



Investigating the Effect of Near-Fault Earthquake Parameters on the Behavior of Horizontally Curved Bridges

S. Heidari, M. Gerami*

Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran.

ABSTRACT: To design safe transportation systems, it is unavoidable to completely recognize the complicated behaviors of bridges under an earthquake. The past earthquakes showed that horizontally curved bridges are highly affected by earthquakes, especially near-fault earthquakes, due to irregular geometry. The previous studies indicated that magnitude; PGV and TP have been the most effective near-fault-earthquake parameters. In the present study, attempts were made to determine the effect of these parameters on such bridges using a verified software model by a field test and analyzing two horizontally curved bridges. Three suites of near-fault records were used to conduct time-history analysis with three parameters, namely magnitude, PGV, and TP. In each suite, two of these parameters are almost constant, and the third parameter is variable to observe its effect on the result. The results indicated that the change in PGV has the most significant effect on the behaviors of such bridges. Also, the effect of TP increases in longer bridges. If the difference between the lateral displacement of two ends of the deck is considered as criteria for assessing the potential of deck rotation, increasing in bridge length and being in a near

Review History:

Received: 4/30/2018
Revised: 8/11/2018
Accepted: 8/13/2018
Available Online: 8/20/2018

Keywords:

Horizontally curved bridges
Near-fault earthquake
Deck rotation
Field testing

INTRODUCTION

The number of Horizontally Curved Bridges (HCB) is rising because of geometric limitations and the need for elevated intersections in cities. The presence of a curve in the plan causes geometric irregularities in these bridges and, as a result, intensifies seismic response. Ramp bridges are a series of HCBs that one end of the deck is placed on abutment and the other end on the pier. As previous earthquakes showed, these types of bridges are vulnerable to earthquakes and especially Near-Fault Earthquakes (NFE) as the 2008 Wenchuan earthquake [1].

NFEs have pulses with long periods in their velocity time history which are important in earthquake engineering and seismology. Many types of research have been done for identifying NFEs [2-4]. One of The most complete studies on the identification of NFEs was conducted by Baker [5]. Baker introduced 3 parameters of magnitude, PGV, and T_p that are the most important and effective parameters of NFEs. In this study, time-history analysis was used for two HCBs different in terms of length and curve (Fig. 1), but similar in terms of deck type and pier characteristics, to obtain the effect of these parameters on the seismic responses.

METHODOLOGY

In this study, two HCBs (Bridge A and B with the length of 80m and 270m, respectively) were recently designed and constructed in 2012 based on Caltrans SDC and AASHTO

*Corresponding author's email: mgerami@semnan.ac.ir

LRFD standards were analyzed under a set of design basis earthquakes and three sets of NFEs. Three sets of NFE have been obtained from Baker's study that each earthquake has parameters of magnitude, PGV, and T_p . The selection of NFE sets was done in such a way that only one of the parameters was changed in each set so that its effect on the bridge response could be seen.

In the field of software modeling of HCBs, numerous studies have been conducted [6, 7]. These studies examined a variety of methods for modeling such bridges such as the Finite-Strip Method, Finite-Element Method, Thin-Walled Curved Beam Theory, and so on. One of the methods for modeling deck and bridge pier is using spinal elements. Research showed that using simple models will have more realistic results [8]. In the present study, OpenSees has been used for modeling and analyzing [9].

For verifying the numerical model of the deck, a field experiment was conducted. Due to the impossibility of carrying out the test on the studied bridges, a field test was performed on another HCB, which was similar to the studied bridges in terms of the type of deck and other structural components. The dominant period was obtained to be 0.346s through the test results, which is quite close to the period of 0.342s obtained by the software. For pier verification also, the experimental research carried out by Kim et al. [10] was used. The verification of the global behavior of the modeled pier indicated that the response will be similar to the actual behavior of the pier.



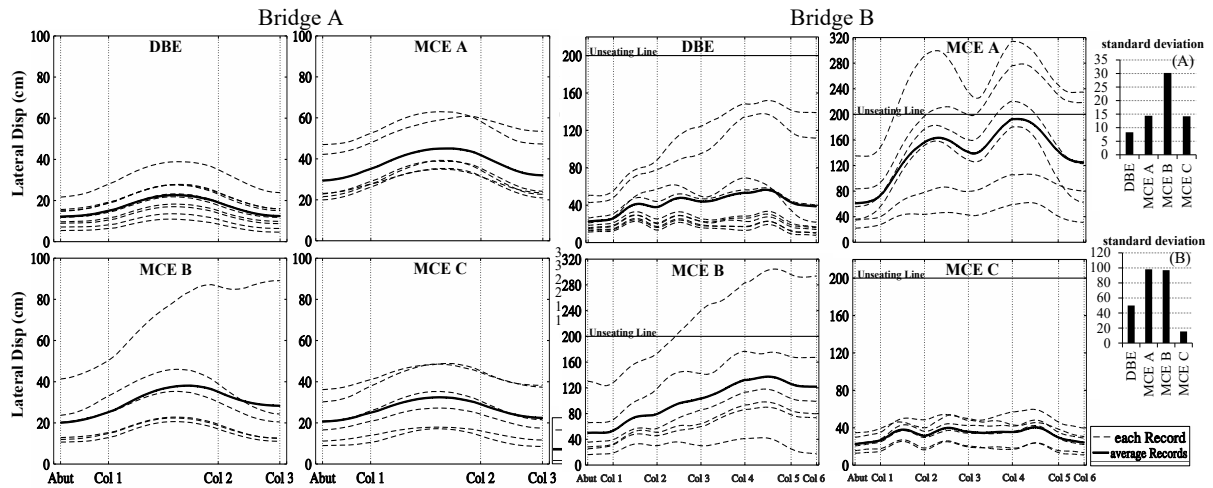


Fig. 1. The mean of maximum lateral displacement of Bridges A & B under DBE & MCE.

RESULTS AND DISCUSSION

The previous studies have shown that after shear keys are broken, deck unseating and piers failure are the two most important damage mechanisms to HCB [11, 12]. Therefore, the lateral displacement response of the deck and the torsion force of piers were obtained as the representative of the bridge response to examine unseating and piers failure. The width of the pier head is 400 cm, accordingly, the 200 cm displacement of the deck is considered as deck collapse (unseating).

According to the results of Fig. 1 for bridge A, the responses of the two ends of the deck were similar under DBE, and most of the displacement occurs in the middle of the deck. While under NFE, the responses of the two ends are different. It can be illustrated deck tendency to rotate around the abutment. The highest standard deviation values were obtained under MCE B. Thus, the PGV changes have the greatest effect on the response of HCBs. In other words, we have the most changes in the responses by changing PGV which indicates the effect of this parameter on the response variation compared to other parameters.

For Bridge B, the peak of the deck lateral displacement of Bridge B compared with Bridge A under DBE, MCE A, MCE B, and MCE C obtained 2.4, 4.3, 3.6, and 1.25 times, respectively. Another point is that the standard deviation of the results under MCE A was approximately 7 times, while it was 3.2 and 1.3 times under MCE B and MCE C, respectively. Hence, more length of the bridge leads to increasing the TP effect on HCBs.

Evaluation of torsion force on piers showed the piers of Bridge A were designed conservatively. In general, the torsion force response of piers also confirmed previous findings.

CONCLUSIONS

The results obtained in this study as representative of the response of HCBs showed that:

- The results showed that the increase in the bridge length makes the deck rotation potential enlarge around the abutment, and when the length of the bridge reached from 80 to 270 meters, this potential under DBE and NFE increases by

78% and 137%, respectively.

- Investigating the effects of three parameters of NFEs on HCBs has shown that changing the PGV has the greatest effect on the response of this type of bridge in the near-fault zone. Therefore, among the three major parameters of NFEs, the PGV value plays the most important role in the response of this type of bridge.

- The influence of T_p on the response of HCBs increased significantly when the bridge length was enhanced. In fact, by increasing the length of HCBs, the periods also increase and reach the predominant frequency of earthquakes. Therefore, the effect of TP on the response has a direct relationship with the bridge length.

- Previous earthquakes have shown that the greatest damage to HCBs has been due to rotational demand intensification of deck around the vertical axis which led to shear key failure and deck unseating. Thus, according to the low response values obtained under DBE, can be concluded that designing this type of bridge based on existing codes is somewhat un-economic.

REFERENCES

- [1] Kawashima, K., Takahashi, Y., Ge, H., Wu, Z. and Zhang, J., 2009. "Reconnaissance report on damage of bridges in 2008 Wenchuan, China, earthquake". *Journal of Earthquake Engineering*, 13(7), pp.965-996.
- [2] Somerville, P.G., 2003. "Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse". *Physics of the earth and planetary interiors*, 137(1-4), pp.201-212.
- [3] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A., 1997. "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity". *Seismological Research Letters*, 68(1), pp.199-222.
- [4] Spudich, P., Chiou, B.S., Graves, R., Collins, N. and Somerville, P., 2004. "A formulation of directivity for earthquake sources using isochrone theory". *US Geol. Surv. Open-File Rept*, 1268, p.54.
- [5] Baker, J.W., 2007. "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis". *Bulletin of the Seismological*

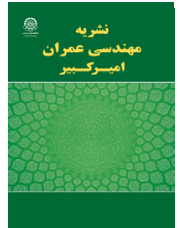
- Society of America*, 97(5), pp.1486-1501.
- [6] Begum, Z., 2010. *Analysis and behavior investigations of box girder bridges* (Doctoral dissertation).
- [7] Gupta, T. and Kumar, M., 2018. "Flexural response of skew-curved concrete box-girder bridges". *Engineering Structures*, 163, pp.358-372.
- [8] Evans, H.R., 1984. "Simplified methods for the analysis and design of bridges of cellular cross-section". In *Analysis and Design of Bridges* (pp. 95-115). Springer, Dordrecht.
- [9] McKenna, F., Fenves, G.L. and Scott, M.H., 2000. "Open system for earthquake engineering simulation". *University of California, Berkeley, CA*.
- [10] Kim, J.K., Kim, I.H., Lim, H.W., Lee, J.H. and Lee, J.H., 2001. "Cyclic loading test of bridge pier models without seismic detailing".
- [11] Amjadian, M. and Agrawal, A.K., 2016. "Rigid-body motion of horizontally curved bridges subjected to earthquake-induced pounding". *Journal of Bridge Engineering*, 21(12), p.04016090.
- [12] Zuo, Y., Sun, G. and Li, H., 2018, "January. Response analysis of curved bridge with unseating failure control system under near-fault ground motions". In *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science* (Vol. 108, No. 2, p. 022065). IOP Publishing.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

