

# Effect of in-plane Arc Angle on Seismic Behavior and Structural Characteristics of Deck and Pillar of Reinforced Concrete Bridges

Malihe Rajabi

MS Graduated, Faculty of Civil engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Mohammad Kazem Sharbatdar\*

Professor, Faculty of Civil engineering, Semnan University, Semnan, Iran  
msharbatdar@semnan.ac.ir

## Abstract

Irregular bridges are bridges that have a complicated dynamic behavior due to differences in the height of the columns, the angularity of the deck with an abutment or the horizontally curved bridges under earthquake, which influenced the magnitude and type of damage by the earthquake in them is different. Two parameters of the arc angle and the height of the bases are essential factors in the seismic analysis of horizontally curved bridges. In this paper, the effect of the arc angle on the seismic vulnerability of horizontally curved reinforced concrete bridges was studied. For this purpose, eight bridges with different arc angles (0, 15, 30, 45, 60, 75, 90, 105 degrees) were designed and simulated in CSiBridge software. They were analyzed as nonlinear dynamic with eight different earthquake records of Northridge, Loma Prieta, Landesr, Kocaeli, Imperial Valley and Cape Mendocino. The effect of the arc angles on performance parameters such as the amount of rotation of plastic hinge, base shear and deck displacement in two directions of longitudinal and transverse were investigated. The results showed that by increasing the arc angle from zero to 105 degree, the amount of rotation of plastic hinges of the columns was increased by 16% compared to the straight bridge. Also, the results showed that the performance level of consecutive bridges and arch bridges up to an angle of 75 degrees was categorized in the immediate occupancy level (IO), but the bridges with angles of 90 and 105 degree were categorized at the life safety level (LS). Also, the study of the effect of the arc angle on the base shear indicated that the maximum base shear was obtained at 75 degrees with a 33% increase compared to the straight bridge.

**Keywords:** Arc concrete bridge, Seismic damage, Dynamic time history analysis, angle, CSi Bridge software.

---

## \* Corresponding Author

Rajabi, M., Sharbatdar, M. Effect of Arc Angle in Plan on Seismic Behavior and structural Characteristics of Deck and Pillar of Reinforced Concrete Bridges. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2021; 6(2): 1-25.  
<http://doi.org/10.30478/jcsm.2021.293736.1211>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

# بررسی تأثیر زاویه قوس در پلان بر رفتار لرزه ای و خصوصیات سازه ای

## عرشه و پایه های پل های بتن مسلح

دریافت مقاله: ۱۴۰۰-۰۴-۱۵

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰-۰۸-۰۸

ملیحه رجبی

دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

محمد کاظم شربندار

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

[msharbatdar@semnan.ac.ir](mailto:msharbatdar@semnan.ac.ir)

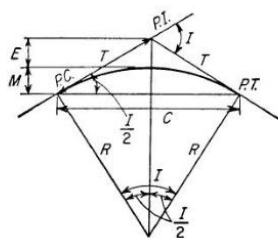
(نویسنده مسئول)

چکیده:

پل های نامنظم به دلیل اختلاف ارتفاع پایه ها، زاویه دار بودن عرشه با کوله و یا قوسی بودن عرشه تحت تحریکات ناشی از زلزله رفتار پیچیده دینامیکی دارند که موجب می شود میزان و نوع آسیب ناشی از زلزله در آنها متفاوت باشد و دو پارامتر زاویه قوس و ارتفاع پایه ها از عوامل بسیار مهم در تحلیل لرزه ای پل های قوسی هستند. در این مقاله اثر زاویه قوس در پلان بر آسیب پذیری لرزه ای پل های بتن آرمه بررسی شده و ۸ پل با زوایای قوس متفاوت در نرم افزار CSi Bridge طراحی و مدل سازی شدند و سپس با اعمال ۸ شتاب نگاشت همپایه شده مختلف تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفت و میزان دوران مفصل خمیری، برش پایه و جابجایی عرشه در دو جهت طولی و عرضی بدست آمدند. نتایج بدست آمده نشان داد که با افزایش زاویه قوس از صفر به ۱۰۵ درجه، میزان دوران مفصل خمیری ستون ها تا ۱۶ درصد افزایش یافت. ضمناً پل مستقیم و پل های قوسی تا زاویه قوس ۷۵ درجه در سطح عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه قرار گرفتند اما پل های با زاویه قوس ۹۰ و ۱۰۵ درجه، در سطح عملکرد ایمنی جانی قرار داشتند. میزان برش پایه در پل های دارای قوس در پلان نیز از مقادیر مربوطه در پل مستقیم بالاتر بود و بیشترین برش پایه در پل با زاویه ۷۵ درجه به میزان ۳۳ درصد افزایش بیش از پل مستقیم بود. کلمات کلیدی: پل بتن قوسی، آسیب لرزه ای، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی، زاویه، نرم افزار CSi Bridge.

## ۱- مقدمه

ایجاد گذرگاه و پل برای عبور از دره ها و رودخانه ها از قدیمی ترین فعالیت های بشر به شمار می رود و در پل های قدیمی عموماً از مصالح موجود در طبیعت مانند چوب و سنگ و الیاف گیاهی استفاده می شد [۱]. عموماً شالوده و پایه های پل زیرسازه و سیستم خمشی عبورگاه (عرشه) روسازه نامیده می شود و پل ها را می توان با توجه به روش ساخت، کاربرد، طول دهانه و یا مصالح مورد استفاده تقسیم بندی کرد [۲]. بر اساس نشریه ۴۶۳ سازمان برنامه و بودجه کشور، پل ها به لحاظ شکل به دو گروه منظم و نامنظم تقسیم بندی می شوند، پل های منظم پل هایی هستند که تعداد دهانه ها ۶ یا کمتر بوده و زاویه قوس پل در پلان مانند شکل ۱ مساوی یا کمتر از ۹۰ درجه باشد (اگر دوخط عمود بر مماسها ترسیم شود زاویه بین این دوخط عمود همان زاویه قوس افقی خواهد بود)، نسبت طول دهانه های متوالی کمتر از ۲ باشد، و نسبت سختی پایه های متوالی میانی کمتر از ۳ باشد [۳].



شکل ۱- نحوه بدست آوردن زاویه قوس در پلان.

( $R$  شعاع قوس،  $T$  طول تانژانت،  $I$  زاویه قوس،  $M$  طول داخلی،  $E$  طول خارجی و  $PC$  نقطه تبدیل تانژانت به منحنی)

روسازه پل ها به گونه ای طراحی می گردد که بارهای ثقلی شرایط بهره برداری را به صورت کشسان منتقل نماید و در مقابل زلزله به صورت یک رابط در سیستم مقاوم در برابر زلزله عمل کند. به غیر از فرو افتادن روسازه ها، معمول ترین آسیب وارده به روسازه ها، از ضربه قطعات مجاور در محل درزهای انبساط ناشی می شود [۴]. شکست نشیمن گاه ها در یک زمین لرزه می تواند منجر به باز توزیع نیروهای داخلی گردد که می تواند بار اضافی به زیر سازه، رو سازه و یا هر دو وارد کند. بررسی های انجام شده نشان داد که تکیه گاه ها دومین عنصر سازه ای بوده اند که پس از خرابی های بزرگ زیرسازه آسیب دیده اند [۵-۶]. گسیختگی مفصل خمیری بوسیله ایجاد ترک های افقی، فروریختن هسته بتن در فشار و شکست آرماتور عرضی و کمانش آرماتور طولی و لغزش در پایه ها ایجاد می گردد. به علت کمبود فشار دورگیر کافی در سطح پارگی ناحیه وصله آرماتور، لغزش قبل از اینکه مقطع به ظرفیت خمشی نهایی برسد، رخ می دهد [۷]. خصوصیات و جزئیات سازه ای طراحی پل ها و سیر تکاملی آنها در طول سه دوره زمانی قبل از ۱۹۷۱، بین ۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰، و بعد از ۱۹۹۰ تقسیم بندی و بررسی شده اند [۸]. بعد از زلزله سال ۱۹۷۱ سن فرناندو ضرورت وجود جزئیات لرزه ای خاص برای تامین شکل پذیری در پاسخ لرزه ای پل ها ایجاد شد که نتیجه آن معرفی روش های طراحی مبتنی بر ظرفیت دراستانداردهای طراحی پل ها بود و استراتژی اصلی برای بهسازی لرزه ای، جلوگیری از فروافتادن عرشه پل ها با بکارگیری قیدهای طولی و کلیدهای برشی عرضی در محل سرستون ها، کوله ها و درزهای میانی بوده است [۹-۱۰]. با وقوع زلزله لوما پریتا در سال ۱۹۸۹ تأکید اساسی آیین نامه های جدید، روش طراحی مبتنی بر تغییرشکل یا ظرفیت بود بگونه ای که تضمین کننده یک مود گسیختگی شکل پذیر در ستون ها باشد در حالیکه بقیه اعضای پل تحت زلزله در محدوده کشسان بمانند [۱۱] و غالب گسیختگی پایه پل ها در زلزله تا اندازه ای به دوره زمانی طراحی ستون بستگی داشت [۱۲]. در ستون های دوره زمانی طراحی میانی (۱۹۷۱ تا ۱۹۹۰) که براساس روش طراحی ظرفیت طراحی شده اند گسیختگی بعلت محصورشدگی ناکافی ناحیه مفصل خمیری مانند زمین لرزه نورتریج مشاهده شد [۱۳]. پل های نامنظم تحت تحریکات ناشی از زلزله رفتار پیچیده دینامیکی دارند که موجب می شود میزان و نوع آسیب آنها ناشی از زلزله

متفاوت باشد بنابراین آسیب پذیری لرزه ای این پل ها بسیار حائز اهمیت است [۱۴-۱۷]. انحنای موجود در پل ها بر روی پیچش و دوران ستون ها تاثیرگذار است و در پل های منحنی شکل ستون های بلند و محل درز انبساط نقاط آسیب پذیر هستند و به شکل پذیری بالاتری در مقایسه با پل های مستقیم نیاز دارند. اثرات لرزه ای تاثیراتی بر روی پل های منحنی شکل دارد و لازم است در هنگام طراحی بخصوص در مدهای بالاتر در نظر گرفته شوند [۱۸-۱۹].

