



# فصلنامه مهندسی عمران و سازه

دوره (۱) ، شماره (۲) ، پاییز ۱۳۹۶

شماره شاپا : ۲۵۸۸-۳۲۸۳



## تأثیر نوع مدل سازی کوله بر پاسخ لرزه ای پل تحت اثر رکوردهای زلزله

بهزاد حاصلی

دانشجوی کارشناسی ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه خوارزمی کرج، ایران

 پست الکترونیکی نویسنده مسئول: [b.haseli@yahoo.com](mailto:b.haseli@yahoo.com)

### چکیده

یکی از عوامل تأثیرگذار در پاسخ لرزه ای پل، کوله و نحوه ی مدل سازی آن می باشد. تحلیل رفتار لرزه ای و مدل سازی پل ها معمولاً با استفاده از فرضیات ساده کننده انجام می شود. این ساده سازی ممکن است باعث ایجاد تغییرات عمده در پیش بینی رفتار لرزه ای پل ها شود. در این پژوهش کوله ها در سه حالت کلی مدل سازی و تحت اثر رکوردهای زلزله در حوزه نزدیک (به علت بروز رفتار بحرانی پل تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک در مقایسه با رکوردهای حوزه دور) به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در نرم افزار SAP2000 تحلیل شده و نتایج در حالات مختلف مدل سازی کوله با یکدیگر مقایسه شده اند. از نکات قابل توجه در این پژوهش، مدل سازی کوله ها به صورت پایه دیواری و محاسبه ی سختی معادل کوله از طریق اعمال فشار استاتیکی و فشار دینامیکی خاکریز پشت کوله می باشد. نتایج تحلیل نشان می دهد، نحوه ی مدل سازی کوله های انتهایی علاوه بر جابجایی پل بر روی سایر پارامترهای لرزه ای از جمله، توزیع نیروی محوری، لنگر خمشی، عکس العمل تکیه گاهی و برش پایه تأثیرگذار است، به گونه ای که نتایج، بیانگر حداکثر اختلاف ۷۸٪ در جابجایی طولی کوله های انتهایی، اختلاف ۹۰٪ در نیروی محوری پایه میانی و اختلاف ۸۲٪ در لنگر خمشی مربوط به پایه میانی بر اساس مدل سازی کوله به صورت ساده شده، در مقایسه با حالت مدل سازی کوله به صورت غلتکی می باشد. از طرفی نتایج مطالعات در این پژوهش نشان می دهد، در شرایطی که ارتفاع خاکریز پشت کوله در محدوده ی ارتفاعی ۴ تا ۹ متر باشد، با دقت قابل قبولی (اختلاف پاسخ ها ۲۹٪ تا ۱۳٪ می باشد)، می توان مدل سازی کوله در حالت پایه دیوار را جایگزین مناسبی جهت مدل سازی کوله بر اساس دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳)، معرفی نمود.

کلمات کلیدی

طراحی لرزه ای پل، مدل سازی کوله، اندرکنش خاک-کوله، سختی کوله.

تاریخ دریافت مقاله: ۱۱ مهر ۱۳۹۶

تاریخ پذیرش مقاله: ۱۸ آبان ۱۳۹۶

## ۱- مقدمه

یکی از عوامل تأثیرگذار در پاسخ لرزه‌ای پل، کوله و نحوه‌ی مدل‌سازی آن می‌باشد. چنانچه کوله‌های پل با لحاظ نمودن سختی خاک مدل شوند پاسخ‌های لرزه‌ای در اجزای مختلف پل، تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای باحالتی که کوله‌ها بدون در نظر گرفتن اثرات خاکریز پشت کوله، مدل شوند، خواهد داشت. از این رو روش‌های مختلفی جهت مدل‌سازی کوله پل وجود دارد، از جمله این روش‌ها می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

مدل‌سازی کوله به صورت غلتکی

مدل‌سازی کوله به صورت مفصلی

مدل‌سازی کوله به صورت ساده‌شده با استفاده از فنرهای خطی

مدل‌سازی کوله به صورت کامل با لحاظ اثرات اندرکنش خاک-کوله

کوله‌ها اعضای مناسبی برای انتقال نیروهای اینرسی در زمان وقوع زلزله هستند و با اصول حاکم بر دیوارهای حائل و مبتنی بر تئوری فشار محرک و مقاوم خاک طراحی می‌شوند. اکثر پژوهش‌های انجام‌گرفته در مورد پاسخ لرزه‌ای پل‌ها مرتبط با رفتار دینامیکی عرشه پل هستند و در مورد نقش کوله‌ها در پاسخ لرزه‌ای پل‌ها تحقیقات کمی انجام‌شده است. نحوه‌ی مدل‌سازی کوله برای اولین بار در سال ۱۹۹۸ توسط ویلسون ارائه شد. دوگلاس و داویس برای محاسبه سختی معادل اولیه مقاطع خاکریز پشت کوله که به صورت مستطیلی هستند، روابطی را پیشنهاد کردند. این روابط توسط دانکن و مودوا جهت تخمین سختی معادل شمع‌ها مورد استفاده قرار گرفته است. برای در نظر گرفتن اثرات ناشی از اجزای مختلف مقاوم پل در برابر زلزله پژوهش‌های مهمی توسط مگالی و ژنگ انجام‌شده است. مگالی و همکاران با انجام آزمایش‌های بزرگ‌مقیاس، مدل غیرخطی برای برش گیرهای داخلی و خارجی موجود بر روی کوله‌ها ارائه کرده‌اند. در زمین‌لرزه سان فرناندو مشخص شد که مقاومت ارائه‌شده به وسیله خاکریز کوله تأثیر مهمی بر روی رفتار دینامیکی برخی پل‌ها داشته است. شمس‌آبادی بر اساس خاکریز پشت کوله، حداکثر جابجایی ایجادشده در کوله را محاسبه و با توجه به نیروی جانبی، سختی معادل کوله انتهایی پل را با توجه به نوع خاکریز تعیین کرده است. ویلسون و پلوس رابطه‌ای جهت محاسبه حداکثر جابجایی خاکریز پشت کوله در راستای قائم و در نتیجه محاسبه سختی کوله در راستای قائم ارائه کرده‌اند. سختی اعمال‌شده کوله‌ها در مدل‌سازی پل با توجه به نوع خاکریز و مدل انتخابی جهت شبیه‌سازی عملکرد کوله، متفاوت خواهد بود. بنابراین توجه به نوع خاکریز در مدل‌سازی کوله از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است.

در این مطالعه، رفتار لرزه‌ای پل در شرایط مختلف مدل‌سازی کوله (غلتکی، ساده شده با توجه به نوع خاکریز و پایه دیواری) تحت اثر چند رکورد زلزله بررسی شده و روشی جهت تعیین سختی معادل کوله با لحاظ اثر خاک اطراف کوله، از طریق تعریف و تحلیل پایه‌های دیواری در محل کوله به کمک روش مونونوبه اوکابه ارائه شده است. در انتها محدوده‌ی ارتفاعی مناسب جهت جایگزینی روش مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری به جای ضوابط دستورالعمل کالترانس معرفی شده است. با توجه به این که، سازه‌های طویل (مانند پل) در معرض رکورد‌های حوزه نزدیک رفتار بحرانی تری نسبت به رکورد‌های حوزه دور خواهند داشت، لذا نداشتن‌های به کار گرفته شده در این پژوهش از حوزه نزدیک انتخاب شده‌اند. جهت پذیری یکی از ویژگی‌های منحصر به فرد رکورد‌های حوزه نزدیک بوده و به سه دسته پیش‌رونده، پس‌رونده و خنثی تقسیم می‌شود. روش تحلیل به کار گرفته‌شده در این مطالعه، روش تحلیل تاریخچه زمانی با استفاده از چند رکورد زلزله در حالت مقیاس شده بوده و نتایج تحلیل در نرم‌افزار SAP شامل جابجایی کلی کوله انتهایی و پایه میانی در راستای طولی، نیروی محوری توزیع‌شده در طول پل و عکس‌العمل تکیه‌گاهی می‌باشد. روش انتگرال‌گیری در انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، روش تیلور با ضرایب ثابت گاما و بتا به ترتیب ۰/۵ و ۰/۲۵ انتخاب شده و نسبت میرایی ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

## ۲- مدل سازی و صحت سنجی

در این تحقیق یک پل بتنی ۳ دهانه با پایه‌های میانی به ارتفاع ۷/۱۳ متر و با دهانه‌های ساده مورد مطالعه و ارزیابی قرار گرفته است. به گونه‌ای که کوله‌ها در سه حالت کلی به صورت غلتکی، کوله ساده شده و با لحاظ سختی خاک اطراف کوله (پایه دیواری) مدل سازی شده است. محاسبه سختی در راستای قائم بر اساس روابط ارائه شده توسط ویلسون انجام پذیرفته است. پل مورد مطالعه در این تحقیق، دارای یک مسیر رفت و یک مسیر برگشت کاملاً متقارن و مشابه است که بین این دو مسیر ۱/۲ متر فاصله وجود دارد. طول کل پل، ۹۷/۵۴ متر می‌باشد. این پل دارای ۳ دهانه که طول دو دهانه ابتدا و انتهایی آن ۳۰/۴۸ متر و طول دهانه میانی آن ۳۶/۵۸ متر می‌باشد. این پل دارای ۲ پایه میانی بتن مسلح بوده و هر پایه دارای ۳ ستون بوده و . ستون‌ها دایروی شکل، با قطر ۱/۲ متر می‌باشند.

