0.007v'^2 + 0.069v'^2 - 0.2529v' + 0.7929 \quad (۴)$$

که در آن، v' سرعت نسبی دو جسم در لحظه‌ی قبل از برخورد است.

۳. مشخصات پل و مدل‌سازی آن

۳.۱. مدل‌سازی پایه و عرشه

در پژوهش حاضر با مدل‌سازی ۶ پل ۲ و ۳ دهانه که به صورت شمانیک در شکل ۱ نشان داده است، اثر اندازه‌ی درزهای انقطاع در پاسخ‌های لرزه‌ی پل‌ها تحت زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک مطالعه شده است. تکیه‌گاه عرشه به صورت یک‌سر مفصل و یک‌سر غلتک در نظر گرفته شده است. جرم پل (شامل جرم عرشه و بخشی از پایه) در عرشه متمرکز و هر یک از پایه‌ها (به همراه عرشه) به صورت یک سیستم یک درجه آزادی مدل شده است. به منظور مدل‌سازی اثر اندرکنش پی پایه‌ی پل و خاک اطراف آن از یک سیستم ۳ درجه آزادی شامل حرکات انتقالی و دورانی پی استفاده شده است. همچنین با توجه به غلظتی بودن اتصال عرشه به کوله‌ها، هر یک از کوله‌ها به صورت یک سیستم یک درجه آزادی مدل شدند. لذا بر این اساس پل‌های ۲ دهانه (پل‌های گروه A) با ۶ درجه آزادی و پل‌های ۳ دهانه (پل‌های گروه

(۱۳۹) و به صورت تیرهای پیش‌ساخته بتنی I شکل انجام شده است. معادله حرکت پل را می‌توان به صورت رابطه‌ی ۵ نوشت:

$$[M]\ddot{u} + [C]\dot{u} + [K]\{u\} + \{F\} = -[M]\{r\}\ddot{u}_g \quad (5)$$

که در آن، $[K]$ ، $[C]$ و $[M]$ به ترتیب ماتریس‌های سختی، میرایی و جرمی پل؛ $\{u\}$ ، $\{\dot{u}\}$ و $\{\ddot{u}\}$ به ترتیب بردارهای جابه‌جایی، سرعت و شتاب؛ $\{r\}$ بردار تأثیر با درایه‌های واحد؛ \ddot{u}_g شتاب زلزله و $\{F\}$ بردار نیروی ضربه‌ای ایجادشده در محل برخورد است. برای حل معادله‌ی حرکت ذکرشده (رابطه‌ی ۵) از برنامه‌نویسی در محیط نرم‌افزار متلب^{۱۴} استفاده شده است. لازم به ذکر است که معادلات دینامیکی حرکت بخش‌های مجزا (کوله‌ها و عرشه) قبل از برخورد به صورت مستقل هستند، اما در هنگام برخورد با ایجاد نیروی ضربه، روابط مذکور وابسته^{۱۵} می‌شوند.

معمولاً پل‌ها تحت زلزله‌های متوسط الی شدید از ناحیه‌ی رفتارکشسان خارج و وارد محدوده‌ی رفتار خمیری می‌شوند. مدل مفصل خمیری و مدل فایبر از جمله مدل‌های تحلیلی برای بررسی رفتار غیرکشسان اعضا و سازه‌ها هستند. در مطالعه‌ی حاضر، با استفاده از روش مفصل خمیری و در نظر گرفتن مفصل در پای ستون، رفتار غیرخطی مصالح بتن مسلح در پایه‌ی پل با یک فنر دورانی در نظر گرفته شده است. برای تعیین مشخصات مفصل از منحنی ممان - انحنای استفاده شده است که از طریق آن می‌توان مقدار جابه‌جایی در عضو را محاسبه کرد. مقدار جابه‌جایی بالای پایه (سر آزاد) در نقطه‌ی تسلیم از رابطه‌ی ۶ به دست می‌آید:

$$D_y = \varphi_y \frac{L^2}{3} \quad (6)$$

که در آن، φ_y انحنای تسلیم و L طول عضو است.

پژوهشگران برای بیان رفتار بتن مسلح تحت بارهای چرخه‌ای لرزه‌یی از مدل‌های هیستریزس مختلفی استفاده می‌کنند که می‌توان به مدل‌های ساده‌ی کشسان-خمیری و دوخطی؛ مدلهایی با ملاحظه‌ی کاهش سختی، مانند: تاکدا و Q-hyst و مدل Pivot که آثار کاهش سختی، زوال مقاومت و پینچینگ^{۱۶} را در نظر می‌گیرد، اشاره کرد.^[۱۶، ۱۷]

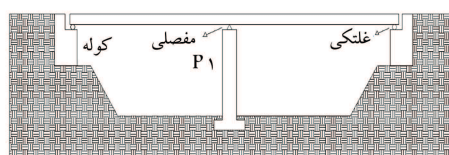
پدیده‌ی زوال مقاومت در بارهای محوری و پینچینگ در اعضا با تغییرشکل‌های برشی مشاهده می‌شود، در حالی که اعضا با تغییرشکل‌های غالب خمشی تقریباً حلقه‌های هیستریزس پایداری از خود نشان می‌دهند.^[۱۶] در مطالعه‌ی حاضر، با ملاحظه‌ی رفتار خمشی پایه‌ها از مدل Q-hyst^[۱۷] برای بیان مدل رفتاری بتن مسلح استفاده شده است. قوانین حاکم بر مدل مذکور، شامل ۴ قسمت است که در شکل ۳ نشان داده شده است.

جدول ۱. مشخصات پل‌های مورد مطالعه.

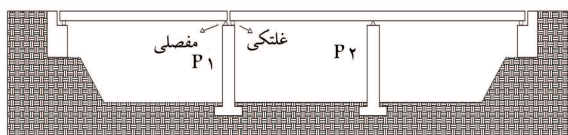
قاب سمت چپ (P۱)		قاب سمت راست (P۲)		پل
T_1	m_1	T_2	m_2	
(s)	(ton)	(s)	(ton)	
۰٫۵	۱۵۰۰	-	-	AI
۱	۱۵۰۰	-	-	AII
۱٫۵	۱۵۰۰	-	-	AIII
۰٫۵	۱۵۰۰	۰٫۷	۳۰۰۰	BI
۱	۱۵۰۰	۱٫۴	۳۰۰۰	BII
۱٫۵	۱۵۰۰	۲٫۱۴	۳۰۰۰	BIII

(B) با ۱۰ درجه آزادی مدل می‌شوند. شکل ۲، مدل ساده‌شده‌ی پل‌های ۲ و ۳ دهانه را برای انجام تحلیل‌های دینامیکی لرزه‌یی نشان می‌دهد. براساس مشخصات مصالح و ابعاد اجزاء پل، ماتریس‌های جرم و سختی محاسبه شده‌اند. بدیهی است که با تغییر ارتفاع، قطر و تعداد پایه‌ها و نیز جرم عرشه، دوره‌ی تناوب هر قاب دچار تغییر می‌شود.