S. Heidari, M. Gerami, *Investigating the Effect of Near-Fault Earthquake Parameters on the Behavior of Horizontally Curved Bridges*, Amirkabir J. Civil Eng., 53(1) (2021) 57-60.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14386.5640](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14386.5640)





بررسی اثر پارامترهای زلزله نزدیک گسل بر پاسخ پل‌های رمپی دارای قوس افقی

سجاد حیدری، محسن گرامی*

دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

خلاصه: جهت طراحی سیستم‌های حمل‌ونقل ایمن، شناخت کامل از رفتار پیچیده پل‌ها تحت زمین‌لرزه امری اجتناب‌ناپذیر است. زمین‌لرزه‌های گذشته نشان دادند که پل‌های دارای قوس افقی به دلیل نامنظمی هندسی بسیار متأثر از زمین‌لرزه‌ها، به‌ویژه در حوزه نزدیک گسل می‌باشند. تحقیقات پیشین نشان دادند که سه پارامتر بزرگ، *PGV* و *TP* تأثیرگذارترین پارامترهای زلزله نزدیک گسل می‌باشند. در این تحقیق با ساخت یک مدل نرم‌افزاری صحت‌سنجی شده به‌وسیله آزمون میدانی و با بررسی دو پل دارای قوس افقی تلاش شد تأثیر پارامترهای زلزله نزدیک گسل بر پاسخ این نوع از پل‌ها به دست آید. جهت تحلیل تاریخچه زمانی سه دسته رکورد نزدیک گسل بدست آمد که در هر یک از آن‌ها دو پارامتر از بزرگ، *PGV* و *TP* تقریباً ثابت باقی‌ماند تا تأثیر پارامتر سوم را بتوان در نتایج مشاهده نمود. نتایج نشان داد که تغییر پارامتر *PGV* بیشترین تأثیر را بر پاسخ این نوع از پل‌ها خواهد داشت. با افزایش طول پل و به عبارت دیگر دوره تناوب پل، تأثیر پارامتر *TP* بر پاسخ بدست آمده افزایش می‌یابد. چنانچه تفاوت حداکثر تغییر مکان ابتدا و انتهای عرشه به عنوان معیاری جهت ارزیابی پتانسیل دوران عرشه در نظر گرفته شود، افزایش طول پل و قرارگیری در حوزه نزدیک گسل می‌توانند سبب افزایش پاسخ دوران عرشه به ترتیب تا ۲/۳۷ و ۲/۴۷ برابر شوند.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۰۲/۱۰

بازنگری: ۱۳۹۷/۰۵/۲۰

پذیرش: ۱۳۹۷/۰۵/۲۲

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۰۵/۲۹

کلمات کلیدی:

زلزله نزدیک گسل

پل دارای قوس افقی

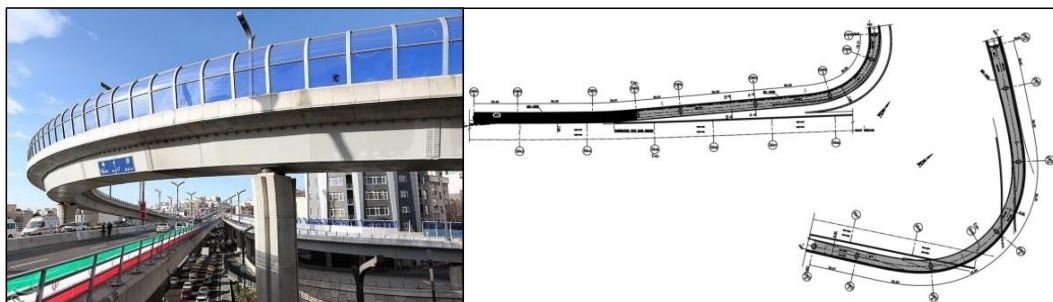
دوران عرشه

آزمون میدانی پل

۱- مقدمه

پل‌های دارای قوس افقی می‌باشند که از یک سمت بر روی کوله و در سمت دیگر به عرشه یک پل دیگر متصل می‌گردند (شکل ۱). زلزله‌های پیشین نشان داد که پل‌های دارای قوس افقی در برابر زمین‌لرزه و به‌ویژه زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل آسیب‌پذیر می‌باشند [۱-۳]. تحقیقات گذشته نشان داده است که وجود قوس در پلان سبب

به دلیل محدودیت‌های هندسی و لزوم اجرای تقاطع‌های غیره همسطح در فضاهای شهری، تعداد پل‌های دارای قوس افقی روزبه‌روز در حال افزایش است. وجود قوس در پلان باعث نامنظمی هندسی در پل و در نتیجه تشدید پاسخ زلزله می‌گردد. پل‌های رمپی دسته‌ای از



شکل ۱. پل‌های رمپی تقاطع قیطره-صدر تهران

Fig. 1. Ramp bridge of Qeytariyeh-Sadr intersection, Tehran

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: mgerami@semnan.ac.ir



تحت زمین‌لرزه و به‌ویژه در حوزه نزدیک گسل می‌تواند در ارائه روش‌های بهسازی مناسب، بسیار مؤثر باشد. در این تحقیق تلاش شده است با استفاده از دو پل دارای قوس افقی با طول، شعاع قوس و تعداد دهانه متفاوت به عنوان نماینده این نوع از پل‌ها مورد بررسی قرار گیرد تا علاوه بر پارامترهای مربوط به زمین‌لرزه، تأثیر تغییر پارامترهای سازه‌ای را نیز بر پاسخ بدست آمده مشاهده نمود.

۲- روش انجام کار

در این تحقیق به منظور بررسی اثر تغییر پارامترهای زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل بر پاسخ پل‌های دارای قوس افقی، دو پل تقاطع قیطره-صدر تهران مورد استفاده قرار گرفت (شکل ۱). این دو پل اخیراً و در سال ۱۳۹۱ طراحی و ساخته شده‌اند. دو پل مورد بررسی دارای عرشه صندوقچه‌ای فولادی به طول ۸۰ و ۲۷۰ متر می‌باشند که به ترتیب A و B نام‌گذاری شده‌اند. پل A دارای ۳ دهانه و B دارای ۶ دهانه است.

در جدول شماره ۱ مشخصات کلیدی دو پل مورد بررسی نمایش داده شده است. عرشه پل‌ها در محل کوله و ستون‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومری قرار گرفته است و می‌توانند بر این تکیه‌گاه‌ها جابه‌جایی جانبی داشته باشند. عرشه این دو پل رمپی در یک انتها بر روی کوله و در انتهای دیگر بر روی سرستون و در مجاورت عرشه پل دیگری قرار گرفته است. این عرشه در دو انتهای خود به‌وسیله کلید برشی‌های ضعیفی در مقابل جابه‌جایی جانبی مهار شده است و در ستون‌های میانی فاقد کلید برشی می‌باشد، از طرف دیگر اتصال پل رمپی به پل مجاور خود سبب شکل‌گیری یک قید حرکتی برای عرشه در انتهای خود می‌گردد. دو پل مورد بررسی غیر از طول و شعاع قوس در پلان در سایر پارامترها نظیر نوع عرشه، ستون، کوله، تکیه‌گاه‌ها، اتصالات و... شبیه یکدیگر می‌باشند که این امر امکان مقایسه بهتر نتایج را فراهم می‌آورد.

در این تحقیق به منظور بررسی اثر پارامترهای زلزله نزدیک گسل بر پاسخ پل‌های رمپی دارای قوس افقی یک مطالعه آماری صورت پذیرفت. سه پارامتر بزرگا، T_p و PGV به عنوان مؤثرترین پارامترهای زلزله نزدیک گسل انتخاب گردید [۱۸] و جهت مشاهده تأثیر تغییرات هر یک از این سه پارامتر بر پاسخ سازه سه دسته رکورد نزدیک گسل بدست آمد. علاوه بر این یک دسته رکورد سطح طراحی نیز جهت

افزایش تقاضاء دوران عرشه حول محور قائم می‌گردد [۴، ۵]، این امر سبب ایجاد آسیب‌هایی نظیر شکست ستون، شکست کلیدهای برشی و سقوط عرشه [۶] می‌شود که در نتیجه آن ممکن است پایداری پل از بین برود و هزینه‌های تعمیر پل به میزان قابل‌توجهی افزایش یابد. در زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل پیشین آسیب جدی به این نوع از پل‌ها وارد شده است که از این میان می‌تواند به آسیب وارده به پل فورک ال ریور جنوبی [۷] و پل بایهوا چین [۸] تحت زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل اشاره نمود. سقوط عرشه در اثر شکست کلید برشی و شکست ستون در اثر افزایش لنگر پیچشی روی ستون (به دلیل تک‌ستون بودن پل) دو دلیل اصلی آسیب وارده به این پل‌ها بوده است [۹، ۱۰]. افزایش تقاضاء دوران عرشه پل‌های دارای قوس افقی حول محور قائم در حوزه نزدیک گسل در مقایسه با نواحی دور از گسل شدیدتر می‌باشد [۱۱]. مطالعات آزمایشگاهی این نوع از پل‌ها به دلیل هزینه‌های بالای ساخت بسیار محدود بوده و اندک آزمایش‌های انجام گرفته بر روی پاسخ دینامیکی ناشی از بار زنده تمرکز داشته است [۱۲-۱۴].

زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل دارای پالس‌هایی با پریود بلند در نگاشت سرعت می‌باشند که در حوزه‌های مهندسی زلزله و زلزله شناسی مورد توجه هستند. تحقیقات زیادی در حوزه شناسایی پارامترهای زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل انجام گرفته است [۱۵-۱۷]. یکی از کامل‌ترین مطالعات پیرامون شناسایی زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل توسط بیکر [۱۸] صورت پذیرفته است، بیکر در این تحقیق ۳ پارامتر بزرگا، PGV و T_p را به عنوان کلیدی‌ترین و تأثیرگذارترین پارامترهای زمین‌لرزه نزدیک گسل معرفی نمود. بیکر علاوه بر بیان روش شناسایی زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل، یک مجموعه ۹۹ تایی از این زمین‌لرزه‌ها را از میان ۳۵۰۰ زمین‌لرزه معرفی نمود. تقاضای جابه‌جایی بالایی در زمین لرزه‌ی نزدیک گسل نورژریچ در سال ۱۳۷۳ و یک سال بعد در زمین لرزه کوبه سال ۱۳۷۴ مشاهده شد، هر دو زلزله دارای ویژگی‌های زمین‌لرزه نزدیک گسل بودند ولیکن پاسخ مشابهی در پی نداشتند [۱۹]. با توجه به آنکه توسعه معیارهای طراحی لرزه‌ای پل‌ها بر اساس زمین‌لرزه‌های دور از گسل می‌باشد، اثرات حوزه نزدیک گسل در آن‌ها نادیده گرفته شده است [۲۰]. از طرف دیگر، اکثر رکوردهای نزدیک گسل در سال‌های اخیر ثبت شده‌اند، لذا همچنان پاسخ سازه‌ها تحت این نوع از رکوردها به‌صورت کامل شناخته شده نیست و شناخت رفتار این نوع از پل‌ها

جدول ۱. مشخصات پل‌های مورد بررسی

Table 1. Specifications of the Bridge under study

پارامترها	پل A	پل B
طول پل (متر)	۸۰	۲۷۰
طول دهانه‌ها (متر)	۱۸-۴۰-۲۲	۳۰-۵۲-۵۳-۵۲-۳۱
عرض عرشه (متر)	۷/۴۵	۸/۹۵
ارتفاع عرشه (متر)	۲/۵	۲/۵
تعداد ستون‌ها	۳	۶
ارتفاع ستون‌ها (متر)	۱۰-۱۰/۷-۱۰/۵	۱۳/۴-۱۵/۳-۱۸/۲-۱۷/۱-۱۲-۶/۹
قطر ستون‌ها (متر)	مقطع ۲/۵*۳ (بیضی)	مقطع بیضی ۲/۵*۳

جدول ۲. دسته رکورد نزدیک گسل A (PGV و بزرگی تقریباً برابر و T_p متفاوت)

Table 2. Group A of near-fault earthquakes (PGV and M_w are almost unchanged and T_p is variable)

ردیف	زلزله	ایستگاه	T_p	PGV (cm/sec)	M_w	Closest (km)	Epicentral (km)
۱	Landers ۱۳۷۱	YermoFireStation	۷/۵	۵۳/۲	۷/۳	۲۳/۶	۸۶
۲	Kocaeli, Turkey ۱۳۷۸	Gebze	۵/۹	۵۲	۷/۵	۱۰/۹	۴۷
۳	Chi-Chi, Taiwan ۱۳۷۸	CHY006	۲/۶	۶۴/۷	۷/۶	۹/۸	۴۰/۵
۴	Chi-Chi, Taiwan ۱۳۷۸	TCU076	۴	۶۳/۷	۷/۶	۲/۸	۱۶
۵	Chi-Chi, Taiwan ۱۳۷۸	TCU087	۹	۵۳/۷	۷/۶	۷	۵۵/۶
۶	Chi-Chi, Taiwan ۱۳۷۸	TCU136	۱۰/۳	۵۱/۸	۷/۶	۸/۳	۴۸/۸

و پیرو پالس بلند (T_p) مهم‌ترین و تأثیرگذارترین معیارهای رکورد نزدیک گسل می‌باشند. بر این اساس بیکر ۹۹ رکورد نزدیک گسل را شناسایی و در غالب یک جدول ارائه نمود. در این تحقیق با بررسی مقادیر این سه معیار، سه دسته رکورد به دست آمد. هر دسته رکورد نزدیک گسل شامل ۶ رکورد انتخابی از جدول ۹۹ تایی است. انتخاب رکوردها بر این اساس بوده است که در هر یک از دسته‌ها دو معیار تقریباً ثابت باقی‌مانده و تنها یکی از معیارهای نزدیک گسل دارای تغییرات قابل توجه باشد. بدین‌وسیله می‌توان میزان تأثیر تغییر این پارامترها را بر پاسخ این نوع از پل‌ها مشاهده نمود. در دسته رکورد اول تحت عنوان MCE A (جدول ۲)، ۶ رکورد

مقایسه نتایج مورد استفاده قرار گرفت. هر یک از دسته رکوردهای نزدیک گسل و دسته رکورد سطح طراحی به ترتیب دارای ۶ و ۱۰ زمین‌لرزه می‌باشند. بر این اساس و با در نظر گرفتن ۲ پل مورد بررسی در مجموع ۵۶ تحلیل تاریخچه زمانی در این تحقیق انجام گرفت.

۳- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

جهت بررسی اثر پارامترهای زمین‌لرزه نزدیک گسل بر پاسخ پل‌های دارای قوس افقی به عنوان هدف این تحقیق سه دسته رکورد نزدیک گسل از مجموعه ۹۹ رکورد ارائه‌شده توسط بیکر [۱۸] انتخاب گردید. تحقیقات بیکر نشان داد که سه معیار بزرگا، PGV

جدول ۳. دسته رکورد نزدیک گسل B (T_p و بزرگای تقریباً برابر و PGV متفاوت)

Table 3. Group B of near-fault earthquakes (T_p and M_w are almost unchanged and PGV is variable)

ردیف	زلزله	ایستگاه	T_p	PGV (cm/sec)	M_w	Closest (km)	Epicentral (km)
۱	ImperialValley ۱۳۵۸	BrawleyAirport	۴	۳۶/۱	۶/۵	۱۰/۴	۴۳/۲
۲	ImperialValley ۱۳۵۸	ElCentroArray#10	۴/۲	۴۶/۹	۶/۵	۶/۲	۲۶/۳
۳	ImperialValley ۱۳۵۸	ElCentroArray#4	۴/۳	۷۷/۹	۶/۵	۷/۱	۲۷/۱
۴	ImperialValley ۱۳۵۸	ElCentroArray#5	۴	۹۱/۵	۶/۵	۴	۲۷/۸
۵	ImperialValley ۱۳۵۸	ElCentroArray#6	۳/۹	۱۱۱/۹	۶/۵	۱/۴	۲۷/۵
۶	Northridge-01 ۱۳۷۳	Sylmar-Converter	۳/۸	۱۳۰/۳	۶/۷	۵/۴	۱۳/۱

جدول ۴. دسته رکورد نزدیک گسل C (T_p و PGV تقریباً برابر و بزرگای متفاوت)

Table 4. Group C of near-fault earthquakes (T_p and PGV are almost unchanged and M_w is variable)

ردیف	زلزله	ایستگاه	T_p	PGV (cm/sec)	M_w	Closest (km)	Epicentral (km)
۱	CoyoteLake ۱۳۵۸	GilroyArray#6	۱/۲	۵۱/۵	۵/۷	۳/۱	۴/۴
۲	N.PalmSprings ۱۳۶۵	NorthPalmSprings	۱/۴	۵۵/۶	۶/۱	۴	۱۰/۶
۳	Kobe,Japan ۱۳۷۴	Takarazuka	۱/۴	۶۰/۶	۶/۹	۰/۳	۳۸/۶
۴	Chi-Chi,Taiwan ۱۳۷۸	CHY035	۱/۴	۵۰	۷/۶	۱۲/۷	۴۳/۹
۵	Chi-Chi,Taiwan-03 ۱۳۷۸	CHY080	۱/۴	۵۳/۹	۶/۲	۲۲/۴	۲۹/۵
۶	Yountville ۱۳۷۹	NapaFireStation#3	۱/۲	۴۸	۵	۳/۸	۹/۹

است. منظور از فاصله Epicentral فاصله محل ثبت رکورد تا مرکز سطحی زلزله و منظور از فاصله Closest نزدیکترین فاصله محل ثبت رکورد تا محدوده گسل آن می‌باشد.