رو سازه پل مورد مطالعه در این تحقیق از ۶ شاه تیر اصلی فولادی سرتاسری به فاصله مرکز تا مرکز ۲/۳ متر از یکدیگر و یک دال بتنی به ضخامت ۲۰ سانتی متر تشکیل شده است.

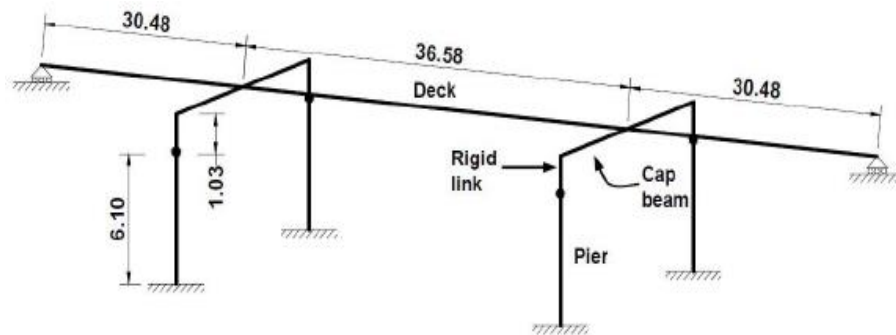
در محل اتصال پایه‌های میانی به عرشه پل از المان cap beam استفاده شده است. این المان به صورت مستطیلی به ضخامت ۰/۲ متر در محل استقرار پایه‌های میانی، بین عرشه پل و پایه‌ها تعبیه شده است. به منظور راستی آزمایشی از روش مدل سازی سازه پل در نرم افزار SAP2000، پل مورد مطالعه با یک مدل پل ارائه شده توسط سازمان بزرگراه‌های ایالت متحده آمریکا شماره ۴ (FHWA04-1996) توسط کیم و النشائی، مدل سازی و مقدار پیرو د اصلی آن محاسبه و با مقدار متناظر به دست آمده توسط کیم و النشائی مقایسه شده است.

مطابق جدول (۱) مشاهده می‌شود، اختلاف پیرو د اصلی نمونه مدل سازی شده در این مطالعه با نمونه مدل سازی شده توسط کیم و النشائی تنها ۱/۴ درصد است. هم چنین به منظور اطمینان از صحت سنجی روش تحلیل، نیروی محوری توزیع شده در پایه میانی سمت چپ در این پژوهش را با نتایج کیم و النشائی، مطابق جدول (۲) مقایسه کرده ایم.

## ۳- روش و معیار انتخاب رکورد زلزله

خاک ساختمانی پل مورد مطالعه در این تحقیق، خاک نوع C آیین نامه آستو فرض شده است. لذا متوسط سرعت موج برشی تا عمق ۳۰ متری ( $V_{s30}$ ) از سطح زمین برای هر شتاب نگاشت در محدوده‌ی متوسط سرعت موج برشی خاک نوع C، (۳۷۵ تا ۷۰۰ متر بر ثانیه) قرار دارد.

با توجه به ویژگی های زلزله حوزه نزدیک (پیرو د بالا نسبت به زلزله های حوزه دور)، پل ها در زلزله های حوزه نزدیک رفتار به مراتب بحرانی تری نسبت به زلزله های حوزه دور خواهند داشت. لذا نگاشت های زلزله در این پژوهش در حوزه نزدیک انتخاب و از پایگاه اطلاعات زلزله PEER دریافت شده است. برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی، سه زوج شتاب نگاشت برای هر یک از رکورد های زلزله حاوی اثرات جهت پذیری پیش رونده، پس رونده و خنثی انتخاب شده و بازتاب نهایی سازه پل در مورد هر یک از انواع جهت پذیری یاد شده، برابر با حداکثر بازتاب های بدست آمده از تحلیل با سه زوج شتاب نگاشت مورد نظر می باشد.



شکل ۱: مدل تحلیلی پل مدل سازی شده

جدول ۱. مقدار پریود به دست آمده از SAP و محاسبه شده توسط کیم و النشایی

روش محاسبه پریود	پریود (ثانیه)
پریود اصلی به دست آمده توسط نرم افزار SAP	0.3565
پریود محاسبه شده توسط کیم و النشایی	0.3515
اختلاف	1.4%

جدول ۲. مقایسه نیروی محوری در پایه میانی تحت رکورد نورث ریچ (سیلمار) به منظور صحت سنجی روش تحلیل

زمان (ثانیه)	نیروی محوری کیم و النشایی (KN)	نیروی محوری SAP (KN)	اختلاف پاسخ (%)
1	4000	4000	0
2	3802	3722	2.1
3	3112	3102	0.3
4	4204	4010	4.6
5	3973	4000	0.7
6	4000	4290	6.7
7	3671	3660	0.3
8	4000	4000	0



کلیه زوج شتاب نگاشت های افقی انتخاب شده در جدول (۳) بر اساس روش مقیاس سازی ارائه شده توسط نشریه ۴۶۳، مطابق جدول (۴) مقیاس سازی شدند. بر اساس مطالعات بزرگ نیا و همکاران، طیف پاسخ مؤلفه قائم برای فواصل ۵، ۱۰، ۲۰ و ۴۰ کیلومتر از گسل، به ترتیب معادل با ۰/۵۷، ۰/۶۵، ۰/۷۵ و ۰/۵۲ برابر طیف مؤلفه افقی در نظر گرفته شده است.

جدول ۳. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های به کار گرفته شده جهت انجام تحلیل تاریخیچه زمانی

Earthquake	VS30(m/s)	Mechanism	Magnitude	Type directivity
Imperial valley(AGR) Imperial valley(AGR)-1979	242.05	Strike slip	6.53	Backward
Imperial valley(CXO)-1979	231.23	Strike slip	6.53	Neutral
Imperial valley(Elcentro-07/1979)	210.51	Strike slip	6.53	Forward
Tab(iran-1978)	766.77	Reverse	7.35	Strong-up
Bam(iran-2003)	487.4	Strike slip	6.6	Strong-up
Imperial valley(Elcentro-05/1979)	211.23	Strike slip	6.53	Forward
Imperial valley(Elcentro-06/1979)	241.37	Strike slip	6.53	Forward
Landers(JSH-1992)	252.03	Strike slip	7.3	Backward
Imperial valley(BCR-1979)	247.14	Strike slip	6.53	Backward
Northridge(ARL-1994)	248.25	Strike slip	6.7	Neutral
Northridge(PKC-1994)	211.51	Strike slip	6.5	Neutral

جدول ۴. ضرایب مقیاس برای مؤلفه‌های افقی و قائم زلزله‌های انتخاب شده

Earthquake	SF <sub>v</sub>	SF <sub>L</sub> & SF <sub>T</sub>
Imperial valley(AGR) -1979	0.952	1.27
Imperial valley(CXO) -1979	0.764	1.34
Imperial valley(Elcentro-07/1979)	1.0275	1.37
Tab(iran-1978)	0.984	1.312
Bam(iran-2003)	1.68	2.24
Imperial valley(Elcentro-05/1979)	1.0125	1.35
Imperial valley(Elcentro-06/1979)	0.990	1.32
Landers(JSH-1992)	0.952	1.27
Imperial valley(BCR-1979)	0.741	1.30
Northridge(ARL-1994)	0.786	1.38
Northridge(PKC-1994)	0.735	1.29

#### ۴- مدل سازی کوله

##### ۴-۱- مدل سازی کوله به صورت غلتکی

در این روش مدل سازی سختی نئوپرن های طراحی شده با توجه به ابعاد مدنظر به عنوان سختی معادل کوله انتهایی لحاظ شده است. چراکه در این روش، غلتک و نئوپرن معادل یکدیگر بوده و عملکرد مشابهی خواهند داشت. برای مدل سازی نئوپرن در محل کوله‌ها از اجزای محدود رابط فنر گونه با رفتار خطی بهره‌گیری شده است.

ابعاد نئوپرن مورد استفاده (برحسب متر)، مطابق جدول (۵) برای هر دو کوله به صورت مشابه، لحاظ شده است. در این جدول  $a$ ،  $b$  و  $t$  به ترتیب طول، عرض و ضخامت نئوپرن می‌باشد.