نی و همکارانش [۲۰] اثر جهت اعمال زلزله را بر روی پل های منحنی شکل بررسی کردند و گزارش کردند بیشترین پاسخ بحرانی پل های منحنی شکل بستگی به جهت اعمال زلزله دارد و نامتقارن بودن پل باعث می شود که نیروی اعمالی به پل ناشی از ترکیب نیرو های خمشی و پیچشی به صورت هم زمان باشد. همچنین ویلسون و همکارانش [۲۱] نشان دادند که بلندشدگی عرشه در نسبت های  $V/H$  های بیشتر از 1 بوجود می آید که این موضوع می تواند باعث ایجاد نیروی ضربه ای قابل توجهی به اجزای پل شود. آزادی و همکاران [۲۲ و ۲۳] با استفاده از مدل های تجربی، میزان جابجایی و ظرفیت برشی نهایی ستون های بتنی مسلح با مقطع دایره ای و مستطیلی را بررسی کردند. کلانتری [۲۴] هم رفتار لرزه ای پل های بتن مسلح دارای قوس در پلان و اثرات رفتاری تکیه گاه های الاستومری را بررسی کرد و گزارش داد که عرشه پل دارای قوس در پلان نسبت به پل دارای عرشه مستقیم الخط در برابر فروافتادن از کوله ها آسیب پذیرتر است و بیشترین تغییر مکان طولی عرشه پل دارای قوس در کوله ها تقریباً ۳ برابر حالت مستقیم الخط است. آسیب پذیری احتمالاتی پل های بزرگراهی قوسی شکل با عرشه جعبه ای بتن مسلح چندقابلی بررسی شد و منحنی های شکنندگی قابل اطمینان برای پل های مقاوم سازی شده قوسی به دست آمد که می تواند با امکان پذیر ساختن ارزیابی اثر روش های مختلف مقاوم سازی بر عملکرد لرزه ای این نوع از پل ها سبب کاهش خطر پذیری و هزینه گردد [۵]. ضمناً آسیب پذیری لرزه ای پل قوسی با عرشه جعبه ای بتن مسلح با شعاع قوس عرشه ثابت برابر طول پل بررسی شد و نشان داده شد که با افزایش اختلاف ارتفاع پایه های پل، تقریباً در همه سطوح آسیب، شکنندگی اعضای مختلف پل از جمله کلیدهای برشی، تکیه گاه ها، کوله ها، ستون ها و افتادگی عرشه محتملتر است [۲۵].

توندینی و همکاران [۲۶] از سه مدل مختلف پل استفاده کردند و رفتار لرزه ای پل های قوسی شکل را بررسی کردند و با تغییر شعاع قوس افقی عرشه در پلان از بینهایت (معادل یک پل بدون قوس) تا شعاع کم (برابر طول پل) اثر انحناء پل در پاسخ لرزه ای را بدست آوردند. سوو و همکاران [۱۵] نیز آسیب پذیری لرزه ای پل های قوسی را در ایالت های مریلند، نیویورک و پنسیلوانیا آمریکا که دارای عرشه تیر فلزی قوسی و دال بتن مسلح بودند مورد مطالعه قرار دادند که بررسی ارزیابی لرزه ای آنها نشان داد که برای پل های قوسی شکل، تغییر شکل های شعاعی تکیه گاه ها بحرانی ترین مؤلفه در شکست پل بوده است. محسنی و همکاران [۲۷] نشان دادند که ارزیابی آسیب پذیری پل های قوسی به علت نامنظمی و پیچیدگی هندسی درمقایسه با پل های مستقیم نیاز به دقت بیشتری دارد مؤلفه قائم زلزله نیز می تواند برای اینگونه از پل ها مشکل ساز شود. خان محمدی و همکاران [۲۸]، رفتار لرزه ای پل های بتن مسلح کج دارای قوس در پلان را بررسی کردند. نتایج آنها نشان داد که پل های دارای قوس در پلان، مقادیر تغییر مکان جانبی و چرخش عرشه ی بالاتری نسبت به پل های مستقیم نشان می دهند. ذاکری و همکارانش [۲۹] منحنی شکنندگی پل های دارای انحراف در عرشه نسبت به محور طولی را از نظر مقاوم سازی بررسی کردند و نشان دادند که مؤثرترین استراتژی مقاوم سازی در پل های مستقیم لزوماً مؤثرترین روش در پل های با انحراف بالا نخواهد بود. تقوی [۳۰] اثر اختلاف ارتفاع در ستون را بر رفتار لرزه ای پل های قوسی شکل با عرشه جعبه ای بتن مسلح را بررسی کرد و نشان داد که در یک شعاع مشخص برای قوس عرشه، اختلاف ارتفاع در ستون های پل سبب افزایش مقادیر تغییر مکان جانبی در پایه ها می گردد و سطح آسیب بالاتر می رود. نتایج شمس [۳۱] نشان داد که با افزایش زاویه در پلان قوس، پاسخ های تحلیل استاتیکی با دینامیکی طیفی دارای اختلاف بیشتری می گردد و از

زاویه ۴۰ درجه بالاتر، پالس های لرزه ای پیچیده تر می شوند و مُد های بیشتری در تحلیل ها مشارکت می کنند. اسدالهی و همکارانش [۳۲] هم نشان دادند که تغییر مکان جانبی طولی ستون های پل با افزایش تعداد دهانه های پل، افزایش می یابد، اما این افزایش دارای روند ثابتی نیست. همچنین، دریافت عرضی ستون های پل با افزایش تعداد دهانه های پل تقریباً با روند افزایشی ثابتی افزایش می یابد. شیراوند و همکارانش [۳۳] منحنی شکنندگی پل ها در هر یک از حالت های خرابی، به دست آوردند و احتمال خرابی پایه ها در کجی های مختلف و دهانه های مختلف را مقایسه کردند و نشان دادند که افزایش کجی موجب افزایش احتمال خرابی پل به ویژه در حالت های خرابی زیاد و کامل می گردد. گالیندو و همکارانش [۳۴] اثر شعاع انحنا را بر رفتار لرزه ای تکیه گاه پل های فولادی با مقطع I بررسی کردند و گزارش کردند که انحنای پل اثر قابل توجهی بر پاسخ زلزله دارد و پل هایی با شعاع کوتاه تر بیشتر در معرض آسیب هستند. نتایج آنها با نتایج هی و همکارانش [۳۵] مطابقت داشت که گزارش کردند انحنای پل پارامتر اولیه موثر بر سطح نیروی زلزله در تکیه گاه ها می باشد و باید بعنوان عضو بحرانی در نظر گرفته شود. اموافی و همکارانش [۳۶] فرضیات طراحی های سنتی بر تخمین ظرفیت پل های فولادی منحنی را بررسی کردند و گزارش کردند که اتصالات و تکیه گاه ها در کارایی پل ها در برابر زلزله بسیار موثر هستند. ویلسون و همکارانش [۳۷] رفتار پل های قوسی بتن مسلح دارای کجی را بررسی کردند و با در نظر گرفتن ۸ حالت با زوایای قوس و کجی متفاوت، در نواحی با لرزه خیزی کم تا متوسط، نشان دادند که رفتار لرزه ای در حالت ترکیب قوس و مورب بودن، بعلاوه اثرات ترکیبی ناشی از هندسه بسیار تحت تاثیر قرار می گیرد.

در این مقاله اثر زاویه قوس در پلان بر آسیب پذیری لرزه ای پل های بتن مسلح بررسی می گردد و ۸ پل با زوایای قوس متفاوت در نرم افزار CSi Bridge طراحی و مدل سازی گردیده و سپس با اعمال ۸ شتاب نگاشت همپایه شده مختلف تحلیل دینامیکی غیرخطی صورت گرفته است و میزان دوران مفصل خمیری، برش پایه و جابجایی عرشه در دو جهت طولی و عرضی بدست آمده است که در بخش های بعدی بطور کامل تشریح میگردد.

## ۲. طراحی و مشخصات پل ها

مدل سازی و طراحی پل ها بر اساس آیین نامه های ایران انجام گرفت تا بتوانند نماینده ای از پل های بزرگراهی موجود در ایران باشند. بنابراین برای طراحی از آیین نامه های مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان [۳۸]، آیین نامه بارگذاری پل ها (نشریه شماره ۱۳۹) [۳۹]، آیین نامه طرح و محاسبه ی پل های بتن آرمه (نشریه شماره ۳۸۹) [۴۰]، آیین نامه طرح پل های راه و راه آهن در برابر زلزله (نشریه شماره ۴۶۳) [۳]، و آیین نامه طرح هندسی راه ها (نشریه شماره ۴۱۵) [۴۱] استفاده شده است. تمامی پل های طراحی شده، دارای ۴ دهانه به طول ۲۰ متر با ۳ پایه میانی و دو پایه کناری بوده و هر پایه میانی دارای دو ستون مجزای دایره ای با قطر ۱۲۰ سانتیمتر و ارتفاع ۷ متر و عرشه دال مجوف به ضخامت ۱۲۵ سانتیمتر بودند. فاصله آرماتور دورپیچ ۱۶ میلیمتری پایه پل ۸ سانتیمتر و ۲۰ آرماتور طولی قطر ۳۲ میلیمتر برای پایه ها در نظر گرفته شد.