مشخصات پل‌های مورد بررسی در جدول ۱ ارائه شده است که در آن T_1 ، T_2 و m_1 و m_2 به ترتیب دوره‌های تناوب و جرم قاب‌های اول و دوم پل هستند. همچنین اندازه‌ی درزه‌های انقطاع برابر ۲٫۵، ۵، ۷٫۵، ۱۰، ۱۲٫۵ و ۱۵ سانتی‌متر؛ ارتفاع پایه‌ها برابر ۱۰ متر و نسبت میرایی سازه‌ی مصالح پل برابر ۵٪ در نظر گرفته شده است. نسبت دوره‌ی تناوب قاب‌های مجاور در پل‌های ۳ دهانه (پل‌های گروه B) برابر ۰٫۷ است ($\frac{T_1}{T_2} = ۰٫۷$)^{۱۲}. لازم به ذکر است مشخصات پل‌های مورد مطالعه براساس مشخصات پل‌های متداول راه انتخاب شده است که طراحی اولیه‌ی آن‌ها بر مبنای آیین‌نامه‌ی آشتو و آیین‌نامه‌ی بارگذاری پل‌های ایران (نشریه‌ی شماره‌ی

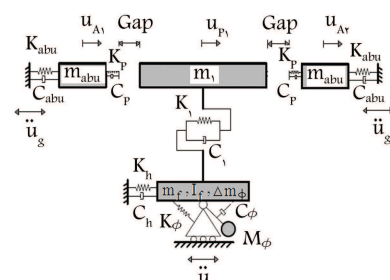


الف) پل دو دهانه (پل‌های گروه A)؛

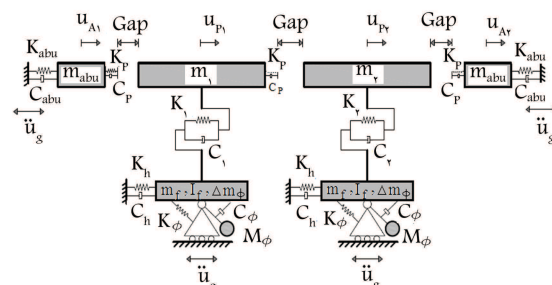


ب) پل سه دهانه (پل‌های گروه B).

شکل ۱. نمای طولی پل‌های مورد مطالعه.

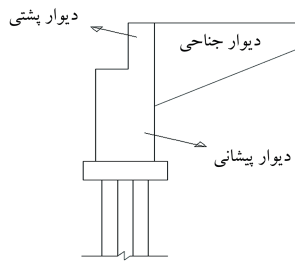


الف) پل دو دهانه (پل‌های گروه A)؛

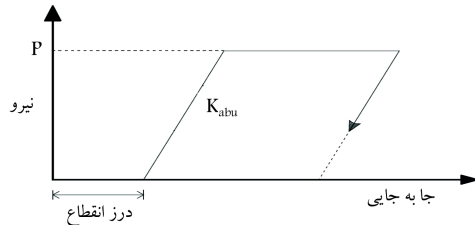


ب) پل سه دهانه (پل‌های گروه B).

شکل ۲. مدل ساده‌شده‌ی پل‌های مورد مطالعه.



الف) شکل شماتیک کوله؛



ب) مدل رفتاری پیشنهادی کالترنس برای کوله‌ها.

شکل ۴. مدل‌سازی کوله.

پیشنهاد کرده است که در شکل ۴ نشان داده شده است. روش مذکور بر مبنای طراحی دیوار پشتی به صورت کلید برشی قرار دارد که در آن دیوار پشتی در اثر برخورد عرشه از کوله جدا می‌شود و از خرابی و جابه‌جایی سازه‌ی اصلی کوله، شامل دیوار پیشانی و پی‌ها جلوگیری می‌شود. در مطالعه‌ی حاضر، با توجه به متداول بودن روش کالترنس، از روش مذکور در مدل‌سازی کوله استفاده شده است (روابط ۱۰ و ۱۱):^[۱۸]

$$K_{abu} = K_i w \left(\frac{h}{\sqrt{V}} \right) \quad (10)$$

$$P = 239 h w \left(\frac{h}{\sqrt{V}} \right) \quad (11)$$

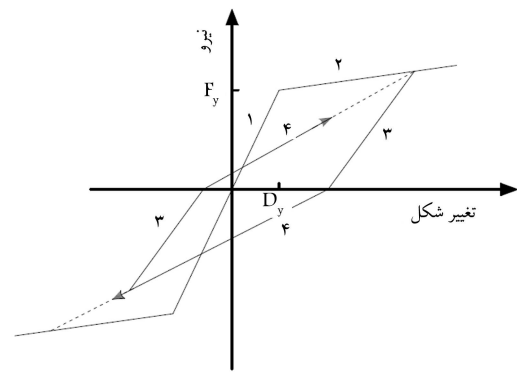
که در آن‌ها، K_i سختی اولیه (مقدار آن برای خاک‌های پشتی منطبق بر معیارهای کالترنس، ۲۸/۷ مگا پاسکال در نظر گرفته می‌شود)؛ w عرض مؤثر دیوار پشتی (متر)؛ h ارتفاع دیوار پشتی؛ K_{abu} سختی معادل کوله و P بیشینه‌ی نیروی فشاری مقاوم هستند.

۳.۳. مدل‌سازی اندرکنش خاک - سازه^{۱۸}

به علت شکل‌پذیری مصالح زمین در تماس با پی سازه، ارتعاش القایی به سازه (بالای زمین) تحت تأثیر قرار خواهد گرفت و متقابلاً، تغییر شکل‌های پی سازه تحت تأثیر ارتعاش سازه‌ی بالای زمین خواهد بود که به این عمل مشترک زمین و سازه،

اندرکنش خاک - سازه گفته می‌شود.^[۲۲]

به‌طور کلی در نظر گرفتن اندرکنش خاک - سازه، موجب این تغییرات نسبت به حالت پی صلب می‌شود: ۱. تغییر در شکل مودها و دوره‌ی تناوب سازه؛ به‌علت حرکات انتقالی و دورانی در شالوده، اندرکنش خاک - سازه معمولاً موجب افزایش دوره‌ی تناوب مؤثر سازه نسبت به حالت پای صلب می‌شود، ۲. اتلاف انرژی ارتعاشی: بخش عظیمی از انرژی القایی زلزله توسط میرایی تشعشعی (هندسی)^{۱۹} به‌صورت تشعشع امواج از شالوده و همین‌طور میرایی در مصالح (داخلی)^{۲۰} به‌صورت تغییر شکل‌های غیرکشسان و عمل پسماند مستهلک می‌شود. ۳. افزایش تغییر مکان‌های جانبی در سازه و اثر $P - \delta$.^[۲۳-۲۵] آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌یی مختلف، ملاحظه‌ی اثر اندرکنش را با توجه به



شکل ۳. مدل رفتاری Q-hyst.

۱. ناحیه‌ی رفتار کشسان که در مطالعه‌ی حاضر سختی کشسان پایه‌ی پل از رابطه‌ی ۷ محاسبه شده است:

$$K = \frac{3EI_{eff}}{L^3} \quad (7)$$

که در آن، E مدول کشسانی بتن و I_{eff} ممان اینرسی مؤثر مقطع هستند.^[۱۸]

۲. سخت‌شدگی کرنشی که پس از نقطه‌ی تسلیم روی می‌دهد و به‌صورت نسبتی از سختی اولیه بیان می‌شود (سخت‌شدگی پس از نقطه‌ی تسلیم) رابطه‌ی ۸.

$$K_{yu} = \beta K \quad (8)$$

که در آن، K سختی اولیه و β پارامتر سخت‌شدگی کرنشی هستند. مقدار β معمولاً بین ۰/۱ الی ۰/۲ قرار دارد که در مطالعه‌ی حاضر برابر ۰/۵ انتخاب شده است.

۳. باربرداری، در هنگام باربرداری سختی سیستم نسبت به سختی اولیه‌ی آن کاهش می‌یابد (رابطه‌ی ۹):

$$K_r = K \left(\frac{D_y}{D_{max}} \right)^\alpha \quad (9)$$

که در آن، K سختی اولیه، D_y جابه‌جایی تسلیم، D_{max} بیشینه‌ی جابه‌جایی انجام‌شده و α پارامتر کاهش سختی باربرداری هستند. مقدار α برابر ۰/۴ در نظر گرفته شده است.

۴. بارگذاری، افزایش نیرو که پس از مرحله‌ی باربرداری رخ می‌دهد.