علاوه بر این، یک دسته رکورد سطح طراحی (DBE) نیز جهت امکان مقایسه بهتر نتایج مورد استفاده قرار گرفت. این دسته رکورد شامل یک مجموعه ۱۰ تایی از زمین‌لرزه‌های سطح طراحی است که توسط سامرویل و همکاران [۲۱] برای پروژه SAC تهیه شده است (جدول ۵). گسل این رکوردها از نوع نرمال^۱ و امتدادلغز^۲ می‌باشد و تمامی رکوردها در کالیفرنیا آمریکا و در فواصل کمتر از ۴۰ کیلومتر

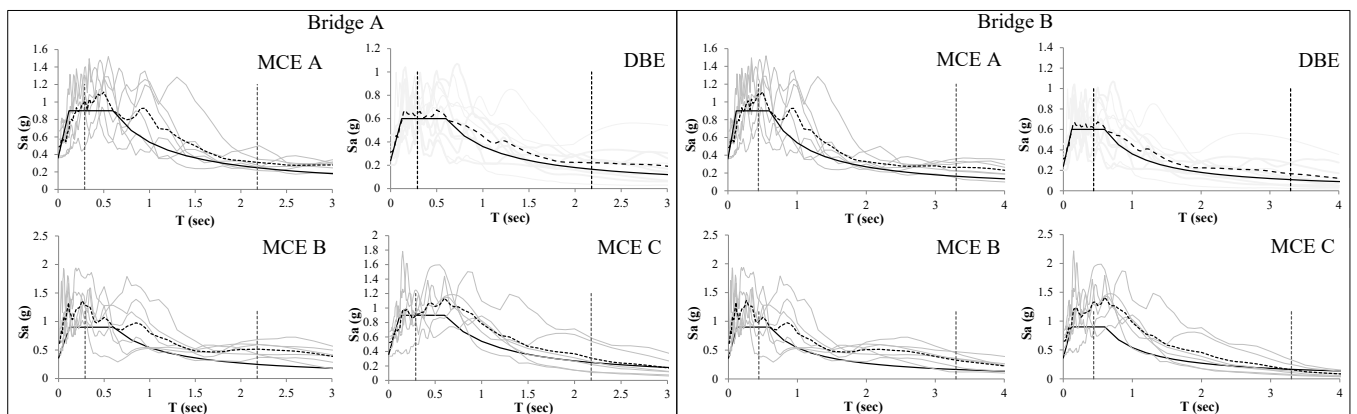
نزدیک گسل دارای PGV (حداکثر سرعت زمین) و بزرگای نزدیک به هم بوده و در مقابل پارامتر T_p در آن‌ها دارای دامنه تغییرات قابل توجه می‌باشد. در جدول ۳ دسته رکورد MCE B دارای مقادیر T_p و بزرگای تقریباً ثابت است و در مقابل اختلاف مقادیر PGV رکوردهای این دسته قابل توجه می‌باشد. در نهایت و در جدول ۴ شش رکورد انتخابی دارای بزرگای متفاوت بوده و مقادیر T_p و PGV رکوردها بسیار به یکدیگر نزدیک می‌باشند. در جداول ۲ تا ۴ جهت معرفی زمین‌لرزه‌های سه دسته رکورد A، B و C علاوه بر مقادیر سه پارامتر بزرگای، PGV و T_p آن‌ها، نام ایستگاه ثبت رکوردها و همچنین فاصله‌های Epicentral و Closest رکوردها ارائه شده

1 strike-normal
2 strike-parallel

جدول ۵. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های دسته رکورد DBE

Table 5. specification of DBE Records

ردیف	زلزله	سال	فاصله (کیلومتر)	بزرگای زلزله
۱	Imperial Valley	۱۳۱۹	۱۰	۶/۹
۲	Imperial Valley	۱۳۵۸	۴/۱	۶/۵
۳	Imperial Valley	۱۳۵۸	۱/۲	۶/۵
۴	Landers	۱۳۷۱	۳۶	۷/۳
۵	Landers	۱۳۷۱	۲۵	۷/۳
۶	Loma Prieta	۱۳۶۸	۱۲	۷
۷	Northridge	۱۳۷۳	۶/۷	۶/۷
۸	Northridge	۱۳۷۳	۷/۵	۶/۷
۹	Northridge	۱۳۷۳	۶/۴	۶/۷
۱۰	North Palm Springs	۱۳۶۵	۶/۷	۶



شکل ۲. طیف شتاب رکوردهای مقیاس شده دو پل A و B و مقایسه آن با طیف طرح بدست آمده از آیین‌نامه ASCE

Fig. 2. Scaled acceleration spectrum of two bridges A and B and comparison with the design spectrum obtained from ASCE

یک از دسته رکوردها در بازه $0.1/T_2$ و $1/T_5$ (که T دوره تناوب سازه می‌باشد) می‌بایست بیشتر از طیف طرح ساختگاه باشد. بر این اساس رکوردها برای هر یک از دسته‌ها و هر یک از پل‌های مقیاس گردید. در این مقاله با توجه به بررسی تأثیر ۳ پارامتر زلزله حوزه نزدیک بر پاسخ پل و وجود قوس افقی در پل‌ها، اعمال زلزله در جهت‌های مختلف تغییر مکان‌های نسبی تقریباً یکسانی در پی خواهد داشت و فقط شدت پاسخ کمی دچار تغییر می‌گردد [۲۲، ۲۳]. بر این اساس و به منظور کاهش حجم عملیات تحلیل یک مؤلفه زلزله در جهت X (شکل ۱) به پل‌ها اعمال شد.

ثبت شده است. پروژه SAC به بررسی رفتار ترد و شکننده‌ی بعضی از اتصالات قاب خمشی در جریان زلزله نورتریج ۱۳۷۳ پرداخته است. دسته رکوردهای فوق می‌بایست به منظور تحلیل تاریخچه زمانی پل‌ها و بر اساس طیف طرح ساختگاه مقیاس شوند. بر این اساس طیف طرح ساختگاه و مقیاس نمودن رکوردها برای دو پل و چهار دسته رکورد مورد بررسی، بر اساس آیین‌نامه ASCE انجام گرفت (شکل ۲). خاک ساختگاه از نوع خاک سفت^۱ (دسته‌بندی D بر اساس ASCE) می‌باشد. بر اساس آیین‌نامه ASCE میانگین طیف‌های هر

1 stiff soil

۴- مدل سازی

به دلیل وجود تغییر شکل های بزرگ و شتاب جابه جایی زیاد در این مدل، مواردی نظیر نوع اتصالات، المان های مورد استفاده و فرضیات مدل سازی بیش از پیش بر پاسخ به دست آمده از نرم افزار تأثیرگذار خواهند بود. یکی از روش ها مدل سازی عرشه و ستون های پل، استفاده از المان های ستون فقراتی است [۲۴]. تحقیقات نشان داده است که استفاده از مدل های ساده نتایج واقعی تری را از این دسته پل ها به همراه خواهند داشت [۳، ۲۴، ۲۵]. تحقیقات اخیر نشان داده است که پاسخ لرزه ای پل به شدت تحت تأثیر شرایط مرزی عرشه در محل اتصال آن به کوله و ستون ها می باشد [۲۶].

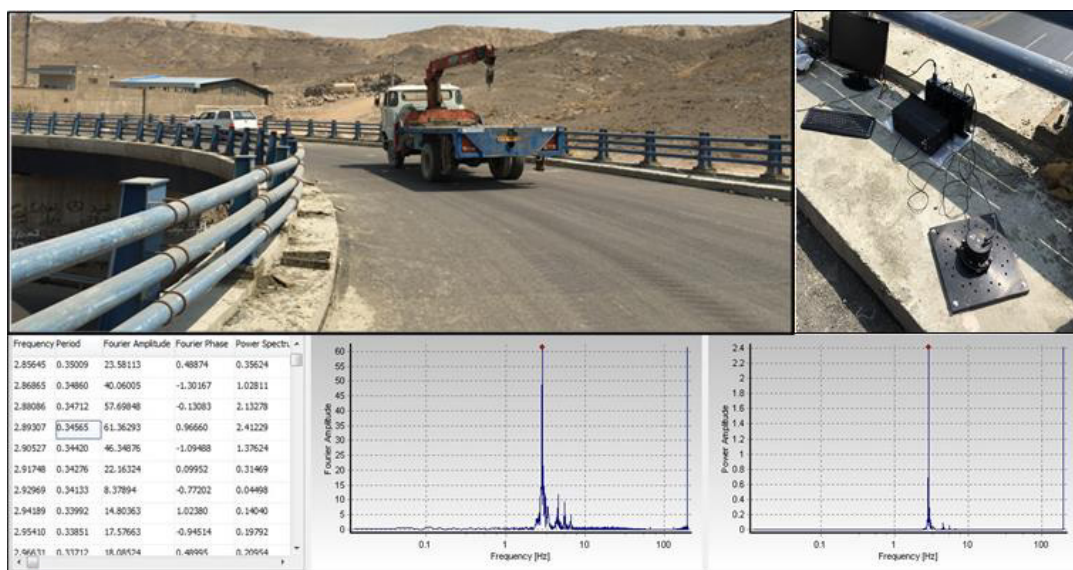
در این مقاله جهت مدل سازی و تحلیل از نرم افزار *opensees* استفاده شد [۲۷]. این نرم افزار دارای المان ها و مصالح متنوع جهت مدل سازی مناسب بوده و تحلیل تاریخچه زمانی پل های مورد نظر در این نرم افزار امکان پذیر می باشد. تغییر پارامترهای مربوط به پیکره بندی پل ها در این نرم افزار قابل انجام است. مدل به دست آمده در این نرم افزار یک مدل سه بعدی از پل های دارای قوس افقی بوده و شامل کوله، ستون، عرشه، کلید برشی و تکیه گاه الاستومری است. به دلیل هزینه های بالای ساخت پل دارای قوس افقی و ابعاد بزرگ این سازه، کار آزمایشگاهی مناسب این تحقیق تاکنون انجام نگرفته است. از این رو، جهت اطمینان از رفتار واقعی پل، رفتار اجزاء پل به صورت جداگانه در این تحقیق مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور

پاسخ ستون به عنوان مهم ترین المان پل که حین زلزله دارای رفتار غیرخطی می باشد به وسیله یک کار آزمایشگاهی صحت سنجی گردید. عرشه پل نیز به وسیله یک آزمون میدانی صحت سنجی گردید و در نهایت کوله پل بر اساس دستورالعمل آیین نامه *Caltrans* مدل سازی شد [۲۸].