تصویر نمای طولی از پل مستقیم و پلان پل قوسی با زاویه قوس ۶۰ درجه و سطح مقطع پایه های پل در شکل ۲ نشان داده شده است. برای محاسبه شعاع قوس می توان از رابطه (۱) استفاده کرد:

$$L = \frac{\pi \times R \times \Delta_{deg}}{180} \quad (1)$$

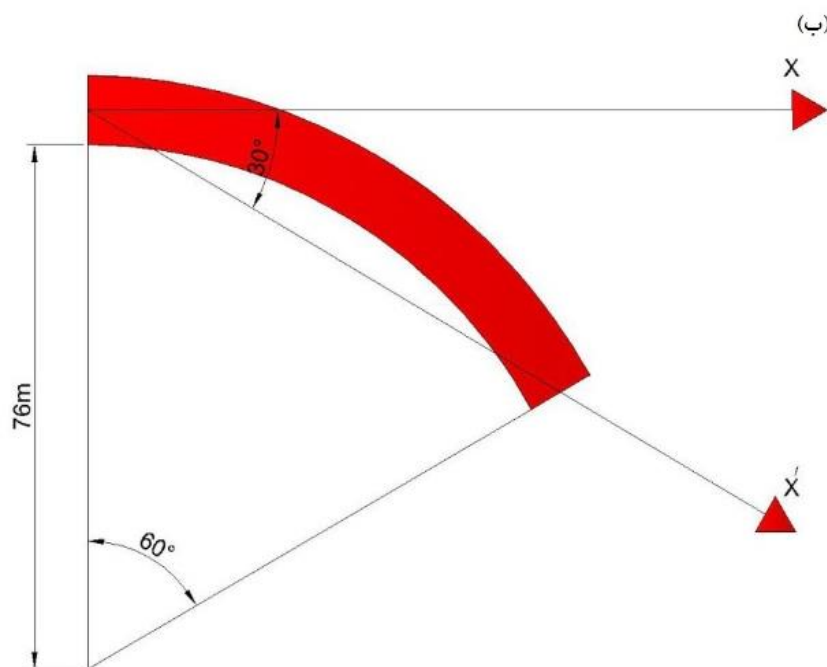
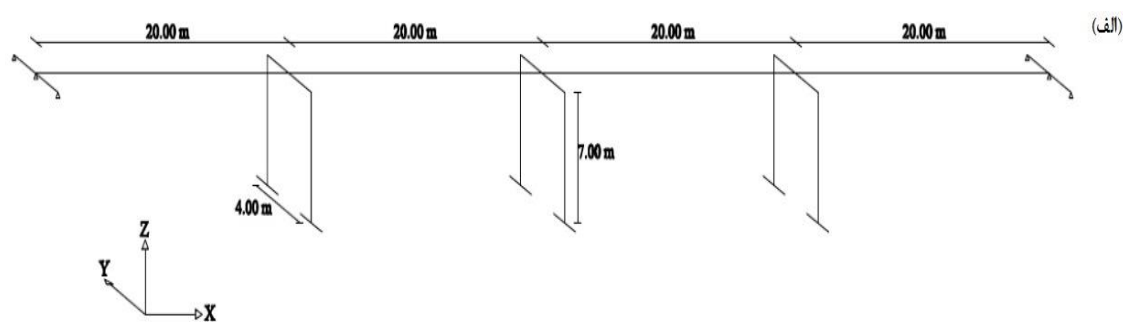
که در این رابطه،  $L=80$  m طول پل،  $R$  شعاع قوس بر حسب متر و  $\Delta_{deg}$  زاویه قوس بر حسب درجه است. در مجموع ۸ پل مطابق مشخصات جدول ۱ طراحی شدند که پل اول بدون قوس (با زاویه صفر درجه) و بقیه پل ها دارای قوس افقی دایره ای ساده با زوایای ۱۵، ۳۰، ۴۵، ۶۰، ۷۵، ۹۰ و ۱۰۵ درجه بودند.

در طراحی پل فرض شده که محل احداث پل در تهران و در ناحیه با خطر بسیار زیاد زلزله و خاک نوع ۲ است و تعداد خطوط عبور هم ۳ عدد ۳ متری با دو عدد پیاده رو یک متری فرض شده است. عرشه پل هم مطابق شکل ۳

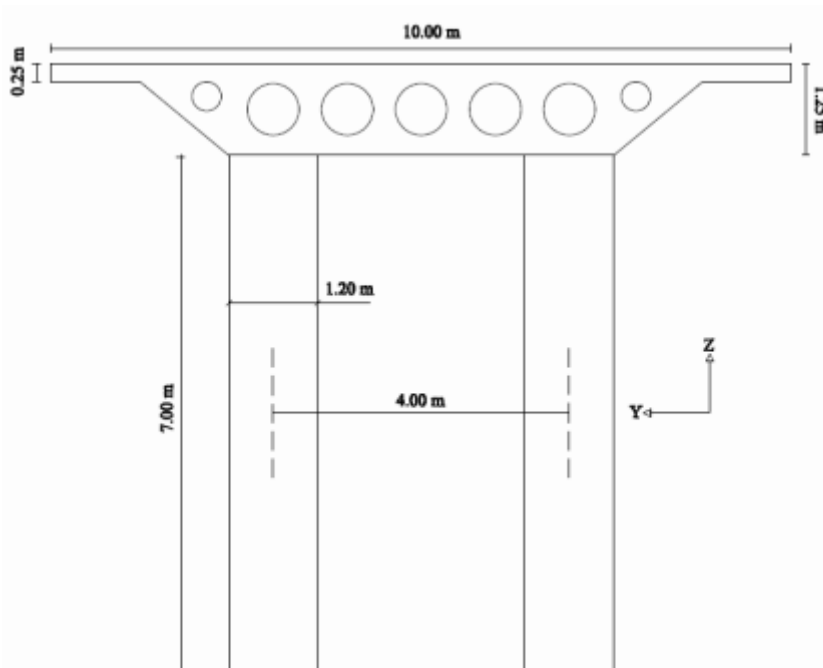
دال مجوف با عرض ۱۰ متر (۹ متر برای عرض سواره رو) و ارتفاع ۱۲۵ سانتیمتر می باشد و با استفاده از پایه میانی چند ستونی پشتیبانی می شود، عرشه بر روی کوله ها با تکیه گاه انبساطی نشسته است و ۴ دیوار داخلی (جان) در عرشه در نظر گرفته شد.

جدول ۱- نامگذاری پل ها بر اساس زاویه قوس به همراه شعاع قوس

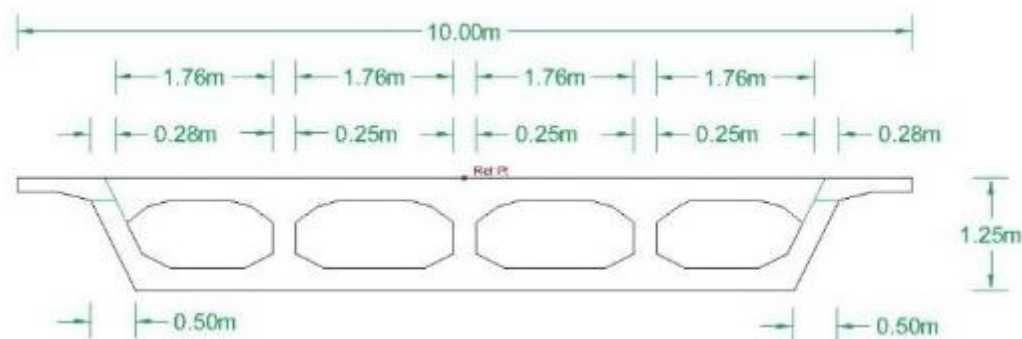
شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
(متر) شعاع قوس (R)	-	۳۰۵/۷	۱۵۲/۹	۱۰۱/۹	۷۶/۴	۶۱/۱	۵۰/۹	۴۳/۷



شکل ۲- تصویر نمای طولی و پلان پل های طراحی شده، (الف) تصویر طولی از پل مستقیم، (ب) پلان پل قوسی با زاویه قوس ۶۰ درجه (ج) سطح مقطع پایه های پل



شکل ۲ (ادامه) - تصویر نمای طولی و پلان پل های طراحی شده، الف) تصویر طولی از پل مستقیم، ب) پلان پل قوسی با زاویه ۶۰ درجه (ج) سطح مقطع پایه های پل قوس ۶۰ درجه



شکل ۳- جزئیات مقطع عرشه پل های طراحی شده.