سختی طولی برابر با سختی عرضی بوده ( $K_t=K_l$ ) و سختی در این دو راستا متناظر با مدول برشی ( $G$ ) است در حالی که سختی در راستای قائم ( $K_v$ ) متناظر با مدول الاستیسیته ( $E$ ) می‌باشد.

$$K_v = \frac{E a b}{t} \quad (1)$$

$$K_t = K_l = \frac{G a b}{t} \quad (2)$$

جدول ۵. ابعاد نئوپرن های مورد استفاده

Location	b (m)	a (m)	t (m)
ABUTMENT 1&4	0.2	0.3	0.052

## ۴-۲- مدل سازی کوله به صورت ساده شده

۴-۲-۱- کوله مدل سازی شده بر اساس کالترانس، خاکریز ماسه متراکم

با توجه به ضوابط کالترانس، در این حالت مدل سازی کوله، سختی معادل کوله بر اساس حداکثر جابجایی خاکریز با توجه به ارتفاع خاکریز پشت کوله که برابر با ۷/۳۳ متر می باشد، مطابق روابط (3) و (4) و (5) بیان می شود. مطالعات ویلسون و پلوس جهت محاسبه سختی کوله در راستای قائم با لحاظ خاکریز پشت کوله طبق رابطه ی (6) بیان می شود.

$$A_e = h * w \quad (3)$$

$$P_{abut} = A_e * 239 * \frac{h}{1.7} \quad (4)$$

$$K_{abut} = \frac{P_{abut}}{\Delta_{eff}} = \frac{P_{abut}}{\Delta_{max} + \Delta_{gap}} \quad (5)$$

جدول ۶. محاسبه حداکثر جابجایی با توجه به نوع خاکریز در دستورالعمل کالترانس

رس	ماسه نیمه متراکم ولای فشرده	ماسه سست	ماسه متراکم	نوع خاکریز
0.02	0.05	0.04	0.01	$\Delta_{max}/h$

$$\delta z = \frac{(1 - \gamma^2)}{E_s} p b I \quad (6)$$

در رابطه (6) مدول الاستیسیته، ضریب پواسون و ضریب شکل مشاهده می گردد. P نیروی جانبی در سطح واحد و b عرض خاکریز است. با توجه به ابعاد خاکریز، ضریب شکل مطابق جدول (۷) به دست می آید. بر اساس روابط معرفی شده، سختی معادل در این حالت از مدل سازی کوله، در سه راستای طولی (K<sub>l</sub>)، عرضی (K<sub>t</sub>) و قائم (K<sub>v</sub>) مطابق جدول (۱۰) حاصل می گردد.

جدول ۷. ضریب شکل با توجه به ابعاد خاکریز

L/B	5	1	20	10
Shape Factor(I)	1.7	0.8	2.4	2

۲-۲-۴- کوله مدل سازی شده بر اساس کالترانس، خاکریز ماسه نیمه متراکم ولای فشرده با توجه به ضوابط معرفی شده کالترانس در بخش ۴-۲-۱، به طور مشابه با توجه به نوع خاکریز (ماسه نیمه متراکم و لای فشرده)، سختی در راستای طولی، عرضی و قائم مطابق جدول (۱۰) حاصل می گردد.

۳-۲-۴- کوله مدل سازی شده بر اساس پیشنهاد شمس آبادی، خاکریز دانه ای شمس آبادی جهت تعیین سختی طولی کوله ها با لحاظ نوع خاکریز، روابطی را پیشنهاد کرده است. این روابط بین نیروی جانبی در واحد عرض خاکریز کوله (F) و جابجایی جانبی (y) می باشد و به شرح زیر است: در رابطه (7) با توجه به نوع، ارتفاع و ابعاد خاکریز مدنظر، ضرایب a، b و n طبق جدول (۸) حاصل می گردد:

$$F(y) = \frac{ay}{1+by} \left(\frac{H}{Hr}\right)^n \quad (7)$$

جدول ۸. تعیین ضرایب ثابت رابطه شمس آبادی

H (m)	a (KN/cm/m)	b (1/cm)	n	a (KN/cm/m)	b (1/cm)	n
1	410.6	1.867	1.56	249.1	0.8405	1.05
1.25	316.6	1.468	1.56	199.4	0.6755	1.05
1.50	258.4	1.206	1.56	166.1	0.5637	1.05
1.67	230.8	1.073	1.56	149.6	0.5084	1.05
1.75	218.5	1.020	1.56	142.9	0.4856	1.05
2	190.2	0.8836	1.56	125.6	0.4270	1.05
2.25	168.7	0.7784	1.56	112.2	0.3811	1.05
2.50	152.8	0.6954	1.56	101.6	0.3446	1.05

طبق پیشنهاد شمس آبادی حداکثر جابجایی ایجاد شده در خاکریز با توجه به نوع آن به شرح جدول (۹) خواهد بود. با توجه به نیروی جانبی و محاسبه حداکثر جابجایی خاکریز، طبق رابطه هوک، سختی کوله در این حالت مطابق جدول (۱۰) حاصل می گردد:

جدول ۹. حداکثر جابجایی خاکریز طبق پیشنهاد شمس آبادی

نوع خاکریز	دانه ای	چسبنده
$\frac{y_{max}}{H}$	0.05	0.1

۴-۲-۴- کوله مدل سازی شده بر اساس پیشنهاد شمس آبادی، خاکریز چسبنده بر اساس روابط پیشنهاد شده توسط شمس آبادی (معرفی شده در قسمت ۴-۲-۳)، سختی معادل کوله در حالتی که خاکریز پشت کوله از نوع خاکریز چسبنده باشد، طبق جدول (۱۰) حاصل می شود.

۳-۴- مدل سازی کوله به صورت پایه دیواری

در این حالت بر اساس ابعاد کوله، دیوار بتنی در محل کوله ها مدل سازی و جابجایی ناشی از اعمال فشار استاتیکی و فشار دینامیکی خاکریز پشت کوله، محاسبه و در نهایت با وجود نیروی اعمالی وارد بر پایه دیواری و جابجایی محاسبه شده توسط نرم افزار سختی معادل کوله محاسبه می گردد. خاکریز پشت کوله، در این حالت از مدل سازی ماسه خشک فرض شده است.

برای سطح لغزش بحرانی، رانش خاک بر روی دیواری که مصالح پشت آن غیر چسبنده باشد به صورت زیر قابل بیان است:

$$Pa = 0.5k\alpha\gamma H^2 \quad (8)$$

$$ka = \frac{\cos(\phi - \theta)^2}{\cos\theta^2 \cos(\delta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta)}{\cos(\delta + \theta) \cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \quad (9)$$

در این روابط  $\delta$  زاویه اصطکاک در فصل مشترک بین دیوار و خاک می‌باشد. بر اساس نتایج مطالعات اوکابه و مونونوبه رانش فعال کل به صورتی مشابه آنچه در شرایط شبه استاتیکی بیان شد، قابل ارائه می‌باشد.

$$Pae = 0.5kae\gamma H^2(1 - kv) \quad (10)$$

در رابطه فوق ضریب رانش فعال دینامیکی طبق رابطه زیر حاصل می‌گردد:

$$kae = \frac{\cos(\phi - \theta - \varphi)^2}{\cos\varphi \cos\theta^2 \cos(\delta + \varphi + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \beta - \varphi)}{\cos(\delta + \theta + \varphi) \cos(\beta - \theta)}}\right]^2} \quad (11)$$

رانش فعال کل PAE به دو مؤلفه استاتیکی (PA) و مؤلفه دینامیکی ( $\Delta PAE$ ) قابل تقسیم است:

$$PAE = PA + \Delta PAE \quad (12)$$

جدول ۱۰. خلاصه مقادیر سختی طولی، عرضی و قائم در حالت‌های شش‌گانه مدل‌سازی کوله

state of modeling	Kt(ton/m)	Kl(ton/m)	Kv(ton/m)
1 (غلطکی)	$1.2 * 10^4$	$1.2 * 10^4$	$2.9 * 10^4$
2 (کالترانس، ماسه متراکم)	$1.24 * 10^5$	$1.10 * 10^5$	$3.7 * 10^5$
3 (کالترانس، ماسه نیمه متراکم ولای فشرده)	$6.23 * 10^4$	$5.54 * 10^4$	$3.7 * 10^5$
4 (شمس‌آبادی، دانه‌ای)	$0.12 * 10^4$	$0.1 * 10^4$	$3.7 * 10^5$
5 (شمس‌آبادی، چسبنده)	$0.29 * 10^3$	$0.26 * 10^3$	$3.7 * 10^5$
6 (پایه دیواری)	$1.29 * 10^5$	$\infty$	$7.46 * 10^5$

به کمک نرم‌افزار SAP جابجایی ایجادشده در بالاترین ارتفاع دیوار حائل، محاسبه و درنهایت باوجود نیروی جانبی کلی و جابجایی

حداکثر ایجادشده، سختی معادل در راستای طولی برای دیوار حائل جایگزین در محل کوله پل به دست می‌آید.

مارونی و چای با استفاده از ضرایب ثابتی پاسخ محاسبه‌شده در جهت طولی پل را به پاسخ عرضی تبدیل کردند. لذا سختی کوله و

مقاومت دیوار انتهایی حاصل برای راستای طولی (KI) با استفاده از ضریب تأثیر دیوار  $CL=0/67$  و ضریب مشارکت دیوار  $CW=1/33$

به سختی کوله و مقاومت دیوار انتهایی در راستای عرضی (Kt) تبدیل می‌گردد.