۲.۲.۳. مدل‌سازی کوله

روش‌های مختلفی برای مدل‌سازی کوله پیشنهاد شده است که از آن جمله می‌توان به روش‌های آیین‌نامه‌یی مانند FHWA و کالترنس و روش Duncan اشاره کرد. در روش FHWA رفتار کوله در جهت عرضی و قائم، کشسان و در جهت طولی به‌صورت دو خطی در نظر گرفته می‌شود. در این روش می‌توان با ملاحظه‌ی سختی خاک پشت کوله، سختی پی‌های کوله و دیوار جناحی و با فرض حرکت صلب کوله، سختی آن را در جهت طولی با یک فدرانتقالی معادل کرد.^[۱۹]

در روش Duncan رفتار غیرخطی کوله توسط یک رابطه‌ی هذلولی^{۱۷} بیان می‌شود.^[۲۰] همچنین روش‌های ساده‌ی دیگری نیز توسط پژوهشگران برای ارزیابی سختی غیرخطی کوله ارائه شده است. آیین‌نامه‌ی کالترنس براساس نتایج آزمایش‌های انجام‌شده در سال ۱۹۹۵،^[۲۱] یک مدل کشسان خمیری را برای مدل‌سازی کوله‌ها

که در آن‌ها، K_h و C_h به ترتیب ضریب سختی و میرایی انتقالی؛ K_ϕ و C_ϕ به ترتیب ضریب سختی و میرایی دورانی؛ M_ϕ و ΔM_ϕ ممان اینرسی جرمی؛ ρ ، v و V_p به ترتیب چگالی، نسبت پواسون، سرعت موج برشی و موج طولی خاک؛ r شعاع معادل پی و G مدول برشی خاک است که با توجه به نوع خاک و لرزه‌خیزی منطقه ۰/۵ الی ۱ برابر مدول برشی اولیه‌ی خاک (G_0) در نظر گرفته می‌شود. در مدل مذکور، افزودن ممان اینرسی جرمی M_ϕ به وسیله‌ی یک میراگر به دیسک، موجب وابستگی سختی و میرایی سیستم به بسامد بار اعمالی می‌شود. همچنین پارامترهای m_f و I_f در شکل ۲، به ترتیب جرم و ممان اینرسی پی هستند. مشخصات خاک در جدول ۲ ارائه شده است.

۴. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در

مطالعه‌ی حاضر

مطالعات بر روی شتاب‌نگاشت‌ها نشان داده‌اند که با افزایش فاصله از منبع تولید امواج، مشخصات امواج لرزه‌ی دچار تغییر می‌شود که بر این اساس زلزله‌ها به دو دسته‌ی کلی حوزه‌ی نزدیک^{۲۲} و حوزه‌ی دور^{۲۳} تقسیم می‌شوند. مطابق یکی از متداول‌ترین تعاریف، به زلزله‌هایی که فاصله‌ی ایستگاه ثبت از تصویرگسل بر روی سطح زمین کمتر از ۱۵ کیلومتر باشد، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک اطلاق می‌شود (البته مقدار این فاصله بین ۱۰ تا ۶۰ کیلومتر در منابع مختلف متفاوت است). به دلیل فیلتر نشدن بسامدهای بالا در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک محتوای بسامدی بالاتری دارند و از دیگر مشخصات آن‌ها می‌توان به اثر جهت‌پذیری^{۲۴} و اثر جابه‌جایی ماندگار^{۲۵} اشاره کرد که آثار مذکور موجب تشکیل پالس‌هایی در رکوردهای سرعت و جابه‌جایی (به دلیل آنکه نسبت به شتاب، دوره‌ی تناوب بالاتری دارند) می‌شوند. لذا زلزله‌های حاوی اثرات ذکر شده، نسبت $\frac{PGV}{PGA}$ ^{۲۶} بزرگ‌تری (نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور) دارند.^[۲۹،۲۸] مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل حاضر در جدول ۳ ارائه شده است. تمامی شتاب‌نگاشت‌ها برای خاک نوع سخت^{۲۷} است و به بیشینه‌ی شتاب، ۰/۴ شتاب ثقل زمین مقیاس شده‌اند. از مؤلفه‌ی عمود بر امتداد گسل زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک (شامل اثر جهت‌پذیری) در انجام تحلیل‌ها استفاده شده است.

۵. مطالعات عددی

در پژوهش حاضر، با انتخاب دو گروه پل (گروه A شامل پل‌های ۲ دهانه و گروه B شامل پل‌های ۳ دهانه) اثر اندازه‌ی درز انقطاع در پاسخ‌های لرزه‌ی و پدیده‌ی ضربه مطالعه شده است. بدین منظور، پارامترهای بیشینه‌ی جابه‌جایی مطلق عرشه، بیشینه‌ی لنگر خمشی پایه، بیشینه‌ی نیروی ضربه^{۲۸} و نرخ تعداد ضربه^{۲۹} برای هر یک از پل‌های مذکور تحت اثر شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌های دور و نزدیک با انتخاب درزهای انقطاع مختلف تعیین شده است. نمودارهای میانگین مقادیر پارامترهای اشاره‌شده برای مجموعه‌ی شتاب‌نگاشت‌های هر حوزه بر حسب اندازه‌ی درز انقطاع

جدول ۲. مشخصات خاک.

$G_0 (\frac{N}{m^2})$	$\frac{G}{G_0}$	ضریب پواسون	چگالی ($\frac{kg}{m^3}$)
115×10^6	۰/۵	۰/۳	۱۸۰۰

مشخصات زمین و سازه در برخی موارد ضروری می‌دانند. نشریه‌ی شماره‌ی ۱۳۶۰، ملاحظه‌ی اندرکنش خاک - سازه را در مواردی که افزایش دوره‌ی تناوب در آن‌ها موجب افزایش شتاب‌های طیفی سازه شود (مانند سایت‌های حوزه‌ی نزدیک و خاک‌های نرم)، پیشنهاد می‌کند و در موارد دیگر، در نظر گرفتن اثر مذکور را الزامی نمی‌داند.^[۲۶] همچنین مطابق دستورالعمل مذکور، در روش‌های تحلیلی استاتیکی خطی (و دینامیکی طیفی) استفاده از روش ساده‌ی محاسبه‌ی زمان تناوب مؤثر و نسبت میرایی مؤثر برای سیستم خاک - سازه امکان‌پذیر است. در حالی که در سایر روش‌ها باید از روش مدل‌سازی صریح استفاده کرد (البته به جای مدل‌سازی صریح میرایی می‌توان از ضریب میرایی مؤثر استفاده کرد).

آیین‌نامه‌ی طراحی لرزه‌ی اروپا، ملاحظه‌ی آثار اندرکنش را در این موارد پیشنهاد می‌کند:^[۲۷] ۱. سازه‌هایی که آثار مرتبه‌ی دوم (P_δ)، نقش مهمی در پاسخ‌های لرزه‌ی آن‌ها بازی می‌کنند؛ ۲. سازه‌های با فونداسیون‌های سنگین یا عمیق، مانند: پل‌ها و سیلوها؛ ۳. سازه‌های بلند و باریک؛ ۴. سازه‌های قرارگرفته بر روی خاک‌های نرم با میانگین سرعت موج برشی کمتر از ۱۰۰ متر بر ثانیه.

برای پل‌ها، آیین‌نامه‌ی کالترنس با تقسیم‌بندی خاک‌ها به ۳ دسته‌ی: خاک‌های مناسب، خاک‌های متوسط یا حاشیه‌یی و خاک‌های ضعیف، فرض بستر صلب را برای دو دسته‌ی اخیر مناسب نمی‌داند. روش‌های مدل‌سازی اندرکنش خاک سازه به دو دسته‌ی کلی تقسیم می‌شوند: ۱. روش مستقیم که در آن خاک و سازه با استفاده از روش‌های اجزاء محدود به طور هم‌زمان مدل می‌شوند؛ ۲. روش زیرسازه‌ی خاک و سازه به طور جداگانه مدل می‌شوند. مدل جرم، فشر و میراگر، جزء دسته‌ی اخیر است. معمولاً به علت پیچیده شدن تحلیل سازه‌ها با در نظر گرفتن پارامترهای وابسته به بسامد، محیط خاک را با فنرها و کمک فنرهای خطی (مستقل از بسامد) مدل می‌کنند که در مقایسه با حل دقیق، این فرض برای بسامدهای کوچک و تا حدودی بیشتر از بسامد همگامی معتبر است، ولی برای بسامدهای خیلی بزرگ، فرض مزبور منجر به جواب‌های غیر قابل قبول می‌شود.^[۲۵،۲۴]