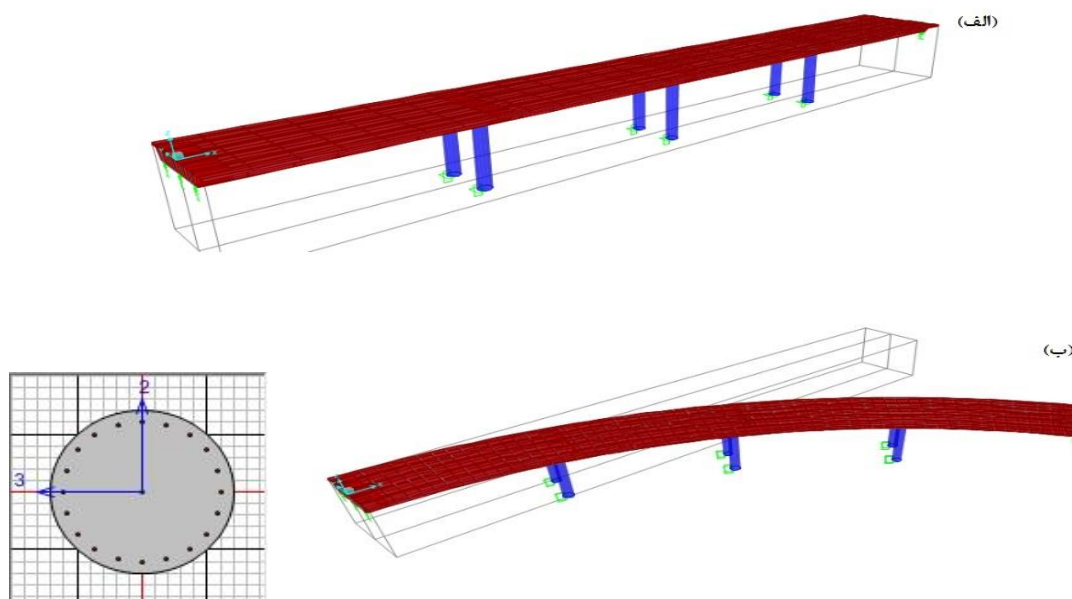
### ۳- مدل سازی نرم افزاری و بارگذاری پل ها

#### ۳-۱- مشخصات پل و بارهای ثقلی

مدلسازی، تحلیل و طراحی پل با جزئیات در برنامه CSiBridge انجام شد که هندسه پیچیده، شرایط مرزی و حالت‌های بارگذاری مختلف، دهانه‌ها، نشیمن گاهها، پایه‌های انتهایی، پایه‌های میانی و مفصل‌ها تعریف گردید. در تحلیل مدل سازه ای پل از موتور قدرتمند SAPFire با قابلیت تحلیل ساخت مرحله ای، تحلیل انقباض و خزش، کشش کابلها تا نیروهای هدف، اعمال غیرخطی بودن هندسه مدل (اثر P-Delta و جابجایی های بزرگ)، غیرخطی بودن مصالح (روسازه، نشیمن گاه، زیرسازه و خاک)، کمانش و تحلیل های استاتیک و دینامیک استفاده می کند. این نرم افزار دارای موتور قدرتمندی برای تحلیل های خطی و غیرخطی است. همچنین کار با قسمت های مختلف برنامه بسیار راحت است [۴۲]. در شکل ۴ تصاویری از مدل های سه بعدی ساخته شده برای پل مستقیم و پل قوسی با زاویه قوس ۶۰ درجه نشان داده شده است. عرشه به صورت عنصر خطی فرض می شود. بنابراین در

مقاطع مختلف عرشه، اعوجاج وجود ندارد. همچنین باید بتواند نیروهای ناشی از زلزله را به نحو مطلوب به تکیه‌گاه‌ها منتقل کند. برای عرشه و ستون‌ها از بتن با مقاومت فشاری ۲۵ مگاپاسکال و میل‌گرد AIII با تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال استفاده شد. ستون‌ها عناصر خطی (یک بعدی) فرض شده‌اند که نمونه‌ای از ستون مدل شده در شکل ۴ نشان داده شده است. بارهای دائمی وزن اجزای باربر سازه ای و غیرباربر (پیاده روها، روکش آسفالت سطح سواره رو به ضخامت ۱۰ سانتی‌متر، جان پناه‌ها و سایر موارد) تشکیل دهنده پل را شامل می‌شوند. در محاسبه این بارها، مشخصات هندسی پل و وزن مخصوص هر یک از مصالح مصرفی بر اساس مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان [۴۳] ملاک عمل قرار می‌گیرد. بار زنده در نظر گرفته شده، کامیون طراحی طبق نشریه ۱۳۹ مطابق شکل ۵ است. به ازای یک خط عبور محاسباتی با طول ۸۰ متر، یک کامیون ۴۰ تنی در نظر گرفته شده و در مجموع ۱۶ متر از طول پل را اشغال می‌کند، بنابراین میزان بار برای یک خط عبور محاسباتی با یک کامیون و طول ۶۴ متر با بار گسترده برابر ۱۳۶ تن است. با در نظر گرفتن ۳ خط عبور محاسباتی، ضریب کاهش نیروهای داخلی برابر ۰/۹ می‌باشد. بنابراین میزان بار زنده کل برای ۳ خط عبور محاسباتی برابر ۳۶۷/۲ تن است. در نرم افزار امکان تعریف همزمان بار کامیون در حال عبور و زلزله وجود ندارد به همین دلیل بار کل در حال عبور بصورت یک بار گسترده معادل ۰/۵۱ تن بر هر متر مربع در نرم افزار تقریب زده شد. مطابق با توضیحات فوق، پوش ممان حاصل از بارگذاری زنده در شکل ۶ نشان داده شده است.

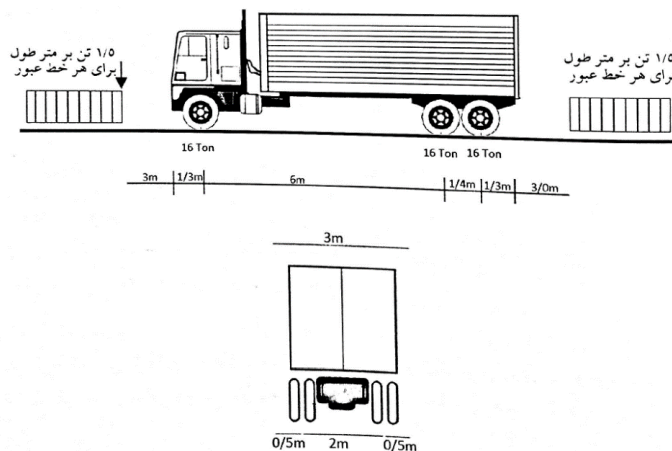
برای پل‌هایی که در قوس افقی واقع می‌شوند باید نیروی گریز از مرکزی محاسبه شود که بصورت افقی و در امتداد عمود بر خط مماس بر محور طولی پل اثر می‌کند ولی از آنجا هدف از انجام این پژوهش، تحلیل لرزه ای پل‌هایی با زاویه متفاوت می‌باشد از نیروی گریز از مرکز و اثر ترمز و اختلاف دما صرف‌نظر شده است.



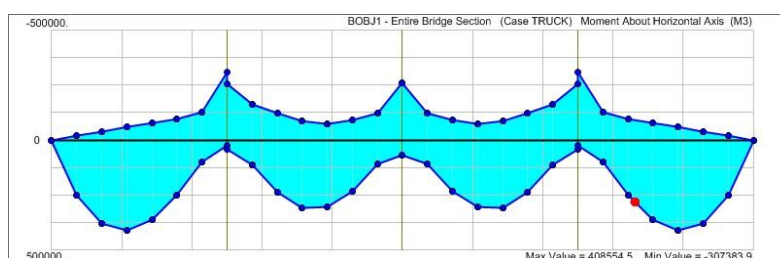
(ج) مقطع ستون

شکل ۴ - نمای ۳ بعدی از مدل سازی پل‌ها: (الف) پل مستقیم، (ب) پل قوسی با زاویه قوس ۶۰ درجه. (ج) مقطع ستون





شکل ۵- کامیون طراحی ۴۰ تنی [۳].



شکل ۶- پوش لنگر خمشی بار زنده، پل ۴ دهانه ۲۰ متری.

### ۳-۲- روش محاسبه نیروی زلزله

در طراحی پل، بار زلزله در ترکیب با بارهای مرده، زنده، شناوری، جریان آب، و فشار خاک در نظر گرفته می شود. نیروی زلزله برای پل ها با یکی از دو روش تحلیل استاتیکی معادل برای پل های منظم یا تحلیل دینامیکی برای پل های معلق، ترکیه ای، باسکولی و کلیه پل های نامنظم انجام می گیرد. در پل های مورد بررسی در این تحقیق، پل شماره ۸ با زاویه ۱۰۵ درجه نامنظم است و تنها روش تحلیل استاتیکی معادل نمی توان برای پل مذکور که یک پل نامنظم است، استفاده کرد. در این مقاله، برای هر ۸ پل طراحی شده از روش تحلیل دینامیکی استفاده شد زیرا هم برای پل های منظم و هم برای پل های نامنظم می توان از روش تحلیل دینامیکی استفاده کرد. در محاسبه اثر مؤلفه افقی نیروی زلزله در هر امتداد، ۳۰٪ اثر نیروی زلزله در امتداد عمود بر آن بطور همزمان اعمال گردید. ضریب زلزله برای پل ها از رابطه  $C = \frac{AIB}{R}$  بدست می آید. شتاب مبنای طرح A برای شهر تهران برابر ۰/۳۵ است. پل های مورد نظر در این مقاله که برای بزرگراه ها فرض شده است با اهمیت زیاد محسوب شده و I برابر ۱/۲ می باشد. ضریب بازتاب B پل بیانگر نحوه پاسخ پل به حرکت زمین است که پارامترهایی به  $S, T_s, T_0$  متناسب با فرضیات این مقاله به ترتیب برابر ۰/۱، ۰/۵، و ۱/۵ بودند. زمان تناوب اصلی نوسان پل (T) را می توان از رابطه ۲ بدست آورد.  $P_0$  نیروی گسترده و یکنواخت در طول پل و g شتاب ثقل بوده و  $\alpha$  و  $\gamma$  از روابط ۳ و ۴ محاسبه می شوند و  $W(x)$  وزن واحد طول پل در مقطع x و  $vs(x)$  تغییر مکان عرشه در طول پل می باشد.