## ۵- نتایج مدل‌سازی کوله به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی

یکی از دقیق‌ترین و معتبرترین روش‌های تحلیل سازه (ساختمان‌ها و پل‌ها)، به‌منظور دستیابی به پاسخ‌های دقیق، روش تحلیل تاریخچه

زمانی غیرخطی می‌باشد. در این مطالعه بر روی ۶ مدل پل با لحاظ شرایط مختلف مدل‌سازی کوله، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی

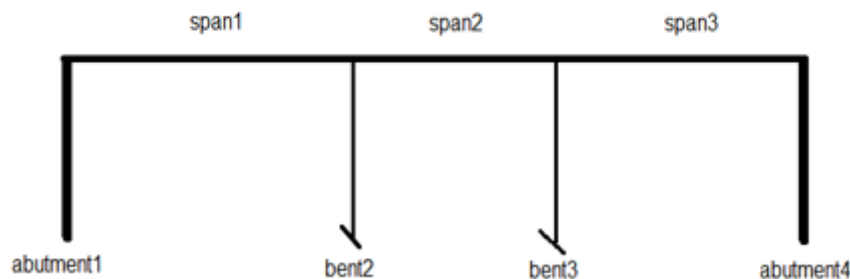
انجام شده است. در شکل‌های (۳) و (۴) و (۵)، نمودار تاریخچه زمانی مربوط به جابجایی کوله انتهایی پل مورد مطالعه تحت اثر رکوردهای

مختلف زلزله در شش حالت مختلف مدل‌سازی کوله در موقعیت مکانی کوله سمت چپ (کوله شماره ۱) نمایش داده شده است.

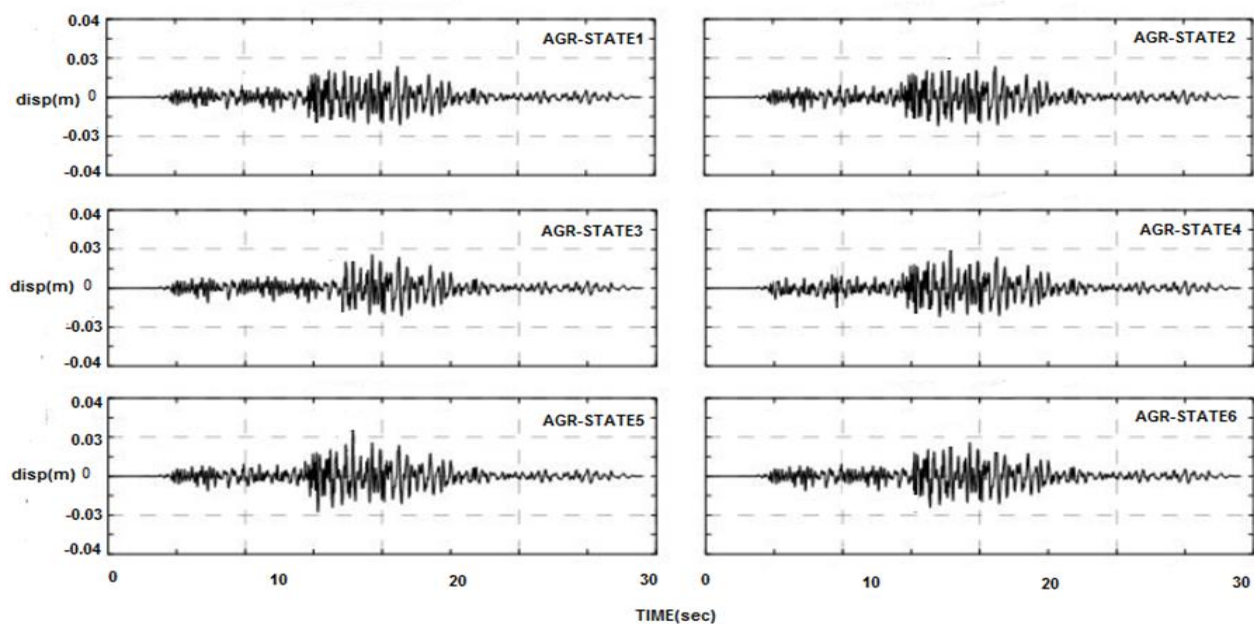


شکل (۶) بیانگر حداکثر جابجایی ایجاد شده در کوله انتهایی و پایه میانی پل مدنظر می‌باشد. با مراجعه به نمودارهای جابجایی، حداکثر اختلاف جابجایی کوله انتهایی در حالت چهارم مدل‌سازی کوله (شمس آبادی-خاکریز دانه ای) نسبت به حالت اول مدل‌سازی کوله (غلتکی) حاصل شده است (اختلاف ۷۸ درصد). این نسبت در مورد جابجایی طولی پایه میانی برابر با ۷۶ درصد عنوان شده است.

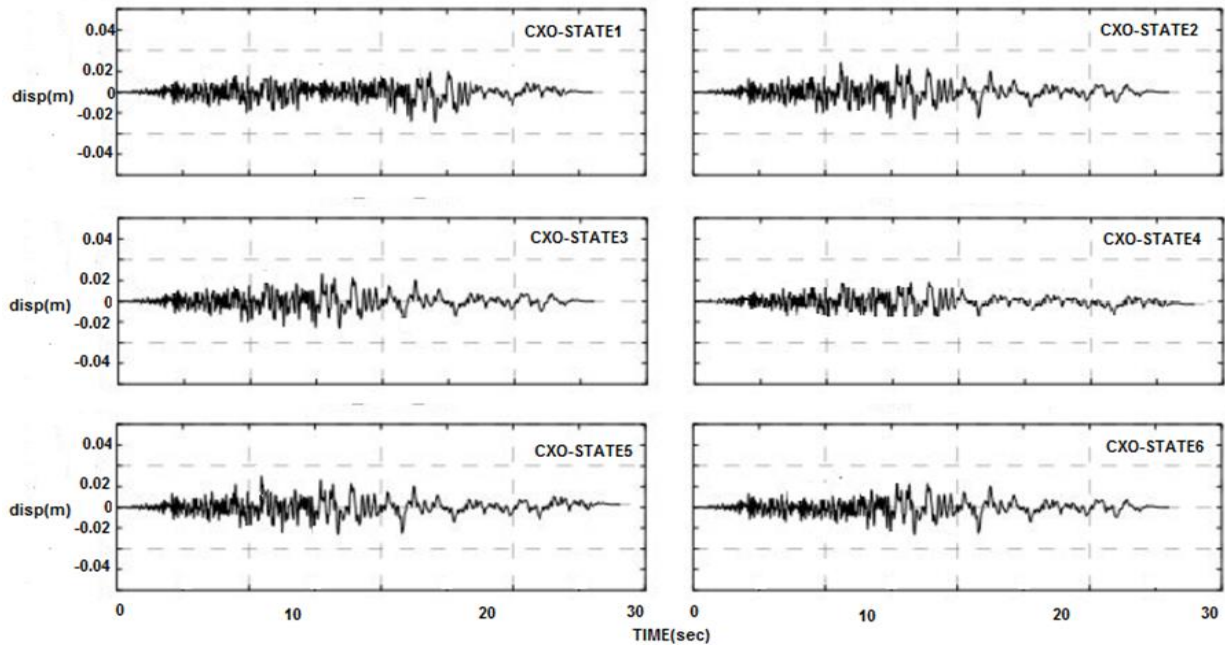
مشاهده می‌شود، جابجایی‌ها در حالاتی از مدل‌سازی کوله که تأثیر نوع خاکریز در آن‌ها در نظر گرفته شده است، تفاوت قابل توجهی با حالت مدل‌سازی کوله به صورت غلتکی (در این حالت نوع خاکریز پشت کوله نقشی در تعیین سختی معادل کوله ندارد)، خواهد داشت. اصلی‌ترین علت تفاوت جابجایی در کوله‌های انتهایی و پایه‌های میانی، تفاوت سختی بین دو المان یاد شده می‌باشد. سختی پایه‌های میانی در مقایسه با سختی لحاظ شده در مورد کوله‌های انتهایی کمتر بوده و در نتیجه جابجایی ایجاد شده در پایه‌های میانی بیشتر از جابجایی ایجاد شده در کوله‌ها خواهد بود. مشاهده می‌شود، بیشترین جابجایی‌ها در مورد دو رکورد بم و طبس (به دلیل وجود مؤلفه قائم بزرگ) ایجاد شده است. جابجایی ایجاد شده در کوله‌های انتهایی در مورد رکورد ELC به دلیل وجود اثرات جهت پذیری پیش‌رونده نسبت به جابجایی ایجاد شده در مورد دو رکورد AGR و CXO، بیشتر می‌باشد.