در مطالعه‌ی حاضر از مدل جرم، فنر و میراگر برای مدل‌سازی خاک و ملاحظه‌ی اثر اندرکنش خاک - سازه استفاده شده است (شکل ۲). ضرایب و پارامترها در مدل مذکور با استفاده از مفهوم مدل مخروطی و به صورت روابط ۱۲ الی ۱۸ محاسبه شده‌اند.^[۲۵] در روابط مذکور، ضریب میرایی با فرض میرایی تشعشعی به دست آمده و از اثر میرایی داخلی مصالح خاک صرف‌نظر شده است.

$$K_h = \frac{\lambda Gr}{2 - \nu} \quad (12)$$

$$K_\phi = \frac{\lambda Gr r}{3(1 - \nu)} \quad (13)$$

$$C_h = \pi \rho V_s r^2 \quad (14)$$

$$C_\phi = \frac{1}{4} \pi \rho V_p r^2 \quad (15)$$

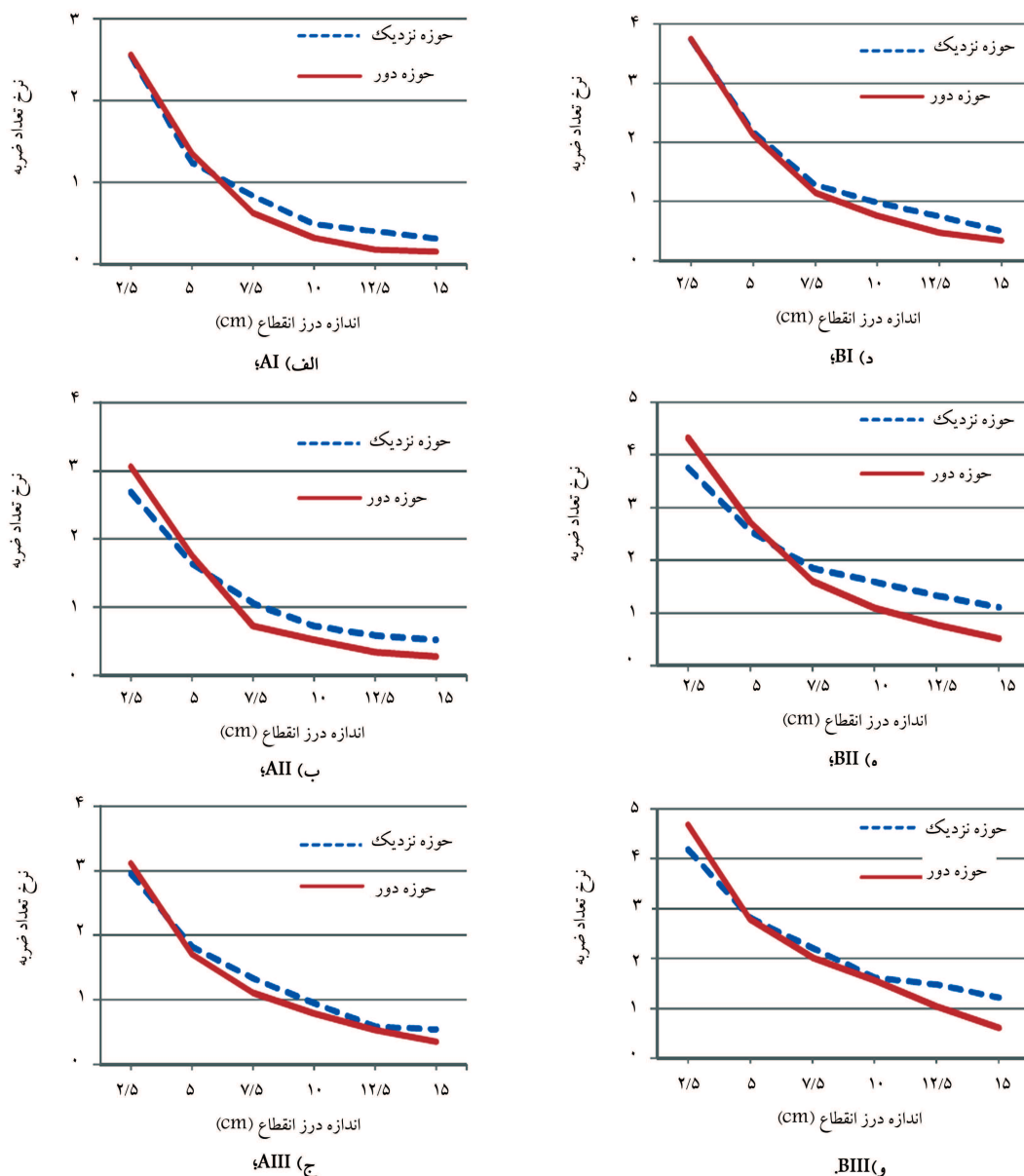
$$M_\phi = \frac{9\pi^2 \rho r^5 (1 - \nu)}{32} \left(\frac{V_p}{V_s} \right)^2 \quad (16)$$

$$\Delta M_\phi = 0,3\pi \rho r^5 \left(\nu - \frac{1}{3} \right) \text{ if } \nu > \frac{1}{3} \quad (17)$$

همچنین:

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (18 \text{ الف})$$

$$V_p = \sqrt{2 \frac{G}{\rho} \frac{1 - \nu}{1 - 2\nu}} \quad (18 \text{ ب})$$

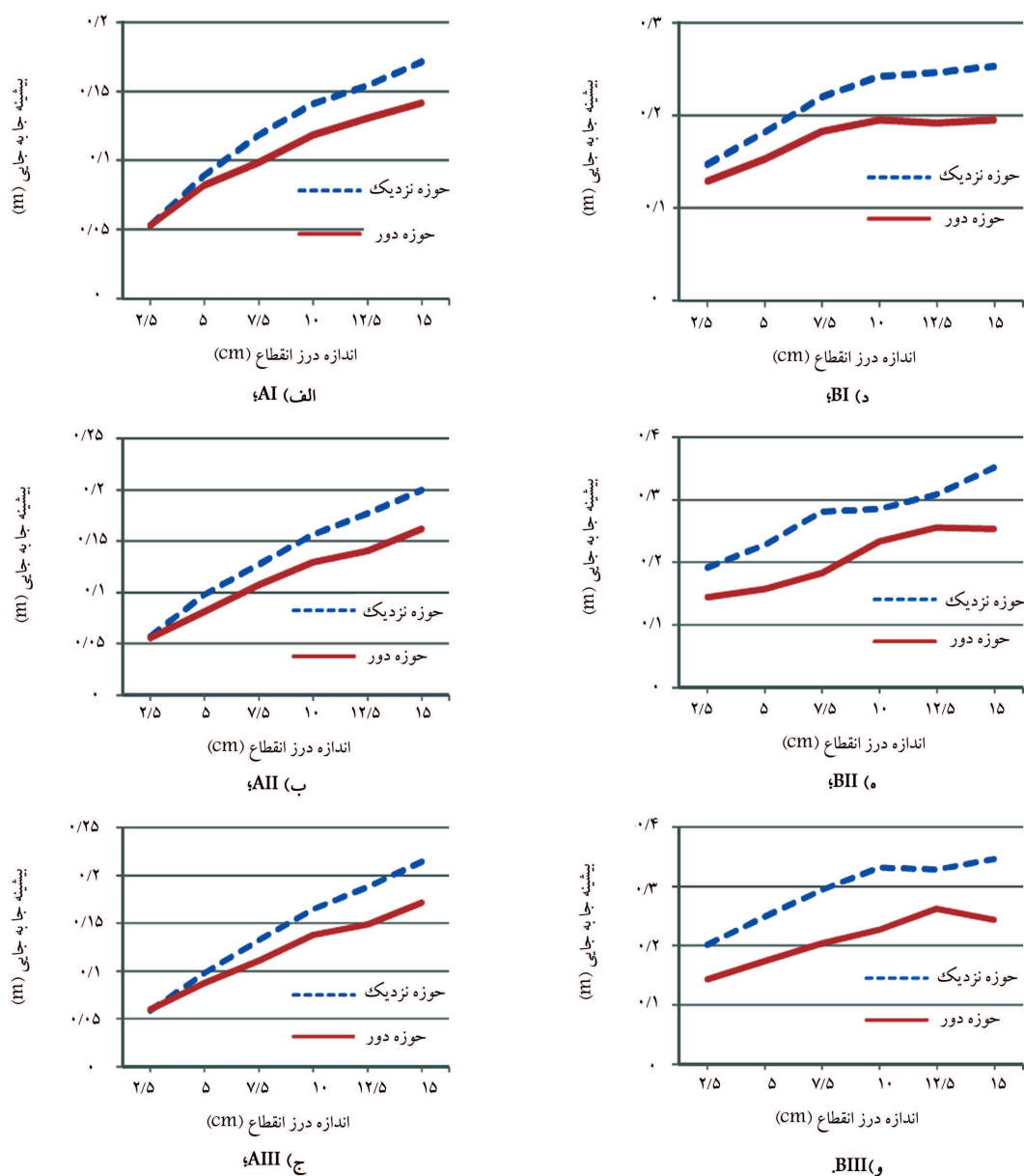


شکل ۵. نرخ تعداد ضربه بر حسب اندازه‌ی درز انقطاع برای پل‌های مختلف.

در پایه نیز به ترتیب در شکل‌های ۶ و ۷ ارائه شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع، تعداد دهانه (از ۲ دهانه به ۳ دهانه) و دوره‌ی تناوب پل، بیشینه‌ی جابه‌جایی افزایش می‌یابد. همچنین پل‌ها تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک، مقادیر بیشینه‌ی پاسخ بزرگ‌تری نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور دارند. مطابق شکل ۶، بیشینه‌ی جابه‌جایی عرشه در هر یک از حالات بزرگ‌تر از اندازه‌ی درز انقطاع مربوطه است. این امر به خصوص در پل‌های ۲ دهانه در اثر جدا شدن دیوار پشتی از کوله به علت برخورد شدید عرشه با آن رخ می‌دهد که امکان جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر از اندازه‌ی درز انقطاع برای عرشه فراهم می‌شود. همان‌طور که در بخش ۲.۳ بیان شده است، کوله‌ها مطابق آیین‌نامه‌ی کالترنس به صورت کلید برشی طراحی شده‌اند، به‌طوری که در ضربه‌های شدید به منظور جلوگیری از جابه‌جایی و دوران کلی و نیز خرابی در کوله‌ها، دیوار پشتی از کوله جدا می‌شود. بیشینه‌ی لنگر که در محل اتصال پایه و پی رخ می‌دهد، متأثر از جابه‌جایی نسبی

در ادامه ارائه شده است (شکل ۵). در این نمودارها نتایج به دست آمده از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به صورت خط‌چین رسم شده است.

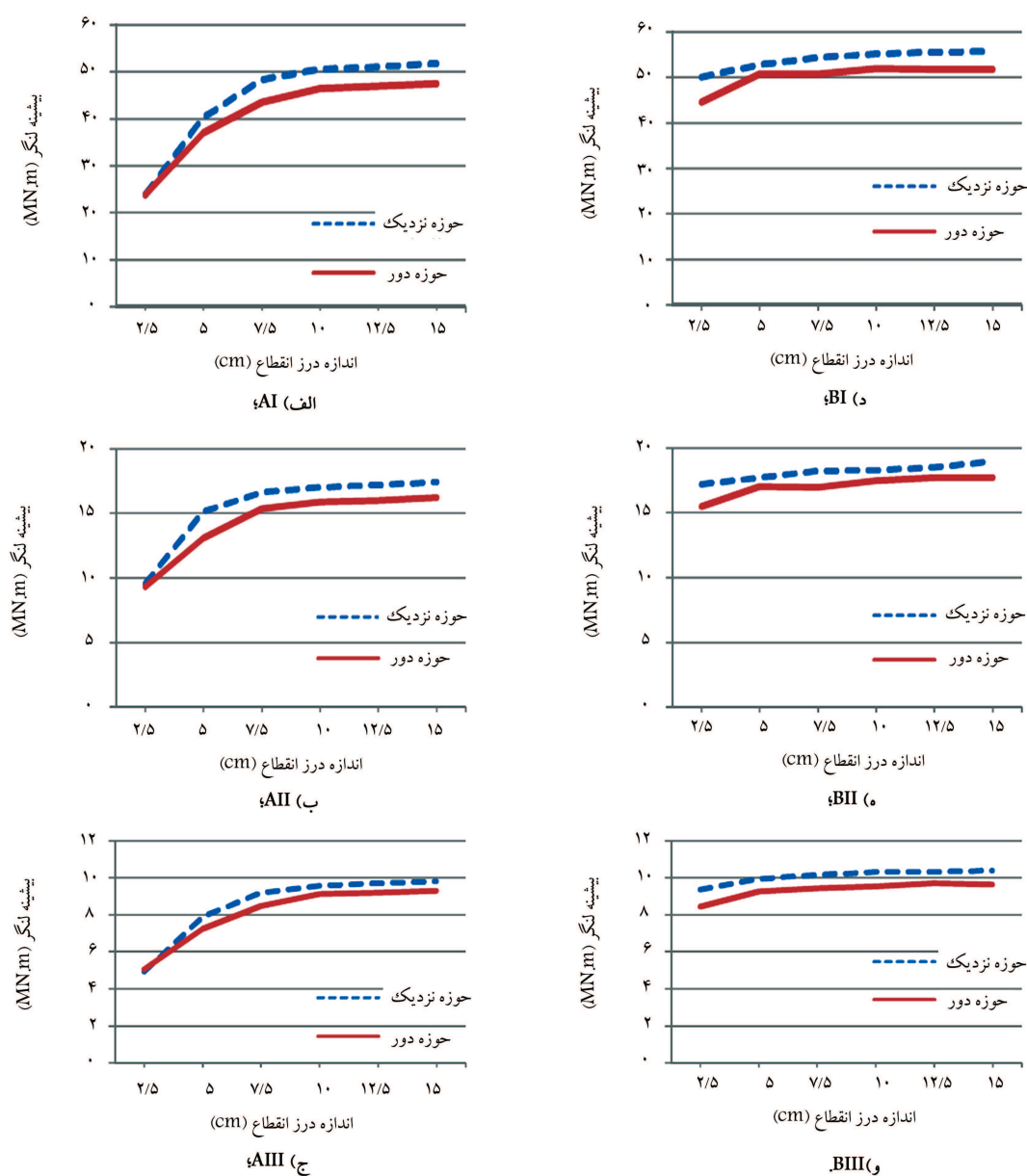
شکل ۵، نرخ تعداد ضربه را بر حسب اندازه‌ی درز انقطاع برای پل‌های مختلف تحت زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک نشان می‌دهد. مطابق شکل مذکور، نرخ تعداد ضربه در تمامی پل‌های مدل‌سازی شده با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع کاهش یافته و در درزهای انقطاع بزرگ، تعداد برخورد در زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور بیشتر است. همچنین پل‌ها با دوره‌ی تناوب بزرگ‌تر دارای نرخ تعداد ضربه‌ی بزرگ‌تری در درزهای انقطاع مشابه هستند. افزایش تعداد برخورد، امکان خرابی در پل‌ها را افزایش می‌دهد، هر چند مقدار خرابی در اثر برخورد متأثر از بزرگی نیروهای ضربه نیز است. توجه شود که نرخ تعداد ضربه در پل‌های نوع B به علت تعداد درزهای انقطاع بیشتر، مقادیر بزرگ‌تری نسبت به پل‌های نوع A دارد. مقادیر بیشینه‌ی جابه‌جایی مطلق عرشه و بیشینه‌ی لنگر خمشی ایجاد شده