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{p_0 \alpha g}} \quad (2)$$

$$\gamma = \int_0^l W(x) v_s^2(x) dx \quad (3)$$

$$\alpha = \int_0^l v_s(x) dx \quad (4)$$

ضریب رفتار R که مشخص کننده عواملی از جمله شکل پذیری، سیستم سازه ای پل، درجه نامعینی و اضافه مقاومت موجود در پایه های پل است با توجه به قاب چند ستونی، ۵ در نظر گرفته شد.

### ۳-۳ - تحلیل دینامیکی طیفی و شتاب نگاشتها

در این روش، تحلیل دینامیکی با فرض رفتار ارتجاعی خطی سازه و با استفاده از حداکثر بازتاب کلیه مدهای نوسانی سازه که در بازتاب کل سازه اثر قابل توجهی دارند انجام می‌گیرد. حداکثر بازتاب در هر مد با توجه به زمان تناوب آن مد از طیف طرح به دست می‌آید و سپس بازتاب کلی سازه از ترکیب آماری بازتابهای حداکثر هر مد تخمین زده می‌شود. طیفی که در این مقاله از آن استفاده شده است و منعکس کننده اثر حرکت زمین برای زلزله طرح در آیین نامه است از حاصلضرب مقدار ضریب بازتاب سازه (B) در مقدار شتاب مبنای طرح (A) و عکس ضریب رفتار ( $\frac{1}{R}$ ) به دست می‌آید. در تعیین این طیف نسبت میرائی ۵ درصد در نظر گرفته شده است. همچنین از روش جذر مجموع مربعات بعنوان روش آماری ترکیب مدها استفاده شد. در این روش در هر یک از دو امتداد متعامد، تعداد مدها باید حداقل سه برابر تعداد دهانه های پل و حداکثر ۲۵ مد در نظر گرفته شود که با توجه به اینکه پل های طراحی شده دارای ۴ دهانه بودند تعداد ۱۲ مد در نظر گرفته شد. مقادیر طیف در دو جهت x و y بطور مشابه از رابطه ۵ محاسبه و اعمال شدند.

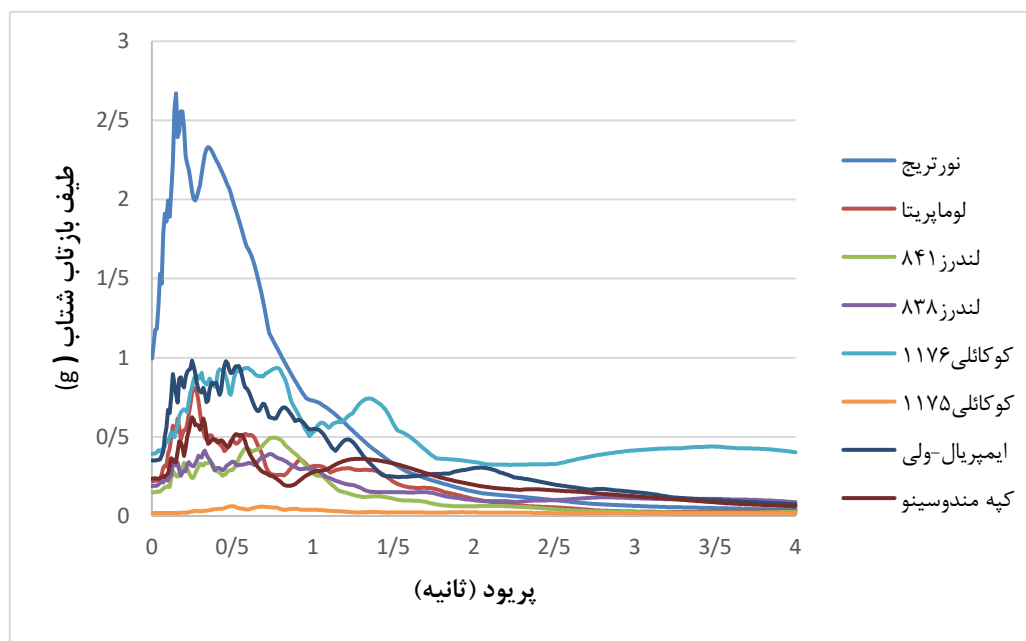
$$u_1 = \frac{A \times I}{R} \times g = \frac{0.35 \times 1.2}{5} \times 9.81 = 0.82 \quad (5)$$

$$u_2 = 0.3 \times u_1$$

یکی از عوامل مهم در تحلیل دینامیکی تعیین رکوردها می باشد زیرا که نتایج وابستگی بسیاری به رکوردهای انتخاب شده دارد. انتخاب نوع رکورد، باید به گونه ای صورت گیرد که نتایج بدست آمده از تحلیل شامل همه حالات رفتاری شامل کشسان، خمیری و یا خرابی کامل باشد. علاوه بر انتخاب رکورد لازم است تا تعداد رکوردهای مورد نیاز برای تحلیل دینامیکی کافی باشد. بر اساس آیین نامه ۴۶۳ ایران، شتاب نگاشت، باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در محل احداث پل باشد و چنانچه تاریخچه زمانی ویژه ساختگاه موجود نباشد باید حداقل پنج زوج شتاب نگاشت در تحلیل مورد استفاده قرار گیرد. لذا با در نظر گرفتن موارد فوق الذکر، ۸ شتاب نگاشت برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی انتخاب شدند که برای شهر تهران و خاک نوع II مناسب باشند. اطلاعات شتاب نگاشت های انتخابی در جدول ۲ آورده شده است. شتاب نگاشتهای ثبت شده از زلزله های واقعی، عموماً متعلق به زمین لرزه های معروف و مخربی هستند که در نقاط مختلف دنیا اتفاق افتاده اند. از آنجا که این شتاب نگاشت ها در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین در منطقه احداث سازه مورد نظر باشند. به علت احتمال وجود اختلاف بین شرایط لرزه شناسی منطقه وقوع زلزله با منطقه مورد مطالعه، باید قبل از استفاده از این شتاب نگاشتها آنها را به مقیاس آورده و یا به عبارتی آنها را همپایه نمود. ابتدا کلیه شتاب نگاشت ها به مقدار حداکثر خود مقیاس شدند. طیف پاسخ شتاب هر یک از زوج شتاب نگاشت های مقیاس شده با نسبت میرایی ۵ درصد تعیین گردید. طیف های پاسخ هر زوج شتاب نگاشت با استفاده از روش جذر مجموع مربعات با یکدیگر ترکیب شده و یک طیف ترکیبی واحد برای هر زوج ساخته شد. طیف های پاسخ ترکیبی ۸ زوج شتاب نگاشت، میانگیری شد و در محدوده زمان های تناوب 0.2T و 1.5T با طیف طرح استاندارد مقایسه شد. لازم به ذکر است که T زمان تناوب اصلی نوسان پل است. ضریب مقیاس بگونه ای تعیین شد که در این محدوده، مقادیر متوسط ها در هیچ حالتی کمتر از ۱/۴ برابر مقدار نظیر آن در طیف استاندارد نباشد. ضریب مقیاس تعیین شده در شتاب نگاشت های مقیاس شده ضرب گردید و در تحلیل دینامیکی مورد استفاده قرار گرفت. همچنین طیف بازتاب شتاب برای زلزله های مورد بررسی در شکل ۷ آورده شده است.

جدول ۲- اطلاعات مربوط به شتاب نگاشت های انتخابی

سرعت اوج (cm/sec)		شتاب اوج (g)		مکانیزم	بزرگا (ریشتر)	سال وقوع	نام ایستگاه	نام زلزله
PGV2	PGV1	PGA2	PGA1					
۳۷/۴۰	۷۴/۱	۰/۴۷۲	۰/۸۷۴	Reverse oblique	۶/۶۹	۱۹۹۴	Rinaldi Receiving	نورتریج
۱۲/۶۶	۱۴/۴۹	۰/۱۳۹	۰/۱۷۱	Reverse oblique	۶/۹۳	۱۹۸۹	Apeel 2E Hyward Muirsch	لوماپریتا
۹/۴۱	۱۲/۶۳	۰/۰۹۰	۰/۱۱۹	Strike Slip	۷/۲۸	۱۹۹۲	Boron Fire	لندرز ۸۴۱
۲۵/۱۳	۲۰/۴۵	۰/۱۳۵	۰/۱۳۰	Strike Slip	۷/۲۸	۱۹۹۲	Barstow	لندرز ۸۳۸
۱۴۳/۷	۱۳۹/۳	۰/۳۲۲	۰/۲۲۷	Strike Slip	۷/۵۱	۱۹۹۹	Yarimca	کوکائلی ۱۱۷۶
۲/۹۳	۵/۰۹	۰/۰۱۱	۰/۰۱۴	Strike Slip	۷/۵۱	۱۹۹۹	usak	کوکائلی ۱۱۷۵
۳۱/۳۰	۳۰/۹۵	۰/۲۱۱	۰/۲۸۱	Reverse oblique	۶/۹۵	۱۹۴۰	El centro Array#9	ایمپریال ولی
۲۸/۲۹	۲۰/۲۲	۰/۱۷۸	۰/۱۵۴	Strike Slip	۷/۰۱	۱۹۹۲	Eureka-myrtle & west	کپه مندوسینو