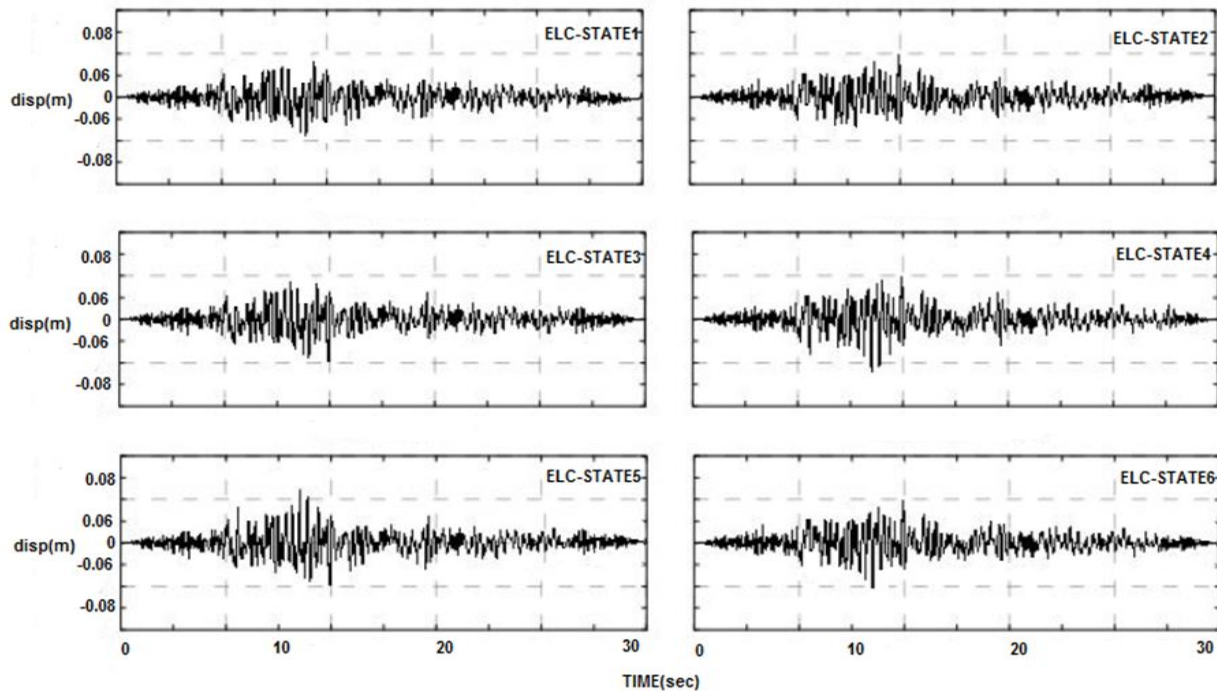
شکل ۲: نمایش کوله‌های و پایه‌های میانی



شکل ۳: نمودار تاریخچه زمانی جابجایی کوله انتهایی پل تحت رکورد AGR



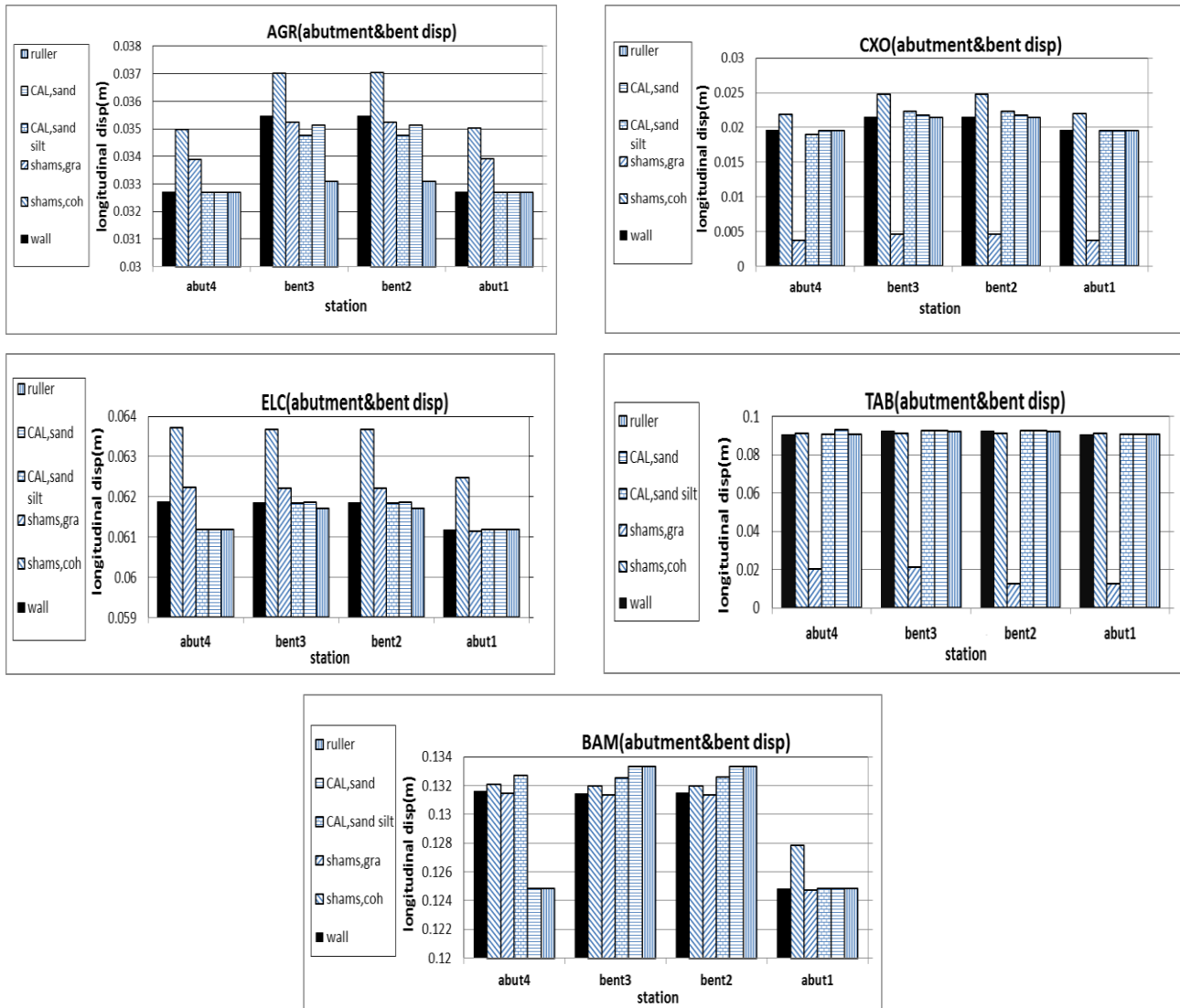
شکل ۴: نمودار تاریخچه زمانی جابجایی کوله انتهایی پل تحت اثر رکورد CXO



شکل ۵: نمودار تاریخچه زمانی جابجایی کوله انتهایی پل تحت اثر رکورد ELC

در تمام حالت‌های مدل‌سازی کوله، در حوالی پایه‌های میانی شاهد تغییر ناگهانی نیروی محوری هستیم. توزیع غیریکنواخت نیروی محوری در پایه‌های میانی منجر به توزیع غیریکنواخت تنش در پایه‌های میانی می‌شود. لذا در نرم‌ترین حالت مدل‌سازی کوله (حالت پنجم مدل‌سازی) اختلاف نیروی محوری توزیع شده در دوپایه میانی ۲/۶ درصد و در سخت‌ترین حالت مدل‌سازی (حالت ششم با بزرگ‌ترین سختی معادل) ۱۳ درصد می‌باشد. شرایط مدل‌سازی کوله و اختصاص سختی محوری در نواحی انتهایی پل (سختی کوله‌ها)،

در توزیع تنش و تغییر مکان در بخش‌های مختلف پل بسیار مؤثر می‌باشد. بر همین اساس، نیروی محوری ایجاد شده در پایه‌ها به ازای شرایط مختلف مدل‌سازی کوله دچار تغییر می‌شود. نیروی محوری توزیع شده در حالات مدل‌سازی کوله طبق پیشنهاد شمس‌آبادی (حالت‌های ۴ و ۵)، در مقایسه با سایر حالت‌های مدل‌سازی، حالت توزیع یکنواخت‌تری دارد. با توجه به تفاوت عمده‌ی سختی در حالت‌های ۴ و ۵ نسبت به سایر حالات مدل‌سازی کوله، توزیع یکنواخت نیروی محوری در این دو حالت مدل‌سازی توجیه‌پذیر است. در حالت‌های چهارم و پنجم مدل‌سازی تفاوت سختی در مورد پایه‌های میانی و کوله‌های انتهایی بسیار اندک می‌باشد و همین عامل، سبب توزیع یکنواخت نیروی محوری در دو حالت یادشده می‌باشد. سختی کوله در توزیع نیروی محوری نقش قابل‌توجهی داشته و کم‌ترین نیروی محوری توزیع شده به حالت ۵ (حالتی با کمترین سختی طولی) اختصاص دارد.



شکل ۶: جابجایی طولی کوله انتهایی و پایه میانی تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک

از سویی با توجه به نتایج به دست آمده مشاهده می‌شود، در تمامی حالات در حوالی محل استقرار پایه‌های میانی شاهد بروز یک تغییر ناگهانی در توزیع نیروی محوری هستیم. علت این موضوع تغییر ناگهانی سختی در طول عرشه پل به واسطه‌ی وجود پایه‌های میانی می‌باشد. همان‌گونه که قبلاً مطرح شد، سختی پایه‌های میانی در مقایسه با سختی کوله‌های انتهایی کمتر بوده و همین اختلاف سختی

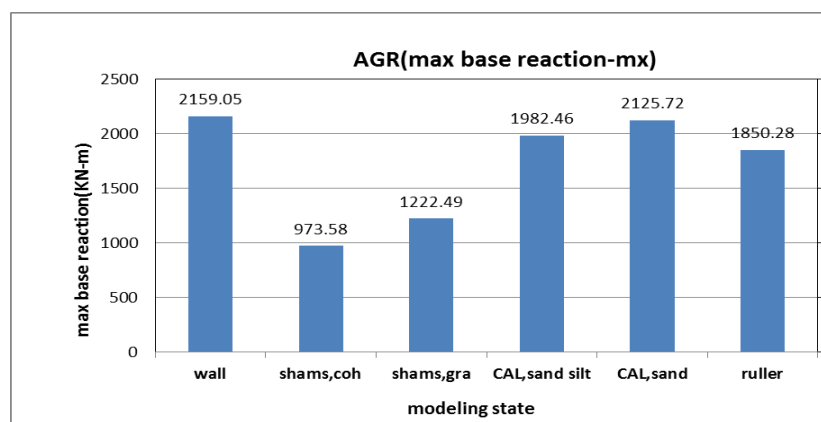
سبب توزیع ناهمگون و کاهش نسبی نیروی محوری در حوالی پایه‌های میانی گردیده است. لذا با کاهش سختی ناگهانی به واسطه حضور پایه‌های میانی، شاهد جهش ناگهانی در نمودار توزیع نیروی محوری در حوالی پایه‌های میانی هستیم. شکل (۷) بیانگر حداکثر عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله می‌باشد. به ازای تمامی رکوردهای انتخابی زلزله، بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت ششم (مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری) و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالت چهارم و پنجم (مدل‌سازی کوله بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی) حاصل شده است. بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی در حالتی رخ داده که کوله‌ها بیشترین سختی را دارا هستند. به عبارت دیگر، علت اصلی افزایش عکس‌العمل تکیه‌گاهی، افزایش سختی و کاهش پریود اصلی پل می‌باشد.