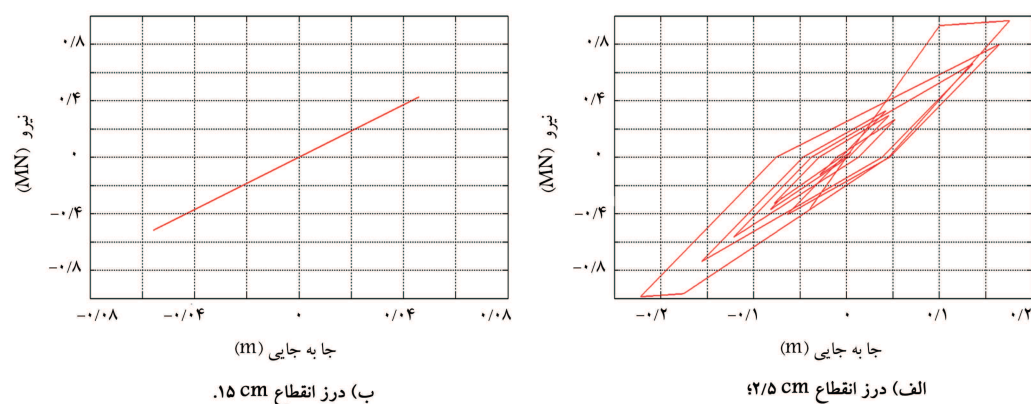
شکل ۶. بیشینه جابه‌جایی عرشه بر حسب اندازه درز انقطاع برای پل‌های مختلف.

موجب برخورد های شدیدتر (نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور) در پل‌ها می‌شود و با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع و دوره‌ی تناوب پل، اختلاف بیشینه‌ی نیروی ضربه در دو حالت حوزه‌های دور و نزدیک بیشتر می‌شود. برخلاف پارامترهای قبلی مورد بررسی، تغییرات بیشینه‌ی نیروی ضربه بر حسب اندازه‌ی درز انقطاع از روند مشخصی برای مدل‌های مختلف پیروی نمی‌کند. اما به‌طور کلی می‌توان گفت افزایش درز انقطاع از ۲/۵ به ۵ سانتی‌متر، معمولاً موجب افزایش نیروی ضربه می‌شود. در حالی که با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع از ۵ سانتی‌متر، روند تغییرات در پل‌های مختلف، یکسان نیست (البته برای زلزله‌های حوزه‌ی دور، تقریباً یک روند کاهش می‌شود). براساس نتایج ارائه‌شده در بخش‌های اخیر، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک با داشتن مقادیر $\frac{PGV}{PGA}$ بزرگ‌تر نسبت به زلزله‌های حوزه‌ی دور، موجب ایجاد پاسخ‌های لرزه‌یی بزرگ‌تری در پل‌ها می‌شوند. لازم به ذکر است که مطابق جدول ۳، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک برخلاف زلزله‌های حوزه‌ی دور، PGA بزرگ‌تر از $0/4g$ دارند. براین اساس

بین عرشه و پی است و مشابه بیشینه‌ی جابه‌جایی با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع، روند افزایشی دارد. اما با وارد شدن رفتار مصالح به محدوده‌ی غیرکشسان و تشکیل مفصل خمیری، مقدار بیشینه‌ی لنگر ایجادشده در پایه تقریباً ثابت باقی می‌ماند. بر این اساس، مقایسه‌ی نتایج پل‌های A و B حاکی از تشکیل مفاصل خمیری در درزهای انقطاع کوچک‌تر برای پل‌های نوع B است. نمودار هیستریزس پایه‌ی پل AIII تحت زلزله‌ی Erzincan در شکل ۸ ارائه شده است که مطابق آن، پل AIII با درز انقطاع ۲/۵ سانتی‌متر تحت زلزله‌ی مذکور، رفتار خطی دارد، در حالی که با درز انقطاع ۱۵ سانتی‌متر تحت همان زلزله وارد محدوده‌ی رفتار غیرخطی می‌شود. این امر به علت محدود شدن جابه‌جایی عرشه به وسیله‌ی کوله‌های با سختی زیاد و دوره‌ی تناوب کم (نسبت به سختی و دوره‌ی تناوب قاب میانی) است. شکل ۹، مقادیر بیشینه‌ی نیروی ضربه‌ی ایجادشده در محل درزهای انقطاع را در پل‌های مختلف نشان می‌دهد. مطابق نتایج مذکور، زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک



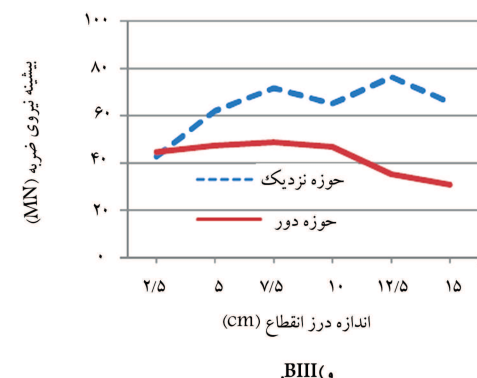
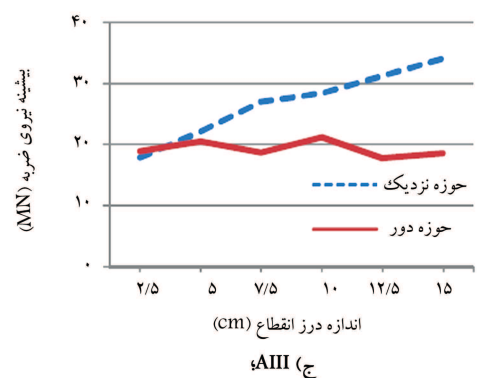
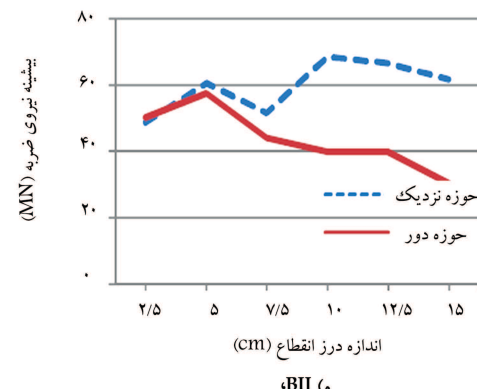
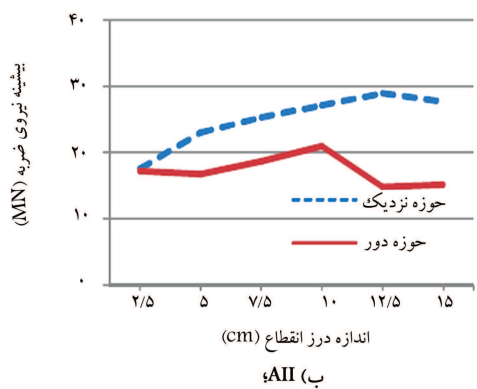
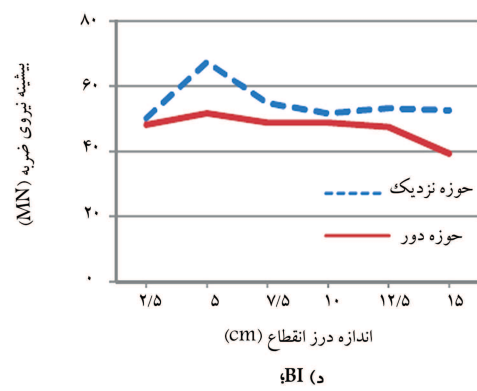
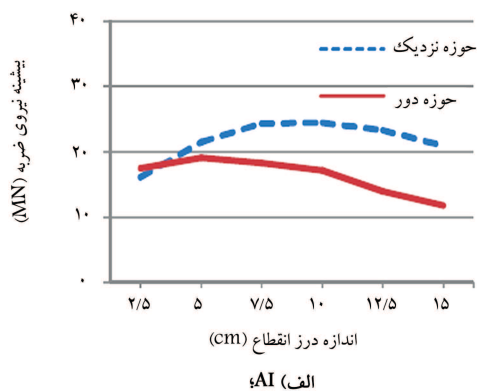
شکل ۷. بیشینه‌ی لنگر خمشی پایه بر حسب اندازه‌ی درز انقطاع برای پل‌های مختلف.