شکل ۷- طیف بازتاب شتاب مربوط به شتاب نگاشت های انتخابی

### ۳-۴- مراحل اعمال زلزله

پیل ها باید در دو امتداد عمود بر هم (محور طولی پیل و محور عمود) قادر به تحمل نیروهای افقی ناشی از زلزله باشند و در هر یک از این دو امتداد بایستی نیروهای جانبی را به نحوی مناسب به شالوده ها انتقال دهند. محور x پیل های قوسی شکل موجود در راستای خطی که کوله ها را به هم متصل می کند و محور y در جهت عمود بر آن در نظر گرفته و از اثر مولفه قائم صرف نظر گردید. همچنین برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از بار مرده بعلاوه نصف بار زنده استفاده شد. ستون در قسمت Section Designer ساخته شد و هسته مرکزی ستون ها در نقاط محتمل مفصل خمیری با آرماتور عرضی محبوس شدند و نسبت حجمی آرماتور مارپیچ به حجم کل هسته ( $\rho_s$ ) برای ستون های گرد محاسبه شد. همچنین در نواحی انتهایی ستون جهت تعیین فاصله آرماتورهای دورگیر عرضی، ضوابط لازم کنترل شد. پس از انجام محاسبات و برقراری شرایط، مشخصات تنگ به نرم افزار داده شد و منحنی تنش-

کرنش بتن از نرم افزار بدست آمد بطوریکه کرنش ها متناظر با نقطه مقاومت نهایی و نقطه شکست نهایی به ترتیب برابر ۰/۰۲۲ و ۰/۰۰۵ بدست آمدند. مفصل خمیری هنگامی در یک عضو سازه ای ایجاد می شود که مقطع عرضی کاملاً تسلیم شود و تحت یک لنگر خمیری ناچیز دوران های قابل ملاحظه ای در محل تشکیل مفصل خمیری ایجاد می شود و مفاصل خمیری ابتدا در مقاطعی که تحت اثر بزرگترین انحنای قرار دارند تشکیل می شوند [۴۴]. در اغلب تحلیل های خمیری فرض می شود که مفاصل خمیری در نقاط خاصی از سازه متمرکز می شوند. در نرم افزار CSiBridge نوع رفتاری مفصل از لحاظ کنترل شونده تغییر مکان انتخاب شد. این مفصل برای اندرکنش بصورت اتوماتیک تغییر در منحنی لنگر-دوران و کرنش محوری خمیری را محاسبه می کند. افت مقاومت در یک مفصل بر اساس افت مقاومت در منحنی تنش-کرنش تعیین می شود. برای بررسی رفتار غیرخطی پایه ها لازم است مدل های مفصل خمیری به نواحی محتمل برای رفتار غیرکشسان اختصاص داده شود. بنابراین، برای تبدیل انحنای غیر خطی به دوران خمیری لازم است طول تقریبی برای مفصل خمیری تعریف شود. لازم به ذکر است که برای محاسبه طول مفصل خمیری روابط تجربی متعددی ارائه شده است که در این پایان نامه معادل ۰/۱ طول ستون (در نواحی تحتانی و فوقانی) بعنوان طول مفصل خمیری در نظر گرفته شد.

#### ۴- تجزیه و تحلیل نتایج

##### ۴-۱- بررسی اثر زاویه قوس بر دوران مفصل خمیری پایه های پل

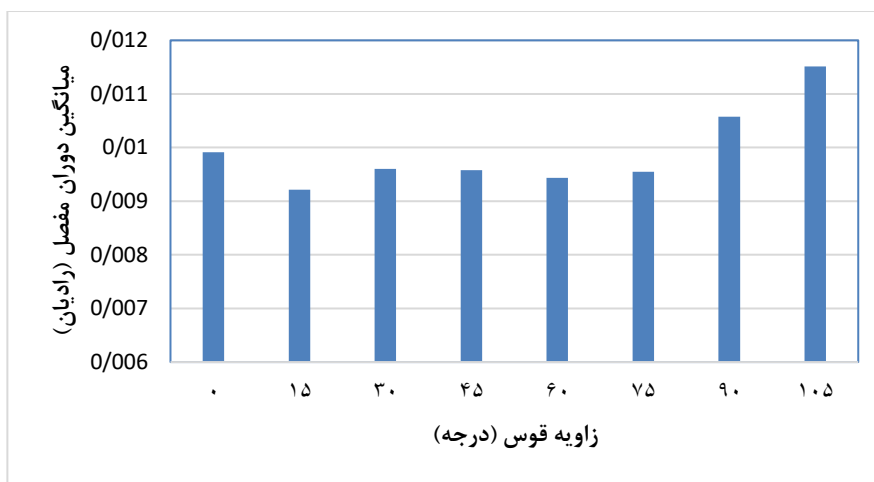
برای مقایسه اثر زاویه پل بر دوران مفصل خمیری، ابتدا میانگین هندسی مربوط به مفصل خمیری در دو جهت برای ۸ پل و ۸ زلزله بدست آمد. پس از بدست آوردن میانگین هندسی، مقدار ماکزیمم هر رکورد برای هر پل و هر زلزله ثبت گردید. در مرحله بعد، از مقادیر ماکزیمم بدست آمده ناشی از ۸ زلزله برای هر پل میانگیری شد و نمودار میانگین دوران مفصل خمیری بر حسب شعاع قوس در شکل ۸ رسم گردید. و نتایج مربوطه در جدول ۳ نشان داده شده است. بر اساس نتایج بدست آمده، بیشترین میزان دوران مفصل خمیری برای پل شماره ۸ (۰/۱۱۵ رادیان) است که نسبت به پل مستقیم با زاویه صفر (۰/۰۹۹ رادیان) ۱۶ درصد افزایش یافته است.

جدول ۳- میانگین دوران مفصل پل ها

شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
میانگین دوران مفصل (رادیان)	۰/۰۰۹۹	۰/۰۰۹۲	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۶	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۹۵	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱۱۵
نسبت میانگین دوران هر پل به پل بدون قوس	۱	۰/۹۳	۰/۹۷	۰/۹۷	۰/۹۵	۰/۹۶	۱/۰۷	۱/۱۶

##### ۴-۲- بررسی رفتار لنگر خمشی-دوران مفصل خمیری ستون های پل

منحنی لنگر خمشی بر حسب دوران مفصل خمیری در دو جهت مختلف برای پل های شماره ۱ و ۸ تحت زلزله های مختلف رسم می گردند که مقادیر لنگر خمشی ماکزیمم و دوران ماکزیمم بر حسب زاویه قوس برای زلزله های متفاوت در دو جهت بدست آمده و مقادیر دوران ها در جدول ۴ و مقادیر لنگر خمشی ها در شکل ۹ نشان داده شده اند. مقایسه تاثیر زاویه قوس بر میزان لنگر خمشی در زلزله های بحرانی در دو جهت ۲ و ۳ در جدول ۵ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود در جهت ۲، حداکثر لنگر خمشی در اثر زلزله کواکالی ۱۱۷۵ در زاویه قوس ۹۰ (پل شماره ۷) معادل ۳۸۲ تن-متر بوجود آمده است که منجر به حداکثر دوران مفصل خمیری ۰/۰۱۰۵ رادیان شده است. همچنین در این جهت روند کلی تغییر لنگر خمشی با افزایش زاویه قوس نزولی است. در جهت ۳، حداکثر لنگر خمشی در اثر زلزله ایمپریال ولی در زاویه قوس ۶۰ (پل شماره ۵) معادل ۴۶۱ تن-متر بوجود آمده است که منجر به حداکثر دوران مفصل خمیری ۰/۰۱۸ رادیان شده است.



شکل ۸- نمودار میانگین دوران مفصل خمیری ماکزیمم بر حسب زاویه قوس.

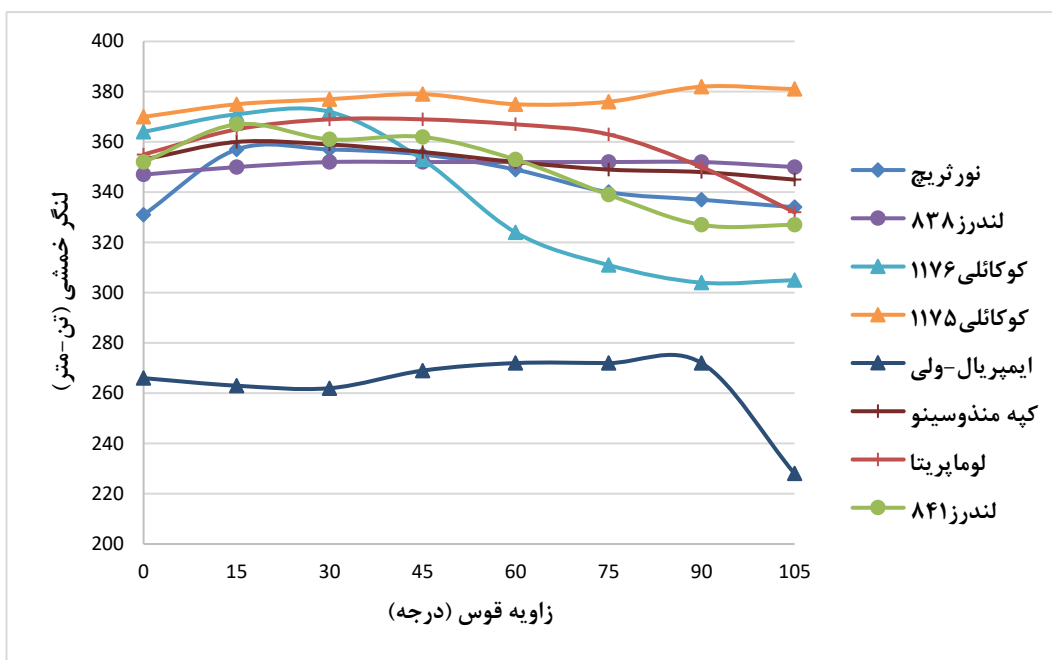
در تمامی پل های قوسی مورد بررسی در زلزله مذکور، مقدار لنگر خمشی نسبت به پل بدون قوس بیشتر بوده است. در زلزله ایمپریال-ولی برای جهت ۳، با افزایش زاویه قوس تا ۶۰ درجه، مقدار لنگر خمشی افزایش می یابد و در زاویه قوس ۶۰ درجه، ۱۲ درصد نسبت به پل مستقیم افزایش می یابد و سپس با افزایش بیشتر زاویه قوس، کاهش می یابد. همانگونه که مشاهده می شود در جهت ۲، با افزایش زاویه قوس، نسبت لنگر خمشی پل به لنگر خمشی پل بدون قوس کاهش یافته است در حالیکه در جهت ۳، با افزایش زاویه قوس از ۱۵ تا ۹۰ درجه، نسبت لنگر خمشی پل به لنگر خمشی پل بدون قوس روند افزایشی نشان می دهد و فقط در زاویه ۱۰۵ درجه نسبت به زاویه ۹۰ درجه مقداری کاهش یافته است.