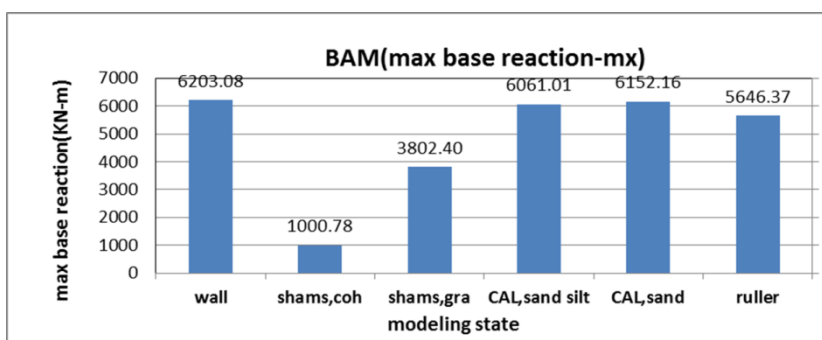
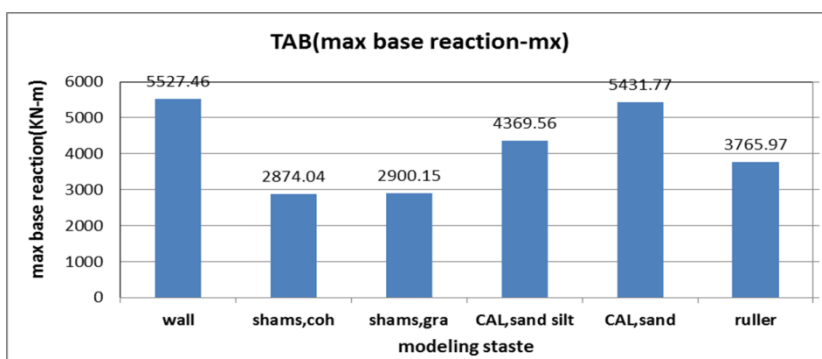
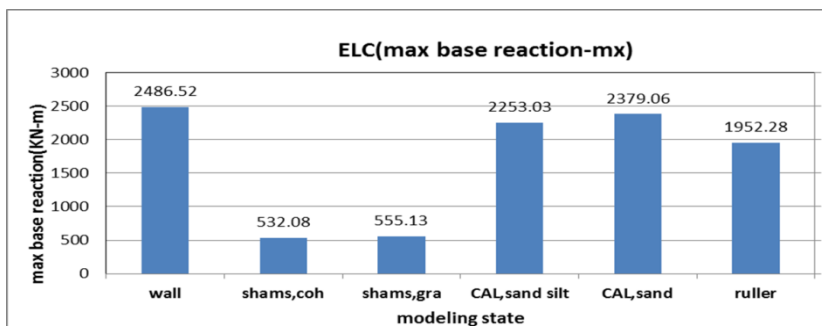
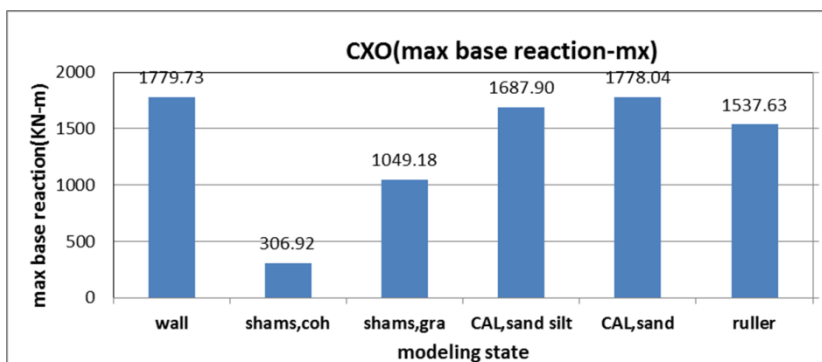
در شکل (۸) حداکثر جابجایی ایجاد شده در کوله به ازای ارتفاع‌های مختلف خاکریز پشت کوله در دو حالت پایه دیواری و طبق ضوابط کالترانس، تحت اثر رکوردهای حاوی اثرات جهت‌پذیری و رکوردهای با مؤلفه قائم قوی با یکدیگر مقایسه شده‌اند. مشاهده می‌شود با افزایش ارتفاع کوله روند تغییرات حداکثر جابجایی در مورد مدل‌سازی کوله بر اساس ضوابط کالترانس و مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری، دارای سیر نزولی می‌باشد. با افزایش ارتفاع خاکریز، سختی معادل کوله افزایش و در نتیجه جابجایی کمتر می‌شود. لذا در شرایطی که ارتفاع کوله در بازه ارتفاعی ۴ تا ۹ متر قرار گیرد، اختلاف جابجایی‌ها در دو حالت یادشده مدل‌سازی، ۱۳٪ تا ۲۹٪ می‌باشد.

در این محدوده‌ی ارتفاعی می‌توان روش مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری را به‌عنوان روش جایگزین مناسبی بجای پیشنهاد دستورالعمل کالترانس مطرح نمود. لذا می‌توان محدوده‌ی کاربری روش مدل‌سازی به صورت پایه دیواری را بر اساس نسبت حداکثر جابجایی دیوار به ارتفاع آن، با توجه به نوع خاکریز (فرض ماسه متراکم) طبق جدول (۱۳) معرفی نمود.

جدول ۱۱. اختلاف جابجایی طولی کوله به ازای ارتفاع‌های مختلف خاکریز پشت کوله

ارتفاع خاکریز پشت کوله (متر)	درصد اختلاف جابجایی حالت دوم و ششم مدل‌سازی کوله	ارتفاع خاکریز پشت کوله (متر)	درصد اختلاف جابجایی حالت دوم و ششم مدل‌سازی کوله
1	70	6	13
2	54	7	17
3	49	8	19
4	29	9	21
5	19	10	59