۴-۱- رو سازه

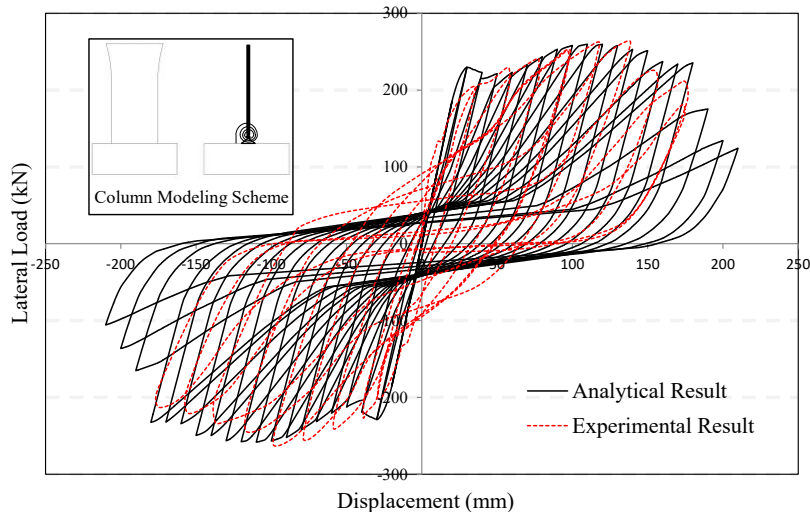
عرشه پل های مورد بررسی از نوع صندوقچه ای فولادی است. عرشه مقطع صندوقچه ای از طرفی دارای مقاومت پیچشی و خمشی بالایی بوده و از طرف دیگر به نحوی مناسب جلوی کمانش موضعی مقطع گرفته شده است، لذا با استفاده از مشخصات مقطع، مدل سازی عرشه به صورت خطی و سه بعدی و با استفاده از مدل ستون فقراتی و المان *elasticBeamColumn* صورت پذیرفت. جرم عرشه نیز به صورت متمرکز در طول المان عرشه توزیع گردید.

به منظور صحت سنجی مدل نرم افزاری عرشه یک آزمایش میدانی انجام گرفت. به دلیل عدم امکان انجام آزمون میدانی بر روی پل های مورد بررسی، آزمون میدانی بر روی یک پل *U-Turn* انجام گرفت که از نظر نوع عرشه و سایر اجزاء سازه ای مشابه پل های مورد بررسی بود. این پل دارای سه دهانه و عرشه آن از نوع صندوقچه ای فولادی می باشد. در شکل ۳ تصویر آزمایش میدانی پل انتخابی به همراه نتایج رکورد شده توسط دستگاه شتاب نگاشت نمایش داده شده



شکل ۳. آزمون میدانی پل دارای قوس افقی

Fig. 3. Field test of a curved horizontally curved bridge



شکل ۴. نتایج صحت‌سنجی و مدل‌سازی ستون
Fig. 4. Verification results and modeling of column

برای صحت‌سنجی ستون از کار آزمایشگاهی انجام شده در تحقیق کیم و همکاران [۳۰] استفاده شده است. منحنی چرخه‌ای تک‌ستون لاغر در پل‌ها دچار لاغر شدگی می‌گردد لذا رفتار غیرخطی ستون به‌وسیله یک فنر بدون طول در پای ستون و با استفاده از مصالح uniaxialMaterial Pinching4 مدل گردید. برای این منظور ابتدا ظرفیت خمشی مقطع با استفاده از نرم‌افزار SAP بدست آمد. بر این اساس ظرفیت خمشی مقطع $M_y = 73e6 \text{ kg.cm}$ و $M_p = 133e6 \text{ kg.cm}$ و انحناء متناظر با آن به ترتیب $\phi_y = 6.79e-6$ و $\phi_p = 1.24e-5$ بدست آمد. سپس بر اساس مقادیر ظرفیت بدست آمده منحنی غیرخطی ممان-دوران هر ستون با توجه به ارتفاع ستون بدست آمد و به دو فنر پای آن ستون اختصاص داده شد. همان‌طور که در شکل ۴ نمایش داده شده است، صحت‌سنجی رفتار کلی ستون مدل شده نشان داده است که رفتار ترکیبی المان خطی و فنر غیرخطی مشابه رفتار واقعی ستون خواهد بود و دو منحنی از نظر لاغرشدگی، مقاومت، سختی بارگذاری و باربرداری مطابقت خوبی با یکدیگر دارند.

از دیگر اجزاء زیر سازه‌ی پل کوله است. کوله پل از اجزاء مختلفی نظیر backfill، wingwalls، backwall و کلید برشی تشکیل شده است. در فلسفه طراحی پل، The backwall المان فداشونده است که طراحی آن جهت شکست در حین زلزله و میرا نمودن بخشی از نیروی دینامیکی صورت می‌پذیرد [۲۸، ۳۱]. پل‌های مورد بررسی در این تحقیق در یک انتها بر روی کوله و در انتهای

است. پرپود غالب پل با استفاده از نتایج آزمایش ۰/۳۴۶ ثانیه به دست آمد که بسیار به مقدار پرپود ۰/۳۴۲ ثانیه به‌دست‌آمده توسط نرم‌افزار نزدیک است (شکل ۳).

۲-۴- زیر سازه

زیر سازه پل شامل ستون‌ها، کوله و تکیه‌گاه‌های الاستومری است. در پل‌هایی مشابه دو پل مورد مطالعه در این تحقیق، ستون‌ها عضو جابه‌جایی کنترل می‌باشد، در نتیجه مهم‌ترین المان این نوع از پل‌ها به حساب می‌آیند. فلسفه طراحی ستون‌های پل به این صورت است که تحت زمین‌لرزه‌های قوی وارد ناحیه غیرخطی شوند. ستون پل‌ها با توجه به نسبت ارتفاع و عرض خود یک المان لاغر به حساب می‌آیند، بر این اساس ستون‌های تکی معمولاً رفتار خمشی خواهند داشت و مکانیزم آسیب آن‌ها تشکیل یک مفصل پلاستیک در تراز پایه است [۲۹].

تمامی ستون‌های دو پل مورد بررسی، مشابه هم می‌باشند و فقط از نظر ارتفاع با یکدیگر متفاوت می‌باشند. در شکل ۴ نحوه مدل‌سازی ستون و نتایج آزمایشگاهی و عددی جهت مقایسه نمایش داده شده است. ستون در این تحقیق با استفاده از المان elasticBeamColumn و به‌صورت خطی مدل‌سازی شده و رفتار غیرخطی ستون به یک فنر بدون طول در پای ستون اختصاص یافته است.

$$K_{abut} = 14.35 \frac{\text{kN/mm}}{m} \times w \times \left(\frac{h}{1.7}\right) (\text{m, kN}) \quad (1)$$

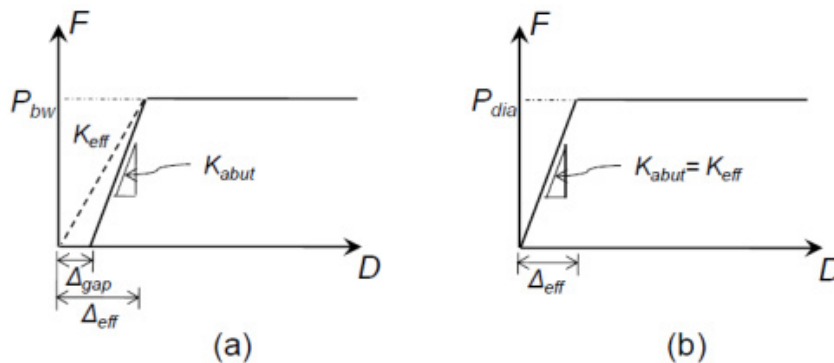
عرشه در محل کوله و ستون‌ها بر روی تکیه‌گاه‌های الاستومری قرار می‌گیرد، جهت شبیه‌سازی جابه‌جایی جانبی عرشه پل بر روی این تکیه‌گاه‌ها از المان صحت‌سنجی شده HDR استفاده شده است [۳۲]. این المان علاوه بر شبیه‌سازی جابه‌جایی جانبی، رفتار تکیه‌گاه الاستومری را در دیگر درجات آزادی شبیه‌سازی می‌نماید (شکل ۶).

۵- آنالیز

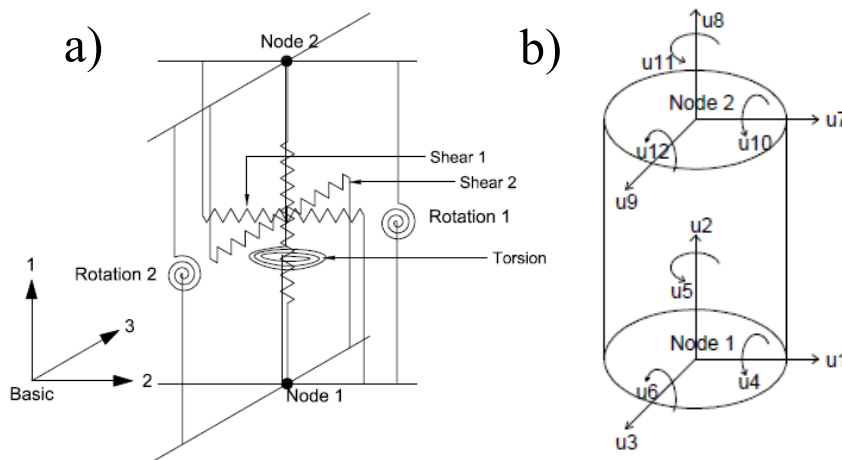
بر اساس توضیحات فوق مدل‌های نرم‌افزاری دو پل مورد بررسی به دست آمد و سپس تحت دسته رکوردهای انتخابی تحلیل تاریخچه زمانی شد. دوره تناوب و شکل مودی مربوط به ۴ مود اول این دو پل در شکل ۷ نمایش داده شده است.

دیگر بر روی ستون قرار گرفته‌اند. کوله‌ها دارای کلید برشی ضعیفی می‌باشند و عرشه در انتهای دیگر خود تنها در یک راستای جانبی مهار شده است. برای مدل‌سازی کوله از فنرهای بدون طول استفاده شده است. backwall کوله با استفاده از gap elements مدل شد تا از طرفی امکان شبیه‌سازی رفتار غیرخطی آن فراهم باشد و هم بتوان تأخیر در باربری ناشی از درز انبساط را مدل نمود. مقاومت اولیه و سختی این فنرهای بدون طول بر اساس توصیه آیین‌نامه Caltrans [۲۸] تعیین و اختصاص یافت. منحنی رفتار غیرخطی نشیمنگاه و دیافراگم کوله بر اساس آیین‌نامه Caltrans به صورت شکل ۵ می‌باشد.