#### ۳-۴- بررسی سطوح عملکرد

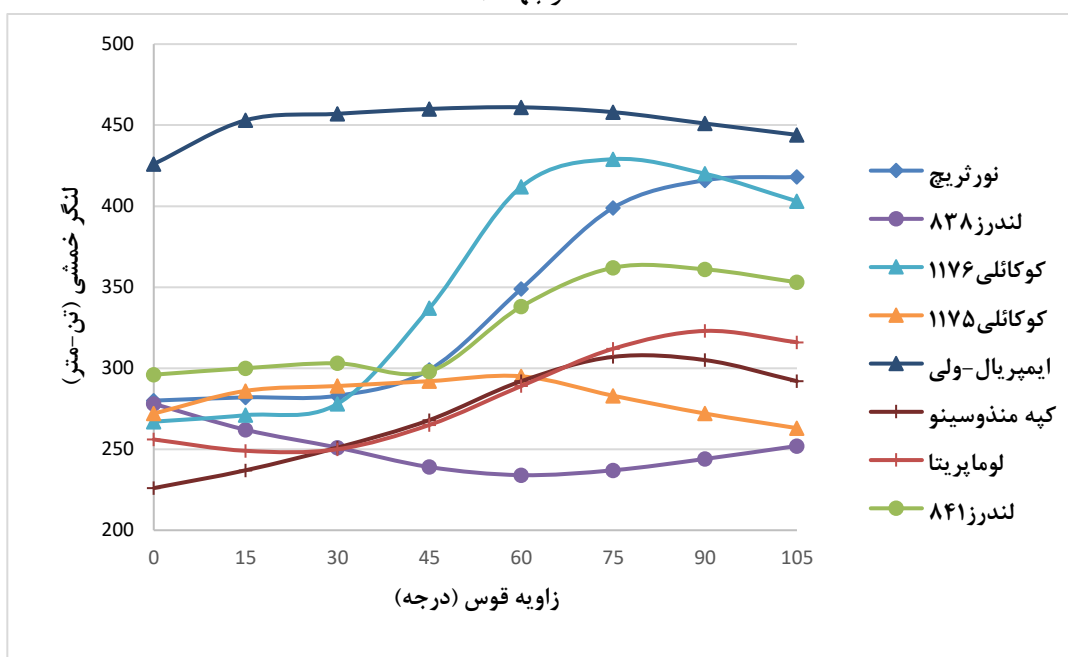
بر اساس نشریه دستورات عمل بهسازی لرزه ای ساختمان های موجود [۴۵]، سطوح عملکرد تیرهای بتن مسلح در ۳ سطح عملکرد اصلی قابلیت استفاده بی وقفه (۱)، ایمنی جانی (۲)، و آستانه فروریزش (۳) تقسیم میشوند. بر اساس مبحث ۹ مقررات ملی ساختمان [۳۸]، در قطعات میله ای تحت اثر فشار محوری، حداکثر نیروی محوری مقاوم در صورت استفاده از دورپیچ به ۸۵ درصد و مقدار رابطه ۶ محدود می گردد.

$$N_{rmax} = 0.85[\alpha\phi_c f_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] \quad (6)$$

که  $N_{rmax}$  حداکثر نیروی محوری قائم (نیوتن)،  $\alpha$  ضریب تنش معادل یکنواخت در بلوک فشاری مقطع،  $A_g$  مساحت کل مقطع عضو (میلیمتر مربع)،  $A_{st}$  سطح مقطع کل آرماتور طولی (میلیمتر مربع)،  $f_c$  مقاومت فشاری مشخصه بتن (مگاپاسکال)،  $\phi_c$  ضریب جزئی ایمنی بتن، و  $\phi_s$  ضریب جزئی ایمنی فولاد است.  $N_{rmax}$  برای ستون موجود پل ۱۶۷۲۲ کیلونیوتن میشود و ۱۵٪ این عدد هم برابر ۲۵۰۸ کیلونیوتن میشود.



الف- در جهت ۲.



ب- در جهت ۳.

شکل ۹- تغییرات لنگر خمشی ماکزیمم بر حسب زاویه قوس برای ۸ زلزله متفاوت در دو جهت.

جدول ۴- مقادیر دوران ماکزیمم (رادیان) بر حسب زاویه قوس برای زلزله های مختلف در دو جهت

شماره پل		۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس		۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
نورتریج	دوران-۲	۰/۰۰۹	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۸۶	۰/۰۰۸۴	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۹۸	۰/۰۰۹۶
	دوران-۳	۰/۰۰۴۱	۰/۰۰۴۲	۰/۰۰۴۴	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۴۶	۰/۰۰۴۶	۰/۰۰۵۴
لوماپریتا	دوران-۲	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۶۳	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۷۶	۰/۰۰۸۱
	دوران-۳	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۵۷
لندرز ۸۴۱	دوران-۲	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۵۹	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۴۸	۰/۰۰۴۷	۰/۰۰۴۴
	دوران-۳	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۱۶	۰/۰۰۲۱	۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۳۹	۰/۰۰۴۶	۰/۰۰۴۶
لندرز ۸۳۸	دوران-۲	۰/۰۰۸	۰/۰۰۸۵	۰/۰۰۸۹	۰/۰۰۹۳	۰/۰۰۹۷	۰/۰۰۱۰۲۲	۰/۰۰۱۰۷۴	۰/۰۰۱۱۱
	دوران-۳	۰/۰۰۴۸	۰/۰۰۴۹	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۶۱	۰/۰۰۶۶	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷۸
کوکائلی ۱۱۷۶	دوران-۲	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۶۶	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۶۸	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷۱۸
	دوران-۳	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۲۲۹	۰/۰۰۲۵	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۴۶	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۴۹
کوکائلی ۱۱۷۵	دوران-۲	۰/۰۰۹۱	۰/۰۰۹۴	۰/۰۰۹۷	۰/۰۰۱۰۱۳	۰/۰۰۱۰۳	۰/۰۰۱۰۴	۰/۰۰۱۰۵	۰/۰۰۱۰۲۶
	دوران-۳	۰/۰۰۴۴	۰/۰۰۴۶	۰/۰۰۴۹	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۵۵	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۵۵
ایمپریال-ولی	دوران-۲	۰/۰۱۸۵	۰/۰۱۷۳	۰/۰۱۷۱	۰/۰۱۵۹	۰/۰۱۳۹	۰/۰۱۱۸	۰/۰۱۴۳	۰/۰۱۴۲۵
	دوران-۳	۰/۰۱۸۹	۰/۰۱۸۵	۰/۰۱۷۹	۰/۰۱۸	۰/۰۱۸	۰/۰۱۶۹	۰/۰۲۰۸	۰/۰۲۶۸
کپه مندوسینو	دوران-۲	۰/۰۰۸۲	۰/۰۰۷۵	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷	۰/۰۰۶۸	۰/۰۰۶۶	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۶۵
	دوران-۳	۰/۰۰۳۹	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۴۷	۰/۰۰۵۲	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۷

از طرفی نیروی فشاری ماکزیمم پایه پل ها برابر ۲۴۸۰ کیلونیوتن است که کمتر از ۱۵٪ ماکزیمم ظرفیت ستون است، لذا از معیارهای پذیرش مربوط به تیرهای بتن مسلح می توان استفاده کرد. بنابراین مقادیر  $\frac{P}{A_{gfc}}$  و  $V_c$  برابر 0.087 و ۵۴۲/۵ کیلونیوتن و نسبت  $\frac{2V}{V_c}$  برای پل های شماره ۱ و ۸ به ترتیب 4.02 و 4.24 هستند. بنابراین براساس اطلاعات موجود، نتایج حاصل از تعیین سطح عملکرد در جدول ۶ خلاصه شده است. همانگونه که مشاهده می شود سطح عملکرد برای پل مستقیم و پل های قوسی تا زاویه قوس ۷۵ درجه در سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) قرار می گیرد اما برای پل های با زاویه قوس ۹۰ و ۱۰۵ درجه، در سطح عملکرد ۲ (ایمنی جانی) قرار می گیرد.