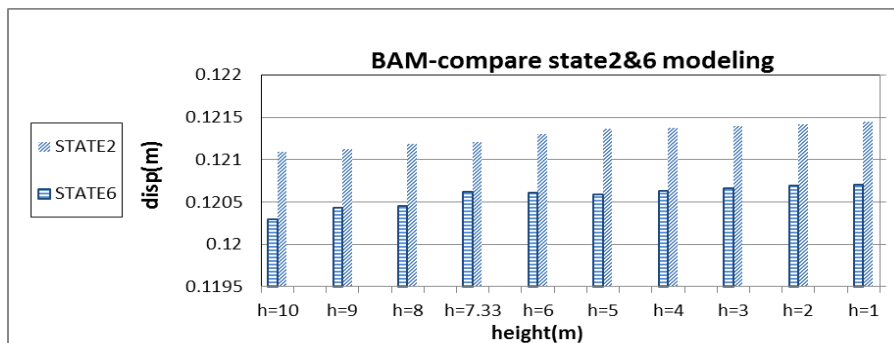
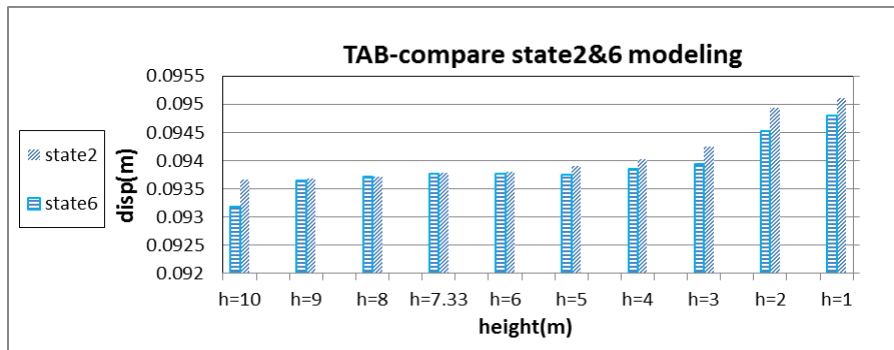
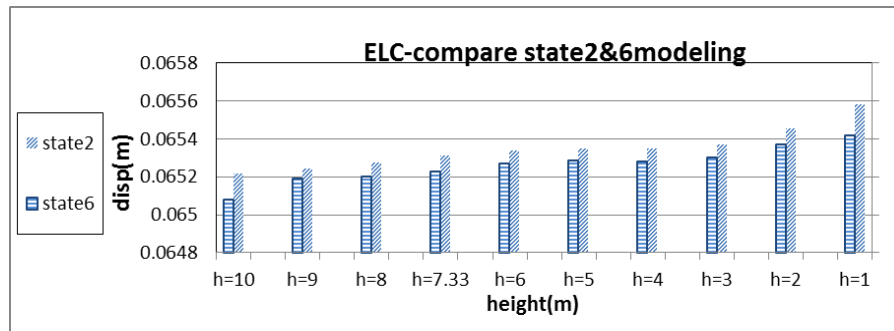
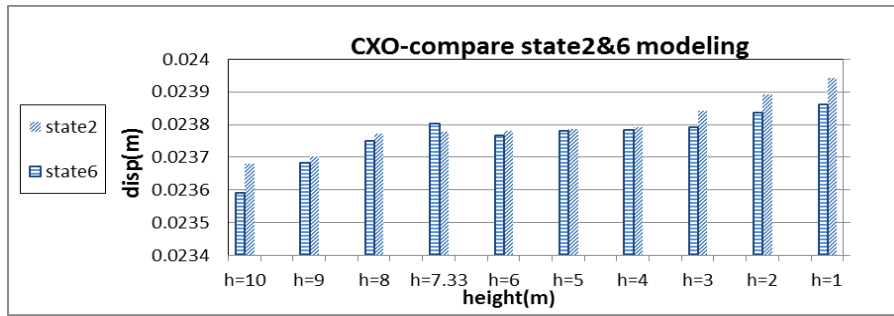
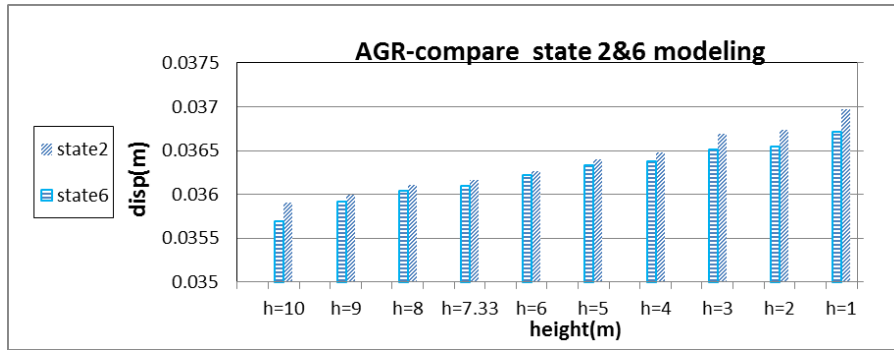




شکل ۷: عکس‌العمل تکیه‌گاهی در شش حالت مدل‌سازی کوله تحت رکوردهای حوزه نزدیک

جدول ۱۲. مقایسه پاسخ‌های لرزه‌ای تحت اثر رکوردهای مختلف در شرایط مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت غلتکی

حالت مدلسازی کوله	نام رکورد	جابجایی طولی		نیروی محوری		لنگر خمشی		عکس العمل تکیه گاهی	
		کوله ۴	پایه ۳	پایه ۳	پایه ۲	پایه ۲	پایه ۲		
کالترانس، ماسه متراکم	AGR	۰	۵٫۶	۱۲٫۵	۱۲٫۹	۱۱٫۸			
	CXO	۰	۴٫۵	۶٫۱	۱۳٫۵	۱۳٫۷			
	ELC	۰	۰	۱۷٫۱	۱۷٫۹	۱۹			
	TAB	۱۱	۱	۳۵٫۹	۳۰٫۶	۳۰٫۷			
کالترانس ماسه نیمه متراکم و لای فشرده	BAM	۰	۰٫۳	۱۴٫۶	۸٫۲	۸٫۲			
	AGR	۰	۴٫۸	۲۴٫۱	۶٫۷	۴			
	CXO	۵٫۲	۸٫۶	۱۸٫۲	۸٫۹	۹٫۱			
	ELC	۰	۰	۱۳٫۲	۱۳٫۲	۱۵			
شمس آبادی دانه ای	TAB	۰	۰	۳۰٫۶	۱۳٫۸	۱۳٫۹			
	BAM	۸٫۵	۰	۶	۶٫۸	۶			
	AGR	۴٫۱	۵٫۹	۶۲٫۹	۳۳٫۹	۳۵			
	CXO	۷۸	۷۶	۶۹٫۳	۳۱٫۷	۳۱٫۹			
شمس آبادی چسبنده	ELC	۱٫۷	۶	۸۳٫۳	۲۰٫۳	۷۱			
	TAB	۷۷	۷۵٫۸	۲۰٫۳	۲۲٫۹	۲۲٫۹			
	BAM	۴٫۵	۱٫۵	۲۲٫۳	۳۲٫۶	۳۲			
	AGR	۷٫۱	۱۰٫۵	۸۰٫۵	۴۷٫۲	۴۸			
پایه دیواری	CXO	۱۷٫۴	۱۶	۹۰٫۹	۸۰	۸۰٫۳			
	ELC	۴٫۲	۲٫۸	۹۱٫۳	۷۲٫۷	۷۳			
	TAB	۱۱	۱	۳۳٫۴	۲۳٫۷	۲۳			
	BAM	۴٫۵	۰٫۷	۴۳٫۶	۸۲٫۲	۸۲			
پایه دیواری	AGR	۰	۷٫۲	۱۷	۱۴٫۳	۱۴			
	CXO	۰	۴٫۵	۱۴٫۹	۱۳٫۶	۱۳٫۷			
	ELC	۱۳	۰	۱۹٫۲	۲۱٫۵	۲۱٫۷			
	TAB	۰	۰	۴۰٫۶	۳۱٫۸	۳۱٫۹			
	BAM	۴٫۵	۱٫۵	۱۸٫۸	۸٫۹	۸			



شکل ۸: حداکثر جابجایی در دو حالت مدل سازی کوله در ارتفاع های مختلف تحت رکوردهای حوزه نزدیک

جدول ۱۳. مقایسه محدوده‌ی کاربری مدل‌سازی به صورت پایه دیواری با دستورالعمل کالترانس و پیشنهاد شمس‌آبادی

حالت مدل‌سازی کوله	حداکثر نسبت جابجایی به ارتفاع کوله
کالترانس	0.01
شمس‌آبادی	0.05
پایه دیواری	0.018

مشاهده می‌شود علاوه بر نحوه‌ی مدل‌سازی کوله انتخاب نوع رکورد هم به شدت پاسخ‌های لرزه‌ای را تحت تأثیر قرار می‌دهد. لذا مطابق با جدول (۱۴) با فرض ثبات شرایط مدل‌سازی کوله، اختلاف حداکثر جابجایی طولی در کوله ۴ شماره به ازای رکوردهای مختلف زلزله بیان شده است.

جدول ۱۴. اختلاف نتایج با فرض ثبات حالت مدل‌سازی کوله تحت اثر رکوردهای مختلف

نام رکورد	AGR	CXO	ELC	BAM	TAB
AGR	-----	34%	45%	73%	61%
CXO	34%	-----	65%	82%	74%
ELC	45%	65%	-----	52%	30%
BAM	73%	82%	52%	-----	31%
TAB	61%	74%	30%	31%	-----

## ۶- نتیجه‌گیری

نحوه‌ی مدل‌سازی کوله، پاسخ‌های لرزه‌ای را به شدت تحت تأثیر قرار می‌دهد. مقایسه پاسخ‌های لرزه‌ای در حالت‌های مختلف مدل‌سازی کوله نسبت به حالت مدل‌سازی کوله به صورت غلتکی تحت اثر رکوردهای زلزله، بیانگر حداکثر اختلاف ۷۸٪ در جابجایی طولی کوله ۴، اختلاف ۷۵/۸٪ در جابجایی طولی پایه ۳، اختلاف ۹۰٪ در نیروی محوری پایه ۳ و اختلاف ۸۲٪ در لرنگر خمشی مربوط به پایه میانی شماره ۲ می‌باشد. وجود این اختلاف‌ها، بیانگر تأثیر چشم‌گیر مدل‌سازی کوله بر رفتار لرزه‌ای پل است.

بیشترین جابجایی در راستای طولی (تحت اثر رکورد TAB)، در حالت مدل‌سازی کوله بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی (حالت پنجم مدل‌سازی کوله)، برای کوله ۹/۱ و برای پایه میانی ۹/۲ سانتی‌متر می‌باشد. این ارقام در مقایسه با جابجایی ایجاد شده تحت اثر رکورد یاد شده در حالت کوله ساده شده برای خاک دانه‌ای بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی (کمترین جابجایی) به ترتیب ۷۸٪ (۷/۱ سانتی‌متر) و ۷۶٪ (۷/۱ سانتی‌متر) کاهش یافته است. این اطلاعات در مورد سایر حالت‌ها مطابق جدول (۱۵) می‌باشد:



جدول ۱۵. اختلاف حداقل و حداکثر جابجایی‌های طولی ایجادشده به ازای رکوردهای مختلف

نام رکورد	ABUTMENT(%)	BENT(%)
AGR(B.D)	7.14	10.54
CXO(N.D)	83	80
ELC(F.D)	4.24	2.83
BAM	6	1.8
TAB	78	76

بیشترین اختلاف بین جابجایی کوله انتهایی با پایه‌های میانی (۱۰ درصد) در حالت ششم مدل‌سازی کوله، در مورد رکورد امپریال والی (۱۹۷۹)، ایستگاه AGR و رکورد BAM ایجادشده است. به عبارت دیگر اندرکنش کوله-خاکریز در حالت مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری، در مقایسه با سایر حالت‌های مدل‌سازی کوله نمود بیشتری پیدا کرده است.