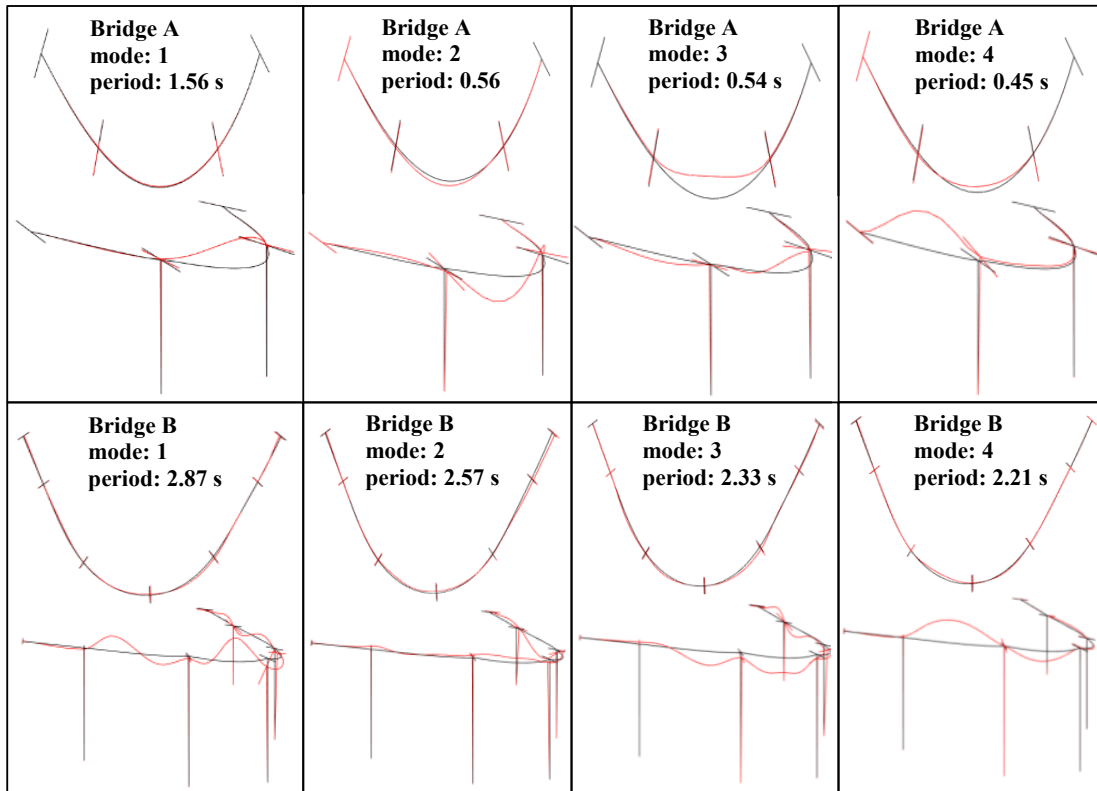
مقدار سختی کوله موجود در شکل ۵ را می‌توان با استفاده از رابطه (۱) محاسبه نمود که در این تحقیق نیز بر اساس شرایط تکیه‌گاهی هر یک از کوله‌ها محاسبه گردید.



شکل ۵. منحنی رفتار غیرخطی (a) نشیمنگاه کوله و (b) دیافراگم کوله بر اساس آیین‌نامه Caltrans
Fig. 5. Nonlinear Behavior Curve of (a) seat and (b) diaphragm of abutment based on Caltrans



شکل ۶. مدل نرم‌افزاری تکیه‌گاه الاستومری (a) فنرهای شبیه‌ساز حرکت تکیه‌گاه (b) مدل فیزیکی تکیه‌گاه
Fig. 6. Elastomeric bearing software model (a) Analytical model (b) Physical model



شکل ۷. دوره تناوب و شکل مودی ۴ مود اول دو پل A و B
 Fig. 7. Periods and shape modes of the first four modes of the bridges A and B

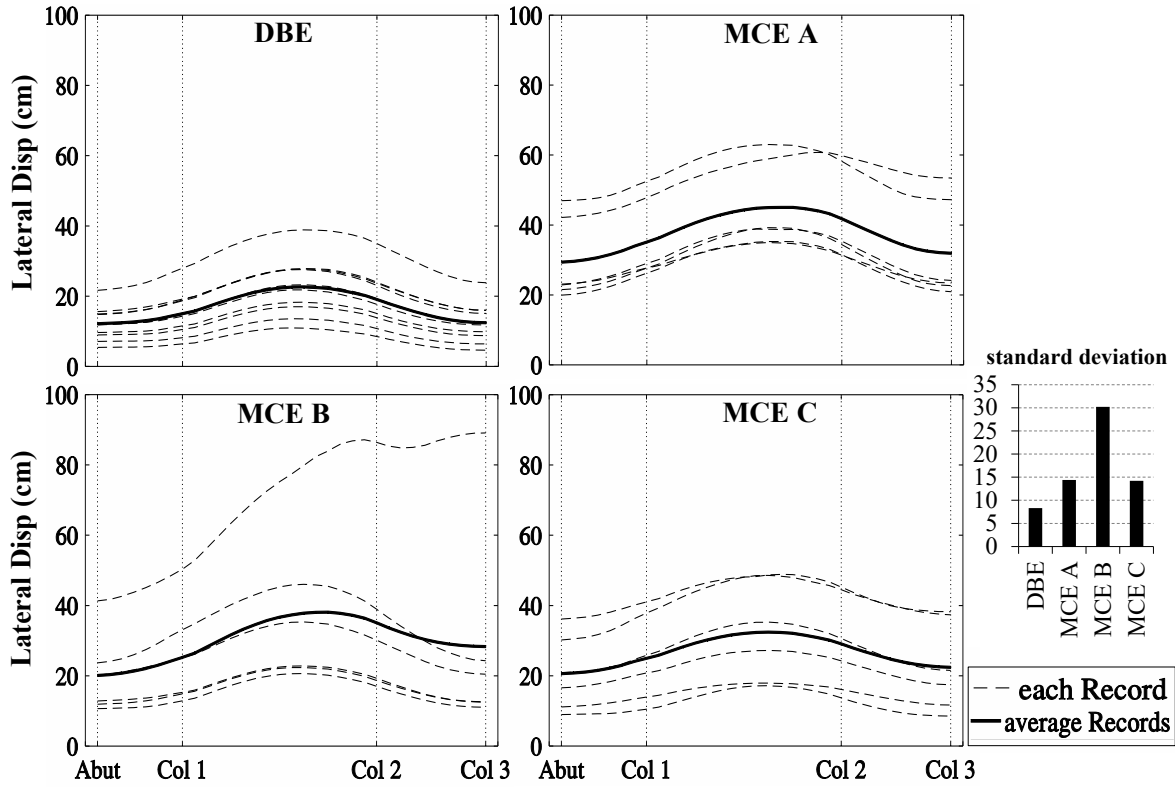
سه دسته رکورد DBE، MCE A، MCE B، MCE C با استفاده از خط ممتد نمایش داده شده است. علاوه بر این نتایج مربوط به هر یک از رکوردها نیز با استفاده از خط چین نمایش داده شده است. محور قائم این منحنی تغییر مکان جانبی عرشه این پل به سانتی‌متر و محور افقی ستون‌های میانی پل را نمایش می‌دهد.

با توجه به شکل ۸ و همان‌طور که جابه‌جایی ۲۰۰ سانتی‌متر به‌عنوان معیار فروریزش تعیین شد، هیچ‌یک از منحنی‌های پاسخ پل A تحت دسته رکوردهای اعمالی به حد فروریزش نمی‌رسد. نکته حائز اهمیت آن است که تحت دسته رکورد طراحی پاسخ جابه‌جایی جانبی در طول پل تقریباً قرینه بوده و بیشترین جابه‌جایی در دهانه میانی پل رخ می‌دهد، این در حالی است که تحت دسته رکوردهای نزدیک گسل پاسخ ابتدا و انتهای پل تقریباً متفاوت است و در انتهای پل رمپی (انتهای قرارگرفته روی سرستون) پاسخ افزایش می‌یابد. این امر را می‌توان نشان‌دهنده تمایل پل به دوران حول محل تماس با کوله دانست. نتایج نشان می‌دهد که در حوزه نزدیک گسل پاسخ پل A نسبت به تغییر پارامترهای نزدیک گسل تأثیرپذیری خواهد داشت، به‌نحوی که تغییر این پارامترها هم باعث تغییر کلی پاسخ و

تحقیقات گذشته نشان داده است که تقاضای دورانی عرشه حول محور قائم در پل‌های دارای قوس افقی به میزان چشم‌گیری افزایش می‌یابد [۲۶، ۲۵] و این امر سبب تشدید این مکانیزم آسیب خواهد شد. زمین‌لرزه‌های پیشین نظیر نورث‌ریچ ۳۷۳ [۳۳] و وینچوان ۱۳۸۷ [۸] نشان دادند که سقوط عرشه در اثر شکست کلید برشی و شکست پیچشی ستون (در پل‌های تک‌ستون) دو مکانیزم اصلی آسیب این دسته از پل‌ها می‌باشد، لذا پاسخ جابه‌جایی جانبی عرشه و لنگر پیچشی ستون‌ها به‌عنوان نماینده پاسخ سازه در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. عرض سرستون پل‌های مورد بررسی ۴۰۰ سانتی‌متر است، بنابراین با جابه‌جایی عرشه به میزان ۲۰۰ سانتی‌متر مرکز ثقل عرشه از روی سرستون خارج می‌گردد می‌تواند منجر به واژگونی عرشه از روی ستون گردد، لذا جابه‌جایی جانبی ۲۰۰ سانتی‌متری عرشه با توجه به یکسان بودن تمام ستون‌ها به عنوان معیار فروریزش عرشه پل در نظر گرفته شده است.