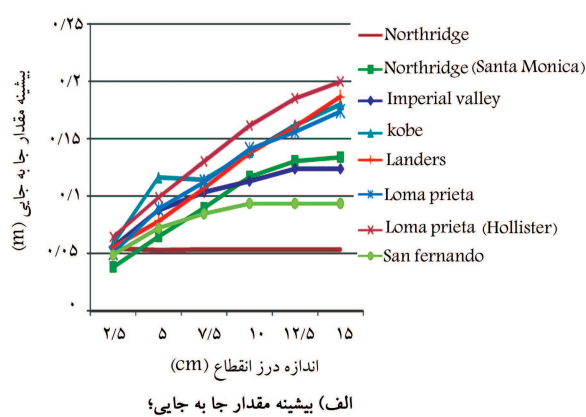
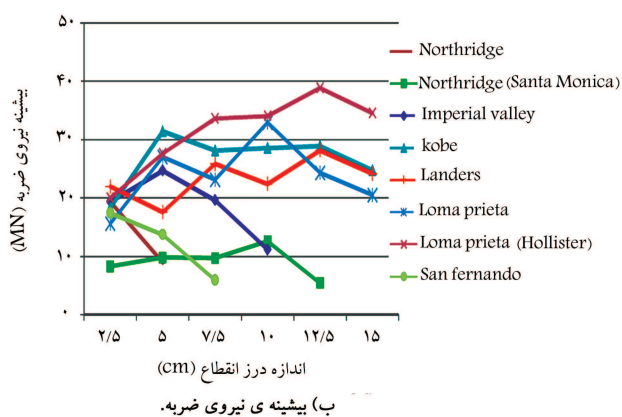
ب) درز انقطاع ۱۵ cm

الف) درز انقطاع ۲/۵ cm

شکل ۸. نمودار هیستریزیس پایه P1 پل AIII تحت زلزله‌ی Erzincan.



شکل ۹. بیشینه نیروی ضربه بر حسب اندازه درز انقطاع برای پل‌های مختلف.



شکل ۱۰. پاسخ‌های لرزه‌یی به دست آمده برای پل AI تحت زلزله‌های حوزه دور.

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌های دور و نزدیک.*

نام زلزله (سال)	ایستگاه**	نوع زلزله	فاصله (Km)	بزرگی (M_w)	PGA ($\frac{m}{s^2}$)	$\frac{PGV}{PGA}$ (S)
Tabas (۱۹۷۸)	-	نزدیک گسل	۱٫۲	۷٫۴	۸٫۸	۰٫۱۲
Erzincan (۱۹۹۲)	-	نزدیک گسل	۲	۶٫۷	۴٫۲	۰٫۲۸
Cape Mendocino (۱۹۹۲)	-	نزدیک گسل	۸٫۵	۷٫۱	۶٫۲	۰٫۲
Northridge (۱۹۹۴)	Rinaldi	نزدیک گسل	۷٫۵	۶٫۷	۸٫۷	۰٫۲۱
Northridge (۱۹۹۴)	Olive View	نزدیک گسل	۶٫۴	۶٫۷	۷٫۱	۰٫۱۷
Kobe (۱۹۹۵)	Takatori	نزدیک گسل	۴٫۳	۶٫۹	۷٫۷	۰٫۲۲
Landers (۱۹۹۲)	-	نزدیک گسل	۱٫۱	۷٫۳	۷٫۰	۰٫۱۹
Loma Prieta (۱۹۸۹)	Los Gatos	نزدیک گسل	۳٫۵	۷	۷٫۰	۰٫۲۴
Northridge (۱۹۹۴)	LA-Saturn St	دور از گسل	۲۱٫۲	۶٫۷	۴٫۶	۰٫۰۷
Northridge (۱۹۹۴)	Santa Monica City Hall	دور از گسل	۱۷٫۳	۶٫۷	۳٫۵	۰٫۰۷
Imperial Valley (۱۹۹۷)	Delta	دور از گسل	۲۲	۶٫۵	۳٫۴	۰٫۰۹
Landers (۱۹۹۲)	Yermo Fire Station	دور از گسل	۲۳٫۶	۷٫۳	۱٫۴	۰٫۱۹
Loma Prieta (۱۹۸۹)	Hollister City Hall	دور از گسل	۲۷٫۴	۶٫۹	۲٫۷	۰٫۲۱
San Fernando (۱۹۷۱)	LA-Hollywood	دور از گسل	۲۲٫۸	۶٫۶	۱٫۶	۰٫۰۸
Kobe (۱۹۹۵)	Shin-Osaka	دور از گسل	۱۹٫۱	۶٫۹	۲٫۳	۰٫۱۶
LomaPrieta (۱۹۸۹)	Oakland-Outer Harbor Wharf	دور از گسل	۷۴٫۲	۶٫۹	۲٫۰	۰٫۱۴

* مشخصات شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌های دور و نزدیک به ترتیب از <http://www.csuchico.edu> ، <http://www.sacsteel.org> اخذ شده است.

** ایستگاه برخی از زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک در سایت SAC درج نشده است.

مورد بررسی می‌شود، به‌طوری که مقدار پارامتر مذکور در درزهای انقطاع بزرگ (۱۲/۵ و ۱۵ سانتی‌متر) به کمتر از ۱ کاهش می‌یابد.

۲. بیشینه‌ی جابه‌جایی عرشه با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع افزایش می‌یابد، اما این روند در پل‌های ۳ دهانه در درزهای انقطاع بزرگ متوقف می‌شود و با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع، بیشینه‌ی جابه‌جایی ثابت باقی می‌ماند.

۳. افزایش اندازه‌ی درز انقطاع، موجب افزایش بیشینه‌ی لنگر در پایه‌های پل می‌شود، اما با تشکیل مفصل خمیری در پایه‌ها مقدار پارامتر مذکور با تغییر اندازه‌ی درز انقطاع ثابت باقی می‌ماند. مقایسه‌ی نتایج پل‌های ۲ و ۳ دهانه نشان می‌دهد که مفصل خمیری در آن‌ها به ترتیب در درزهای انقطاع ۷/۵ و ۱۵ سانتی‌متری تشکیل می‌شود.

۴. برخلاف دیگر پارامترهای مورد بررسی، روند تغییرات بیشینه‌ی نیروی ضربه با افزایش اندازه‌ی درز انقطاع برای پل‌های مختلف و زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک متفاوت است. اما به‌طور کلی می‌توان گفت که بیشینه‌ی نیروی ضربه‌ی ایجادشده در درزهای انقطاع کمینه و بیشینه (۱۵ و ۲/۵ سانتی‌متر) به‌طور نسبی مقادیر کوچک‌تری دارند.

۵. بررسی نتایج از نظر نوع زلزله نشان می‌دهد که زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک موجب

مقیاس‌سازی شتاب‌نگاشت‌ها موجب کاهش انرژی زلزله‌های مذکور می‌شود. لذا پاسخ‌های لرزه‌ی بزرگ‌تری تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌نشده‌ی حوزه‌ی نزدیک می‌تواند مورد انتظار باشد. همچنین مقایسه‌ی نتایج به‌دست آمده از شتاب‌نگاشت‌های حوزه‌ی دور که در شکل ۱۰ ارائه شده است، نشان می‌دهد که پاسخ‌های لرزه‌ی پل‌ها تحت زلزله‌های حوزه‌ی دور لوماپریتا^۳، لندرز^{۳۱} و کوبه^{۳۲}، مقادیر بزرگ‌تری نسبت به زلزله‌های دیگر حوزه‌ی مذکور دارند. مطابق جدول ۳، زلزله‌های مذکور، مقادیر $\frac{PGV}{PGA}$ بزرگ‌تری در مجموعه زلزله‌های حوزه‌ی دور مورد بررسی در مطالعه‌ی حاضر دارند. لذا نتایج حاکی از اهمیت مقدار نسبت ذکرشده در بزرگی پاسخ‌های لرزه‌ی به‌دست آمده از یک شتاب‌نگاشت است.