نحوه‌ی مدل‌سازی کوله‌های انتهایی علاوه بر جابجایی پل بر روی توزیع نیروی محوری و لنگر خمشی تأثیرگذار است. در تمامی رکوردها در حوالی پایه‌های میانی شاهد جهش ناگهانی در توزیع نیروی محوری هستیم. علت اصلی این موضوع، تغییر ناگهانی و تفاوت سختی در محل استقرار پایه‌های میانی می‌باشد. (در مورد دو رکورد بم و طبس در حالات چهارم و پنجم مدل‌سازی شاهد افزایش نسبی نیروی محوری در حوالی پایه میانی هستیم. در این حالات سختی پایه میانی بیشتر از سختی کوله انتهایی است.) بیشترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی و برش پایه مربوط به حالت ششم مدل‌سازی کوله به صورت پایه دیواری (حالتی که بیشترین سختی معادل کوله را داراست) و کمترین عکس‌العمل تکیه‌گاهی و برش پایه مربوط به حالت پنجم مدل‌سازی کوله به صورت ساده‌شده بر اساس پیشنهاد شمس‌آبادی (حالتی که کمترین سختی معادل کوله را داراست) می‌باشد.

به ازای هر یک از حالت‌های مدل‌سازی کوله تحت اثر رکوردهای مختلف زلزله مشاهده می‌گردد، بحرانی‌ترین پاسخ مربوط به رکورد TAB و BAM و کم‌ترین پاسخ مربوط به نتایج رکورد امپریال والی، ایستگاه CXO (رکوردهای حاوی اثرات جهت پذیری خنثی) است. توجیه این موضوع با توجه به ویژگی‌های منحصربه‌فرد رکوردهای زلزله و بر اساس نمودارهای توزیع انرژی تجمعی قابل توجیه است. در مورد زلزله BAM، گستره‌ی زمانی آزادسازی انرژی تنها ۲ ثانیه و بازه زمانی آزادسازی انرژی در مورد رکورد زلزله امپریال والی (۱۹۷۹)، ایستگاه CXO حدود ۲۰ ثانیه می‌باشد.

وجود اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده در مورد رکورد امپریال والی (۱۹۷۹)، ایستگاه ELC، توجیه مناسبی جهت مشاهده پاسخ‌های بیشتر در این رکورد در مقایسه با نتایج رکورد امپریال والی (۱۹۷۹)، ایستگاه AGR (حاوی اثرات جهت‌پذیری پس‌رونده) و نتایج رکورد امپریال والی (۱۹۷۹)، ایستگاه CXO (حاوی اثرات جهت‌پذیری خنثی) می‌باشد.

با افزایش ارتفاع خاکریز پشت کوله، مشاهده شد جابجایی ارائه‌شده توسط دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) و جابجایی ارائه‌شده توسط مدل پیشنهادی پایه دیواری به صورت نسبی کاهش می‌یابد.

به ازای تمامی رکوردهای زلزله، تطابق نتایج مدل‌سازی کوله در حالت پایه دیواری (حالت ششم) با حالت مدل‌سازی بر اساس دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) برای خاک ماسه‌ای (حالت دوم) قابل توجه است. لذا در شرایطی که ارتفاع خاکریز پشت کوله در محدوده‌ی ارتفاعی ۴ تا ۹ متر باشد، با دقت قابل قبولی (اختلاف پاسخ‌ها در این محدوده ارتفاعی بین ۰.۲۹٪ تا ۱.۳٪ می‌باشد)،

جابجایی حاصل از روش پایه دیواری با جابجایی پیشنهادی دستورالعمل کالترانس (۲۰۱۳) تطابق داشته و در این محدوده‌ی ارتفاعی می‌توان بجای استفاده از پیشنهاد کالترانس (۲۰۱۳) از روش مدل‌سازی کوله به‌صورت پایه دیواری استفاده کرد.

## منابع

- [۱] نشریه شماره ۱۳۸۷، ۴۶۳، "آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله"
- [۲] غلامرضا قدرتی امیری، ۱۳۹۱، "اثر مدل سازی کوله و مفاصل پلاستیک پایه ها در رفتار لرزه ای پل های بتنی قطب علمی پژوهش های بنیادین در مهندسی سازه" نشریه شماره ۱۳۹۰۵۱۱، "راهنمای بهسازی پل ها"
- [۳] بهزاد حاصلی، دکتر غلامرضا نوری، ۱۳۹۵ "تأثیر تقاطع گسل امتداد لغز با پل بر پاسخ لرزه ای"
- [۴] سید محمد مهدی زمردیان، غلامرضا قدرتی امیری، "ارزیابی اثرات زلزله های نزدیک گسل روی آسیب پذیری پل های بزرگراهی" پژوهشنامه حمل و نقل، سال هشتم، شماره سوم، ۱۳۹۰
- [5] Behzad Haseli, Ghلامreza Nouri "abutment stiffness formulation of bridges by assuming it as a retaining wall". [http://www.civilica.com/Paper-RCEAUD03-RCEAUD03\\_006.html](http://www.civilica.com/Paper-RCEAUD03-RCEAUD03_006.html)
- [6] A. Shamsabadi, Payman Khalili-Tehrani "Validated Simulation Models For Lateral Response Of Bridge Abutments With Typical Backfills", Journal of Bridge Engineering. ASCE/ MAY/JUNE 2007
- [7] Michael J Karanzikis, Constantine C Spirakos, "Seismic Analysis Of Bridge Including Soil-Abutment Interaction" 2000.
- [8] Rodriguez, Osmar, "Bridge Design For Earthquake Fault Crossings, Synthesis Of Design". In Partial Fulfillment of the Requirements for the Degree of Master of Science in Civil & Environmental Engineering, California, 2012.
- [9] A. Bozorgzade, S. Ashford, "Experimental and Analytical Investigation on Stiffness and ultimate capacity of bridge abutments" 2008.
- [10] Kevin R. Mackie, 'Guidelines For Nonlinear Analysis Of Bridge Structures In California', peer 2008/ 3 AUGUST 2008.
- [11] S. J. Kim and A. S. Elnashai, "Seismic Assessment Of Rc Structures Considering Vertical Ground Motion", Department Of Civil and Environmental Engineering University Of Illinois at Urbana-Champaign (Urbana, Illinois), 2008.
- [12] Roy. Imbsen, consulting "AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic bridge design". subcommittee for seismic effects on bridges T-3. 2007
- [13] Y. Bozorgnia, M. Niazi and K. Campbell "Characteristics Of Free-Field Vertical Ground Motion During The Northridge Earthquake, Earthquake Spectra, 1995.
- [14] Steven. L. Kramer, "Geotechnical Earthquake Engineering", university of washington 1997.
- [15] P. Somerville, N. Smith, R Graves and N. Abrahamson, "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", Seismological Research Letter, 1997.
- [16] Caltrans Seismic Design Criteria, Version 1.7, 2013

## The effect of abutment modeling on the seismic response of bridge Under the earthquake records

Behzad Haseli

MSc, Department of Civil Engineering, Earthquake Approach, Kharazmi University, Karaj, Iran.

\*E-mail: b.haseli@yahoo.com

### ABSTRACT

One of the influential factors in the response of the collapse of the bridge and the collage is its modeling. Seismic behavior analysis and bridging modeling are usually performed using simplifying assumptions. This simplification may lead to major changes in the prediction of bridge shaking behavior. In this research, the collapses in three general modes of modeling under the influence of earthquake records in the near field (due to the occurrence of the critical behavior of the bridge under the influence of near-field records in comparison with the far-field domains) were analyzed by nonlinear time-based analysis method in SAP 2000 software and the results in scenarios Different collage modeling is compared. Of noteworthy points in this study is the modeling of the shells as a wall base and the equivalent hardness calculation using static pressure and dynamic pressure of the back of the collar. The results of the analysis show that the modeling of the end nests in addition to the bridge displacement on other seismic parameters including axial force distribution, bending anchor, anchor response, and base cutting effect, in such a way that the results represent the maximum difference of 78% in the longitudinal displacement of the end nests , The 90% difference in the central axis force and the 82% difference in the bending relationship between the middle base based on the collage modeling is simplified, compared to the modeling of the collage as a roller. On the other hand, the results of studies in this study show that with the height of the back of the knoll in the range of 4 to 9 meters in height, with acceptable accuracy (the difference of responses is 29% to 13%), the collateral modeling can be replaced in the base form of Diviara Designed for modeling the shell according to the Caltrance directive (2013).

### KEYWORDS

Bridge Seismic Design, Abutment Modeling, Soil-abutment Interaction, Abutment Stiffness.