۵-۱- بررسی سقوط عرشه در پل A

در شکل ۸ میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی عرشه پل A برای



شکل ۸. میانگین حداکثر جابه‌جایی جانبی عرشه پل A
 Fig. 8. Average maximum lateral displacement of deck for Bridge A

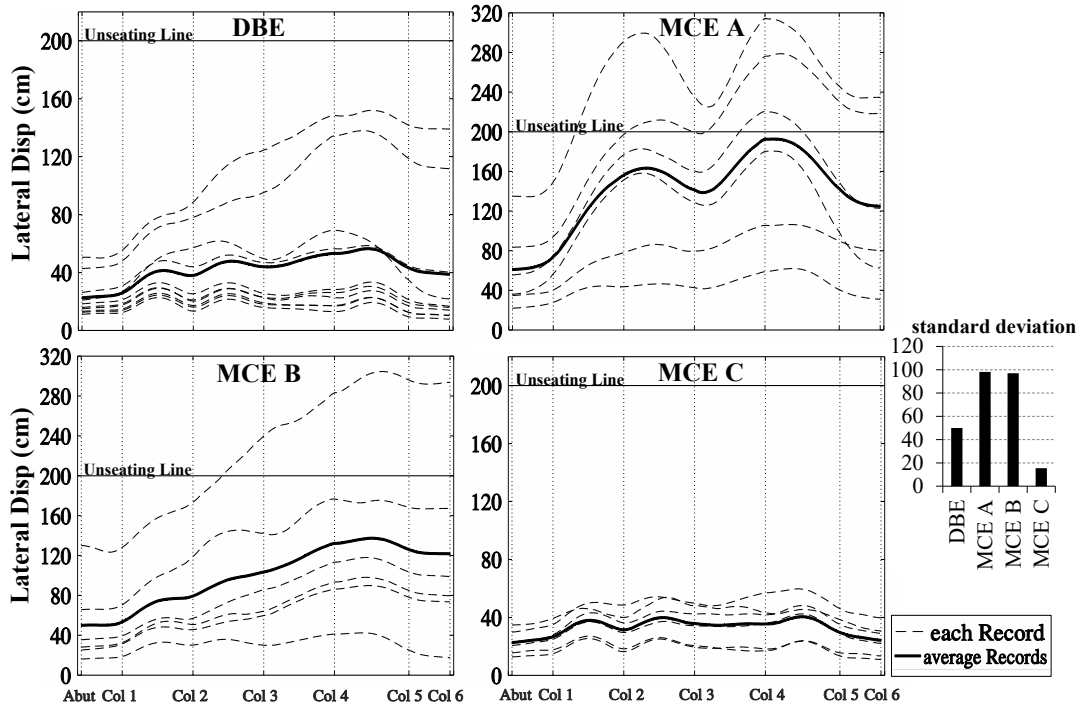
مربوط به هر یک از رکوردها نیز با استفاده از خط‌چین نمایش داده شده است. محور قائم این منحنی تغییر مکان جانبی عرشه این پل به سانتی‌متر و محور افقی ستون‌های میانی پل را نمایش می‌دهد.

بر اساس نتایج به‌دست آمده در شکل ۹ با افزایش طول پل، پاسخ جابه‌جایی جانبی عرشه پل B در مقایسه با پل A تحت دسته رکوردهای DBE، MCE A، MCE B، MCE C و به ترتیب ۲/۴، ۴/۳، ۳/۶ و ۱/۲۵ برابر می‌گردد. نکته دیگر آن است که انحراف معیار نتایج نیز تحت دسته رکورد MCE A حدوداً ۷ برابر می‌شود، در حالی که این افزایش در MCE B و MCE C به ترتیب ۳/۲ و ۱/۳ برابر است، بنابراین با افزایش طول پل تأثیر پارامتر T_p بر تغییر پاسخ پل به نحو چشم‌گیری افزایش می‌یابد. نتایج پاسخ پل‌ها تحت دسته رکورد MCE C نشان می‌دهد که تأثیر تغییر بزرگای زلزله نزدیک گسل بر پاسخ سازه ناچیز است. همچنین تغییرات PGV بیشترین تأثیر را برافزایش پتانسیل دوران خواهد داشت با این تفاوت که در پل B پتانسیل دوران عرشه تحت دسته رکورد سطح طراحی نیز افزایش

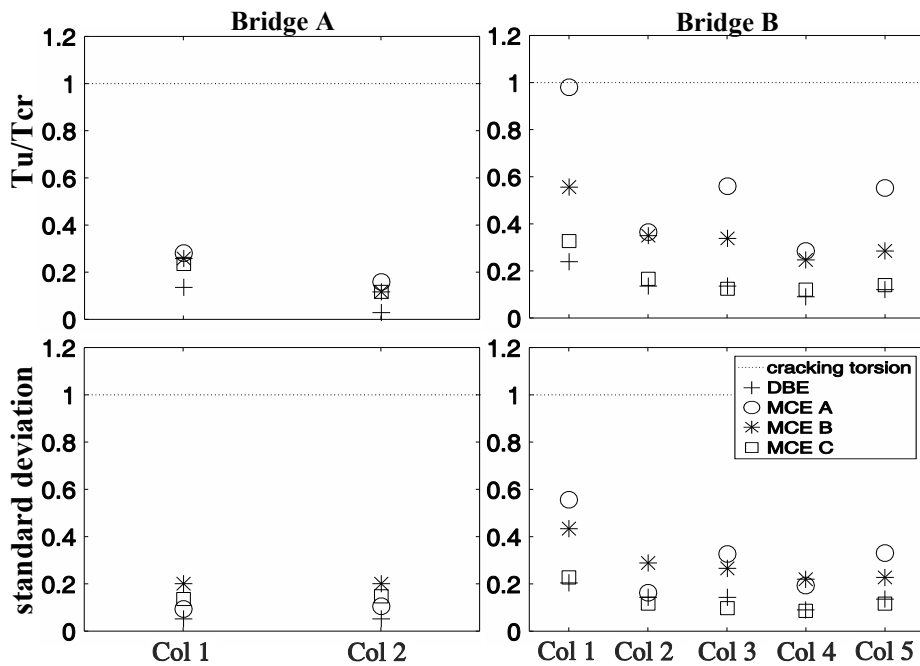
هم باعث تغییر پاسخ ابتدا و انتهای پل می‌گردد، لذا تغییر پارامترهای نزدیک گسل بر روی افزایش تقاضا پاسخ جابه‌جایی جانبی و همچنین دوران عرشه پل مؤثر است. تحت دسته رکورد MCE B بیشترین مقادیر انحراف از معیار به دست می‌آید، بنابراین تغییرات PGV بیشترین تأثیر را بر پاسخ پل A خواهد داشت. به‌بیان دیگر با تغییر پارامتر PGV در این دسته رکورد بیشترین تغییرات را در پاسخ رکوردها شاهد هستیم که خود بیانگر میزان اثرگذاری این پارامتر بر تغییر پاسخ در مقایسه با پارامترهای دیگر می‌باشد. میانگین حداکثر جابه‌جایی جانبی عرشه پل و انحراف از معیار آن در حوزه نزدیک گسل در مقایسه با نتایج سطح طراحی به ترتیب در حدود ۱/۶۶ و ۲/۳۷ برابر می‌شود.

۵-۲- بررسی سقوط عرشه در پل B

در شکل ۹ میانگین حداکثر تغییر مکان جانبی عرشه پل B برای سه دسته رکورد DBE، MCE A، MCE B، MCE C و به ترتیب استفاده از خط ممتد نمایش داده شده است. علاوه بر این نتایج



شکل ۹. میانگین حداکثر جابه‌جایی جانبی عرشه پل B
 Fig. 9. Average maximum lateral displacement of deck for Bridge B



شکل ۱۰. میانگین حداکثر لنگر پیچشی ستون‌های میانی پل A و B (به همراه انحراف معیار نتایج)
 Fig. 10. Mean maximum torsional of middle columns of bridges A and B (with results of standard deviation)

میانگین حداکثر جابه‌جایی جانبی عرشه پل و انحراف از معیار آن در حوزه نزدیک گسل در مقایسه با نتایج سطح طراحی به ترتیب در حدود ۲/۱۶ و ۱/۴ برابر می‌شود.

می‌یابد. بطوری‌که تحت دسته رکورد MCE A و MCE B پاسخ انتهایی عرشه (قرار گرفته بر روش سرستون) نسبت به پاسخ ابتدا عرشه (قرار گرفته بر روش کوله) به ترتیب ۲ و ۲/۴ برابر می‌گردد.

۵-۳- بررسی آسیب وارده به ستونها

در شکل ۱۰ میانگین حداکثر لنگر پیچشی ستون‌های میانی پل A و B به همراه انحراف معیار نتایج برای سه دسته رکورد DBE، MCE A، MCE B و MCE C نمایش داده شده است. محورهای قائم در این شکل مقادیر لنگر پیچشی ستون‌ها و محور افقی ستون‌های میانی پل را نمایش می‌دهد. به جهت امکان بررسی بهتر نتایج، مقادیر حداکثر لنگر پیچشی روی ستون‌ها به مقدار لنگر پیچشی بحرانی (ترک‌خوردگی) مقطع نرمال شده است.

همانند نتایج تغییر مکان جانبی عرشه در اینجا نیز نتایج نشان‌دهنده آن است که در پل A پاسخ ستون‌ها بسیار محافظه‌کارانه است. با افزایش طول پل و در پل B نتایج به‌ویژه در حوزه نزدیک گسل افزایش قابل‌توجهی می‌یابد، در ستون اول پل‌ها لنگر پیچشی برای دسته رکوردهای DBE، MCE A، MCE B و MCE C به ترتیب در حدود ۱/۷۸، ۳/۵، ۲/۲ و ۱/۴ برابر افزایش می‌یابد و به‌طور میانگین افزایش پاسخ در حوزه نزدیک گسل در حدود ۲/۳۷ برابر است. یکی از نکات حائز اهمیت این نتایج بیشتر بودن پاسخ ستون اول پل‌ها (ستون مجاور کوله) است که با افزایش طول پل مقدار آن در مقایسه با دیگر ستون‌ها بیشتر افزایش می‌یابد، این امر را می‌توان نشان‌دهنده افزایش تقاضا دوران عرشه پل حول نشیمنگاه کوله دانست. بنابراین با افزایش طول پل رمپی تقاضا برای دوران عرشه حول محور قائم و از محل نشیمنگاه کوله افزایش می‌یابد.