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، اثر اندازه‌ی درز انقطاع با مدل‌سازی ۶ پل ۲ و ۳ دهانه با دوره تناوب‌های مختلف تحت زلزله‌های حوزه‌های دور و نزدیک و مطالعه‌ی پارامترهای بیشینه‌ی جابه‌جایی مطلق عرشه، بیشینه‌ی لنگر خمشی پایه، بیشینه‌ی نیروی ضربه، و نرخ تعداد ضربه بررسی شده است؛ که نتایج حاصل از آن به این شرح است:

۱. افزایش اندازه‌ی درز انقطاع موجب کاهش نرخ تعداد ضربه در تمامی مدل‌های

۷. براساس نتایج به دست آمده می توان گفت که در درزهای انقطاع کوچک (۲/۵ و ۵ سانتی متری) لزوم انجام تمهیداتی به منظور کاهش خسارت ناشی از ضربه در محل برخورد بیشتر از قابلیت انجام رفتار شکل پذیر در پایه ها احساس می شود. اما با افزایش اندازه ی درز انقطاع، اهمیت رفتار شکل پذیر و حلقه های هیستریزس پایدار در پایه های پل افزایش می یابد.

پاسخ های لرزه یی بزرگ تر (نسبت به زلزله های حوزه ی دور) در پل های مورد بررسی می شوند و در نتیجه آثار تخریبی بیشتری بر روی پل ها دارند.

۶. در پل های ۳ دهانه با توجه به کاهش مقادیر بیشینه ی نیروی ضربه و نرخ تعداد ضربه و تقریباً ثابت ماندن بیشینه ی جابه جایی در درزهای انقطاع بزرگ (۱۲/۵ و ۱۵ سانتی متری) نسبت به درزهای انقطاع متوسط (۷/۵ و ۱۰ سانتی متری)،

پانوشته ها

1. pounding
2. CALTRANS and JRA
3. magnetorheological
4. spatial variation ground motion
5. stereomechanical approach
6. contact element approach
7. coefficient of restitution
8. linear spring model
9. Kelvin model
10. Hertz model
11. Hertz damp model
12. Jankowski
۱۳. این نسبت برابر کمینه ی مقدار مجاز در آیین نامه ی کالترنس است.
14. MATLAB
15. coupling
16. pinching
17. hyperbolic
18. soil-structure interaction
19. radiation or geometrical damping
20. material or internal damping
۲۱. مطابق ۳۵۶ FEMA
22. near field
23. far field
24. directivity effect
25. fling-step effect
26. peak ground velocity/peak ground acceleration
۲۷. خاک نوع D براساس آیین نامه ی ۷-ASCE ($V_s < 366 m/s$)
۲۸. بیشینه ی نیروی ضربه ایجاد شده در محل درز انقطاع برای زلزله ی مورد بررسی
۲۹. تعداد ضربه های ایجاد شده در درزهای انقطاع تقسیم بر زمان مؤثر زلزله
30. Lomaperita
31. Landers
32. Kobe

منابع (References)

3. Cui, L.L., Guo, A.X. and Li, H. "Investigation of the parameters of hertz impact model for the pounding analysis of highway bridge", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 2773-2778 (2011).
4. Guo, A.Z., Li, H. and Li, J.O. "Experimental and analytical study on pounding reduction of base-isolated highway bridges using MR dampers", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **38**(11), 1307-1333 (2009).
5. Bi, K., Hao, H. and Chouw, N. "Influence of ground motion spatial variation, site condition and SSI on the required separation distances of bridge structures to avoid seismic pounding", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **40**(9), pp. 1027-1043 (2011).
6. Makris, N., Badoni, D., Delis, E. and Gazetas, G. "Prediction of observed bridge response with soil-pile-structure interaction", *Journal of Structural Engineering*, **120**(10), 2992-3011 (1994).
7. Spyarakos, C.C. and Vlassis, A.G. "Effect of soil-structure interaction on seismically isolated bridges", *Journal of Earthquake Engineering*, **6**(3), pp. 391-429 (2002).
8. Chouw, N. and Hao, H. "Significance of SSI and non uniform near-fault ground motions in bridge response II: Effect on response with modular expansion joint", *Engineering Structures*, **30**(1), pp. 154-162 (2008).
9. Bi, K., Hao, H. and Chouw, N. "Required separation distance between decks and at abutments of a bridge crossing a canyon site to avoid seismic pounding", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **39**(3), pp. 303-323 (2010).
10. Zheng, Y., Xiao, X., Zhi, L. and Wang, G. "Evaluation on impact interaction between abutment and steel girder subjected to nonuniform seismic excitation", *Shock and Vibration*, **2015**, 14 p. (2015).
11. Maison, B.F. and Kasai, K. "Analysis for type of structural pounding", *Structural Engineering*, **116**(4), pp. 957-977 (1990).
12. Muthukumar, S. "Contact element approach with hysteresis damping for the analysis and design of pounding in bridges", PhD Thesis, Georgia Institute of Technology (2003).
13. Jankowski, R. "Non-linear viscoelastic modelling of earthquake-induced structural pounding", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **34**(6), pp. 595-611 (2005).
1. Hao, H. "A parametric study of the required seating length for bridge decks during earthquake", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **27**(1), pp. 91-103 (1998).
2. Chouw, N. and Hao, H. "Significance of SSI and non-uniform near-fault ground motions in bridge response I: Effect on response with conventional expansion joint", *Engineering Structures*, **30**(1), pp. 141-153 (2008).

14. Jankowski, R. "Analytical expression between the impact damping ratio and the coefficient of restitution in the non-linear viscoelastic model of structural pounding", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **35**(4), pp. 517-524 (2006).
15. Jankowski, R. "Experimental study on earthquake-induced pounding between structural elements made of different building materials", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **39**(3), pp. 343-354 (2010).
16. Saatcioglu, M. and Ozcebe, G. "Response of reinforced concrete columns to simulated seismic loading", *Acı Structural Journal*, **86**(1), pp. 3-12 (1989).
17. Saiidi, M. and Sozen, M.A. "Simple and complex models for nonlinear seismic response of reinforced concrete structures", Structural research series No. 465, University of Illinois, Urbana (1979).
18. Caltrans SDC, "Caltrans seismic design criteria version 1.7", California Department of Transportation, Sacramento, California, (2013).
19. Federal Highway Administration, "Seismic design of highway bridge foundations Vol. It design procedures and guidelines", Report No. FHWA/RD-86/102 (June, 1986).
20. Duncan, J.M. and Mokwa, R.L. "Passive earth pressure: Theories and tests", *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg., ASCE*, **127**(3), pp. 248-257 (2001).
21. Maroney, B.H. "Large scale abutment tests to determine stiffness and ultimate strength Under seismic loading", PhD Thesis, University of California, Davis (1995).
22. Megerdichian, A. "Dynamics of structures and earthquake engineering", Roozbahan, Tehran, Iran (In Persian) (2006).
23. Chopra, A.K. and Gutierrez, J.A. "Earthquake response analysis of multistory buildings including foundation interaction", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **3**(1), pp. 65-77 (1974).
24. Wolf, J.P., *Dynamic Soil-Structure Interaction*, Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ (1985).
25. Wolf, J.P., *Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models*, Prentice-Hall: Englewood Cliffs, NJ (1994).
26. Iranian Code No. 360, "Instruction for seismic rehabilitation of existing buildings", First Revision, Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs, (2014).
27. CEN. "EN 1998-1:2004. Eurocode 8, design of structures for earthquake resistance-Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings", European Committee for Standardization, Brussels (2004).
28. Alavi, B. and Krawinkler, H. "Consideration of near-fault ground motion effects in seismic design", *Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering*, New Zealand, (2000).
29. Braya, J.D. and Rodriguez-Marek, A. "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **24**(11), pp. 815-828 (2004).