در مقایسه نتایج انحراف معیار پل A و B مشاهده می‌شود که با افزایش طول پل اولاً انحراف معیار تحت دسته رکوردهای MCE A و MCE B بیشترین افزایش را دارد و ثانیاً هر چه ستون‌ها به کوله نزدیک‌تر باشند انحراف معیار آن‌ها بیشتر افزایش می‌یابد. بنابراین به ترتیب تغییر پارامترهای PGV و T_p بیشترین تأثیر را بر افزایش پاسخ ستون‌ها و افزایش پتانسیل دوران عرشه حول نشیمنگاه کوله خواهد داشت.

۶- نتیجه‌گیری

همان‌طور که عنوان شد زمین‌لرزه‌های پیشین نشان داده است که بیشترین آسیب وارده به پل‌های دارای قوس افقی در اثر تشدید مود دورانی عرشه بوده است [۷-۹، ۲۸] که موجب مکانیزم‌های آسیبی نظیر سقوط عرشه و شکست پیچشی ستون این پل‌ها شده

است. لذا نتایج به‌دست آمده در این تحقیق می‌تواند نماینده خوبی از پاسخ پل‌های دارای قوس افقی باشد. لذا یافته‌های به‌دست آمده را می‌توان به‌صورت زیر برشمرد:

۱) افزایش طول پل‌های دارای قوس افقی سبب افزایش قابل‌توجه تقاضا دوران عرشه می‌گردد، به‌نحوی که در این تحقیق با افزایش طول پل از ۸۰ تا ۲۷۰ متر پتانسیل دوران عرشه تحت دسته رکورد DBE و MCE به ترتیب در حدود ۷۸٪ و ۱۳۷٪ افزایش می‌یابد. علاوه بر این، نتایج بیانگر علاقه دوران عرشه پل رمپی حول تکیه‌گاه کوله خود هست لذا پتانسیل سقوط عرشه در انتهای دیگر پل بسیار بیشتر هست.

۲) بررسی تأثیر سه پارامتر اصلی زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل بر پاسخ پل‌های دارای قوس افقی نشان داده است که تغییر پارامتر PGV در زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل بیشترین تأثیر را بر پاسخ این نوع از پل‌ها دارد. بنابراین از بین سه پارامتر اصلی زلزله حوزه نزدیک گسل، مقدار PGV مهم‌ترین نقش را در پاسخ حوزه نزدیک پل‌های دارای قوس افقی ایفا می‌نماید.

۳) بر اساس نتایج بدست آمده، تأثیر پارامتر T_p بر پاسخ پل‌های دارای قوس افقی با افزایش طول پل به میزان چشم‌گیری افزایش می‌یابد. در واقع با افزایش طول پل‌های دارای قوس افقی، دوره تناوب آن‌ها نیز افزایش می‌یابد و به فرکانس غالب زلزله نزدیک می‌شوند. از این‌رو، تأثیر پارامتر T_p بر پاسخ، با افزایش طول پل افزایش می‌یابد.

۴) زمین‌لرزه‌های پیشین نشان داده است که بیشترین آسیب وارده به پل‌های دارای قوس افقی در اثر تشدید مود دورانی عرشه بوده است که موجب سقوط عرشه و شکست پیچشی ستون این پل‌ها شده است. بر این اساس و با توجه به مقادیر کم پاسخ به‌دست آمده تحت دسته رکورد DBE می‌توان طراحی این نوع پل را تا حدودی غیراقتصادی دانست و لزوم بازنگری بر مبانی طراحی این پل‌ها را احساس نمود.

مراجع

- [1] J.R. Association, Specifications for highway bridges, part V Seismic design, (28 (2002).
- [2] P.C. Jennings, Engineering features of the San Fernando earthquake of February 1971), (9, 1971).

- box-girder bridge: Jacksonville, Florida, Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, (186-178 (2004) (1892).
- [14] D. Huang, Full-scale test and analysis of a curved steel-box girder bridge, *Journal of Bridge Engineering*, (5)13 500-492 (2008).
- [15] P.G. Somerville, N.F. Smith, R.W. Graves, N.A. Abrahamson, Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity, *Seismological Research Letters*, 222-199 (1997) (1)68.
- [16] P.G. Somerville, Magnitude scaling of the near fault rupture directivity pulse, *Physics of the earth and planetary interiors*, 212-201 (2003) (4-1)137.
- [17] P. Spudich, B.S. Chiou, R. Graves, N. Collins, P. Somerville, A formulation of directivity for earthquake sources using isochrone theory, *US Geol. Surv. Open-File Rept*, 54 (2004) 1268.
- [18] J.W. Baker, Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis, *Bulletin of the Seismological Society of America*, -1486 (2007) (5)97 1501.
- [19] M. Sasani, V. Bertero, Importance of severe pulse-type ground motions in performance-based engineering: historical and critical review, in: *WORD CONFERENCE ON EARTHQUAKE ENGINEERING*, 2000.
- [20] V. Phan, M.S. Saiidi, J. Anderson, H. Ghasemi, Near-fault ground motion effects on reinforced concrete bridge columns, *Journal of structural engineering*, (2007) (7)133 989-982.
- [21] P.G. Somerville, Development of ground motion time histories for phase 2 of the FEMA/SAC steel project, SAC Joint Venture, 1997.
- [22] P. Kaviani-jopari, Performance-based seismic assessment of skewed bridges, University of California, Irvine, 2011.
- [23] K.R. Mackie, K.J. Cronin, B.G. Nielson, Response sensitivity of highway bridges to randomly oriented multi-component earthquake excitation, *Journal of Earthquake Engineering*, 876-850 (2011) (6)15.
- [24] A. Ghorbarah, W. Tso, Seismic analysis of skewed [3] R.R. Wakefield, A.S. Nazmy, D.P. Billington, Analysis of seismic failure in skew RC bridge, *Journal of Structural Engineering*, 986-972 (1991) (3)117.
- [4] B. Singh, S. Chakraverty, Flexural vibration of skew plates using boundary characteristic orthogonal polynomials in two variables, *Journal of sound and vibration*, (2)173 178-157 (1994).
- [5] G. Watanabe, K. Kawashima, Effectiveness of cable-restrainer for mitigating rotation of a skewed bridge subjected to strong ground shaking, in: *13th world conference on earthquake engineering*, 2004, pp. 6-1.
- [6] Y. Zuo, G. Sun, H. Li, Response analysis of curved bridge with unseating failure control system under near-fault ground motions, in: *IOP Conference Series: Earth and Environmental Science*, IOP Publishing, 2018, pp. 022065.
- [7] E.V. Monzon, C. Wei, I.G. Buckle, A. Itani, Seismic response of full and hybrid isolated curved bridges, in: *Structures Congress 2012*, 2012, pp. 612-603.
- [8] W. Yen, G. Chen, M. Yashinsky, Y. Hashash, C. Holub, K. Wang, X. Guo, Bridge Lessons Learned from the Wenchuan, China, Earthquake, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (108-102 (2010) (2202).
- [9] M. Abbasi, M.A. Moustafa, Effect of Shear Keys on Seismic Response of Irregular Bridge Configurations, *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (165-155 (2017) (2642).
- [10] M. Amjadian, A. Agrawal, Torsional response of horizontally curved bridges subjected to earthquake-induced pounding, in: *16th World Conference on Earthquake Engineering*, 2017.
- [11] A. Banerjee, A. Chanda, R. Das, Seismic analysis of a curved bridge considering deck-abutment pounding interaction: an analytical investigation on the post-impact response, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 290-267 (2017) (2)46.
- [12] C. Heins, W.H. Lee, Curved box-girder bridge test: field test, *Journal of the Structural Division*, -317 (1981) (2)107 327.
- [13] D. Huang, Field test and rating of Arlington curved-steel

- 589-577 (2015) 100.
- [30] J.K. Kim, I.-H. Kim, H.-W. Lim, J.-H. Lee, J.-H. Lee, Cyclic Loading Test of Bridge Pier Models without Seismic Detailing, in: Eighth East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction, Singapore, Singapore, 2001.
- [31] M.N. Priestley, F. Seible, G.M. Calvi, Seismic design and retrofit of bridges, John Wiley & Sons, 1996.
- [32] A. Shamsabadi, M. Kapuskar, G.R. Martin, Three-dimensional nonlinear finite-element soil-abutment structure interaction model for skewed bridges, in: Fifth National Seismic Conference on Bridges & Highways, 2006.
- [33] J.D. Cooper, I.M. Friedland, I.G. Buckle, R.B. Nimis, N. McMullin Bobb, The Northridge earthquake: progress made, lessons learned in seismic-resistant bridge design, Public Roads, 1994) (1)58).
- highway bridges with intermediate supports, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 248-235 (1973) (3)2.
- [25] A. Abdel-Mohti, G. Pekcan, Seismic response of skewed RC box-girder bridges, Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 426-415 (2008) (4)7.
- [26] J.Y. Meng, E.M. Lui, Seismic analysis and assessment of a skew highway bridge, Engineering Structures, (11)22 1452-1433 (2000).
- [27] F. McKenna, G. Fenves, M. Scott, Open system for earthquake engineering simulation, University of California, Berkeley, CA, (2000).
- [28] S. Caltrans, Caltrans seismic design criteria version 1.6, California Department of Transportation, Sacramento, (2010).
- [29] M. Khanmohammadi, S. Heydari, Seismic behavior improvement of reinforced concrete shear wall buildings using multiple rocking systems, Engineering Structures,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

S. Heidari, M. Gerami, Investigating the Effect of Near-Fault Earthquake Parameters on the Behavior of Horizontally Curved Bridges, Amirkabir J. Civil Eng., 53(1) (2021) 247-260.

DOI: [10.22060/ceej.2018.14386.5640](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.14386.5640)