جدول ۵- مقایسه مقادیر لنگر خمشی زلزله های بحرانی

شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
مقدار ممان زلزله کوکائلی ۱۱۷۵ در جهت ۲ (تن.متر)	۳۷۰	۳۷۵	۳۷۷	۳۷۹	۳۷۵	۳۷۶	۳۸۲	۳۸۱
نسبت ممان هر پل به پل بدون قوس در جهت ۲	۱	۱/۰۳	۱/۰۳	۱/۰۲	۱/۰۰۲	۰/۹۸۷	۰/۹۷۶	۰/۹۵
مقدار ممان زلزله ایمپریال ولی در جهت ۳ (تن.متر)	۴۲۶	۴۵۳	۴۵۷	۴۶۰	۴۶۱	۴۵۸	۴۵۱	۴۴۴
نسبت ممان هر پل به پل بدون قوس در جهت ۳	۱	۱/۰۱۷	۱/۰۲۷	۱/۰۶۸	۱/۱۶	۱/۲۱	۱/۲۱۳	۱/۱۹
نسبت ممان در جهت ۳ به ممان در جهت ۲	۰/۸۴	۰/۸۳	۰/۸۴	۰/۸۸	۰/۹۷	۱/۰۳	۱/۰۴	۱/۰۵

جدول ۶- تعیین سطح عملکرد پل های مورد بررسی

شماره پل	زاویه قوس	دوران ماکزیمم (رادیان)	سطح عملکرد			وضعیت
			استفاده بی وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش	
۱	۰	۰/۰۰۹۹	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۲	۱۵	۰/۰۰۹۲	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۳	۳۰	۰/۰۰۹۶	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۴	۴۵	۰/۰۰۹۶	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۵	۶۰	۰/۰۰۹۴	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۶	۷۵	۰/۰۰۹۶	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	استفاده بی وقفه
۷	۹۰	۰/۰۱۰۶	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	ایمنی جانی
۸	۱۰۵	۰/۰۱۱۵	۰/۰۱	۰/۰۲	۰/۰۲۵	ایمنی جانی

۴-۴- بررسی برش پایه

نمودارهای برش پایه بر حسب زمان مربوط به زلزله های مختلف برای پل های شماره ۱ و ۸ رسم گردیدند و مقادیر ماکزیمم برش پایه در دو جهت طولی و عرضی بر حسب زاویه قوس برای زلزله های مختلف محاسبه و در جدول ۷ آورده شده است. همانگونه که مشاهده می شود در هر دو جهت طولی و عرضی، بیشترین مقادیر برش پایه مربوط به زلزله ایمپرال-ولی می باشد. روند کلی تغییرات برش پایه در جهت طولی بدین صورت است که ابتدا برش پایه با افزایش زاویه افزایش می یابد و سپس در زوایای بالاتر مقداری کاهش می یابد در حالیکه در جهت عرضی با افزایش زاویه قوس، مقدار برش پایه کاهش می یابد.

جدول ۷- مقادیر ماکزیمم برش پایه در جهت طولی بر حسب زاویه قوس

شماره پل	جهت	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس		۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
نورتریج	طولی	۶۷۵/۴	۶۷۰/۳	۷۷۷/۸	۸۵۵/۸	۸۶۹/۲	۹۴۳/۳	۱۰۱۷/۸	۱۰۲۴/۱
	عرضی	۱۰۳۴	۱۰۱۴/۴	۹۴۱/۸	۹۱۳/۹	۹۸۸/۲	۱۰۴۰/۴	۱۰۱۷/۸	۹۳۷/۲
لوماپریتا	طولی	۶۳۰/۱	۷۰۹/۹	۷۲۸/۸	۶۸۶/۶	۷۴۴/۱	۸۵۳/۹	۸۶۴/۶	۷۹۰/۲
	عرضی	۹۶۷/۲	۷۷۰/۳	۷۹۷/۸	۸۲۸/۷	۸۵۵/۲	۸۷۲/۹	۸۶۴/۶	۸۳۴/۶
لندرز ۸۴۱	طولی	۶۵۳/۴	۶۵۸/۴	۵۹۵/۷	۶۰۸	۷۵۶/۲	۸۹۱/۴	۹۳۹/۹	۸۰۲/۵
	عرضی	۸۴۹/۱	۸۱۰/۵	۸۱۴/۶	۸۵۴/۱	۸۶۳/۴	۹۲۰/۷	۸۹۳/۹	۸۲۹/۵
لندرز ۸۳۸	طولی	۵۸۵/۲	۶۶۶/۸	۷۴۵	۸۳۲/۸	۸۵۴/۶	۸۰۵	۷۱۱/۹	۶۰۸/۳
	عرضی	۹۶۹/۷	۸۷۳/۴	۸۶۶	۸۴۴/۶	۸۱۱/۷	۷۶۵/۷	۷۱۱/۹	۶۴۰/۶
کوکائلی ۱۱۷۶	طولی	۶۳۳/۲	۶۷۷/۷	۶۸۱/۱	۶۴۳/۳	۸۵۱/۳	۱۰۳۰/۱	۱۰۳۴/۴	۹۳۱/۸
	عرضی	۸۸۲/۹	۷۷۰/۲	۸۷۴/۲	۹۷۸/۸	۱۰۹۷/۵	۱۰۹۷	۱۰۳۴/۴	۹۲۱
کوکائلی ۱۱۷۵	طولی	۶۴۶/۵	۷۹۵/۷	۹۴۰/۷	۱۰۲۵/۵	۱۰۳۳/۸	۹۹۴/۲	۸۸۷/۶	۷۵۱
	عرضی	۹۹۸	۹۷۹/۷	۹۹۷/۴	۹۸۶/۴	۹۸۶/۹	۹۵۸/۴	۸۸۷/۶	۸۰۶/۸
ایمپرال-ولی	طولی	۴۸۲	۵۷۰/۸	۱۰۳۵/۹	۱۴۷۰/۶	۱۷۲۲/۲	۱۹۲۵/۱	۲۰۱۰/۹	۱۷۵۰/۲
	عرضی	۲۸۰۹	۲۰۲۳/۱	۲۰۳۸/۳	۲۲۳۰/۶	۲۱۶۰/۹	۲۰۶۵/۷	۲۰۱۰/۹	۱۸۰۹
کپه مندوسینو	طولی	۶۴۰	۶۴۱/۳	۵۷۵/۷	۷۲۶/۳	۹۱۳/۹	۱۰۲۷/۶	۱۰۴۳/۲	۹۲۳/۲
	عرضی	۱۰۲۴	۱۰۴۴/۶	۱۰۸۰/۹	۱۱۰۶/۷	۱۱۱۲/۳	۱۰۸۶/۱	۱۰۴۳/۲	۹۷۵/۴
میانگین	طولی	۶۱۸/۲	۶۷۳/۸	۷۶۰/۱	۸۵۶/۱	۹۶۸/۲	۱۰۵۸/۸	۱۰۵۸/۱	۹۴۷/۶
	عرضی	۱۱۹۱/۷	۱۰۳۵/۷	۱۰۵۱/۳	۱۰۹۲/۹	۱۱۰۹/۵	۱۱۰۰/۸۶	۱۰۵۸/۰۳	۹۶۹/۲



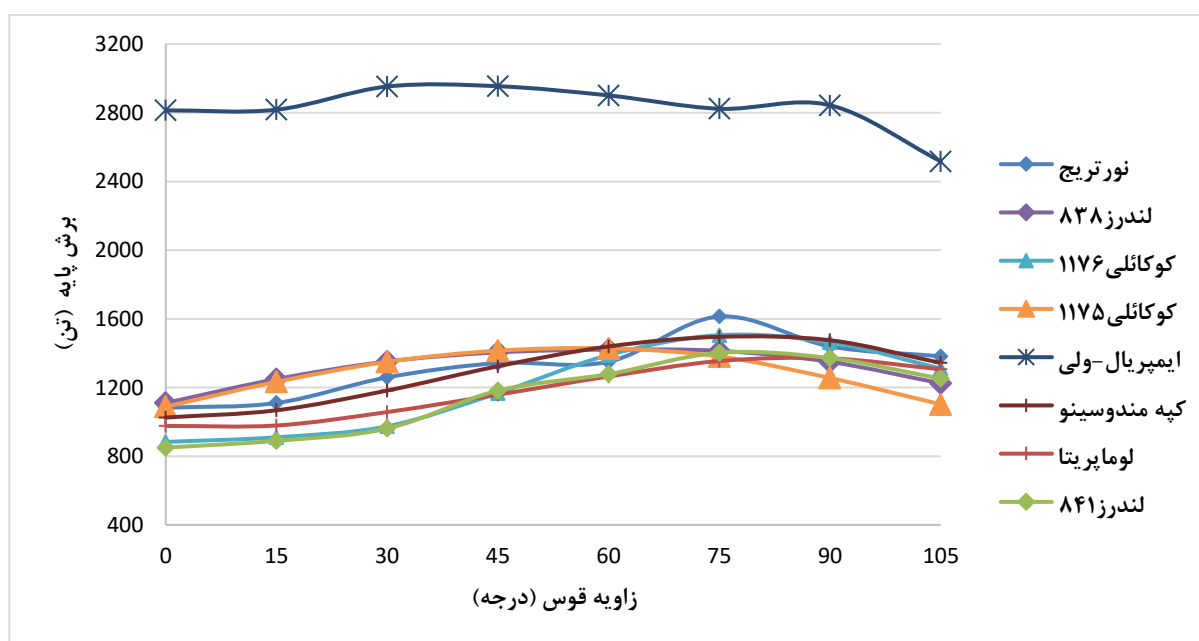
نسبت تغییرات برش پایه در دو جهت عرضی به طولی برای زلزله بحرانی ایمپریال ولی در جدول ۸ نشان داده شده و مشاهده می شود بیشترین نسبت برش پایه در جهت عرضی به جهت طولی مربوط به پل مستقیم است که مقدار نسبت مذکور ۵/۸ بدست آمده است. در پل های قوسی، با افزایش زاویه قوس از ۱۵ تا ۹۰ درجه، نسبت برش پایه در جهت عرضی به جهت طولی کاهش می یابد و از ۳/۵ برای پل شماره ۲ با زاویه قوس ۱۵ درجه به ۱ برای پل شماره ۷ با زاویه قوس ۹۰ درجه می رسد و برای پل شماره ۸ با زاویه قوس ۱۰۵ درجه اندکی افزایش می یابد.

جدول ۸- مقایسه برش های پایه در دو جهت طولی و عرضی در زلزله ایمپریال ولی

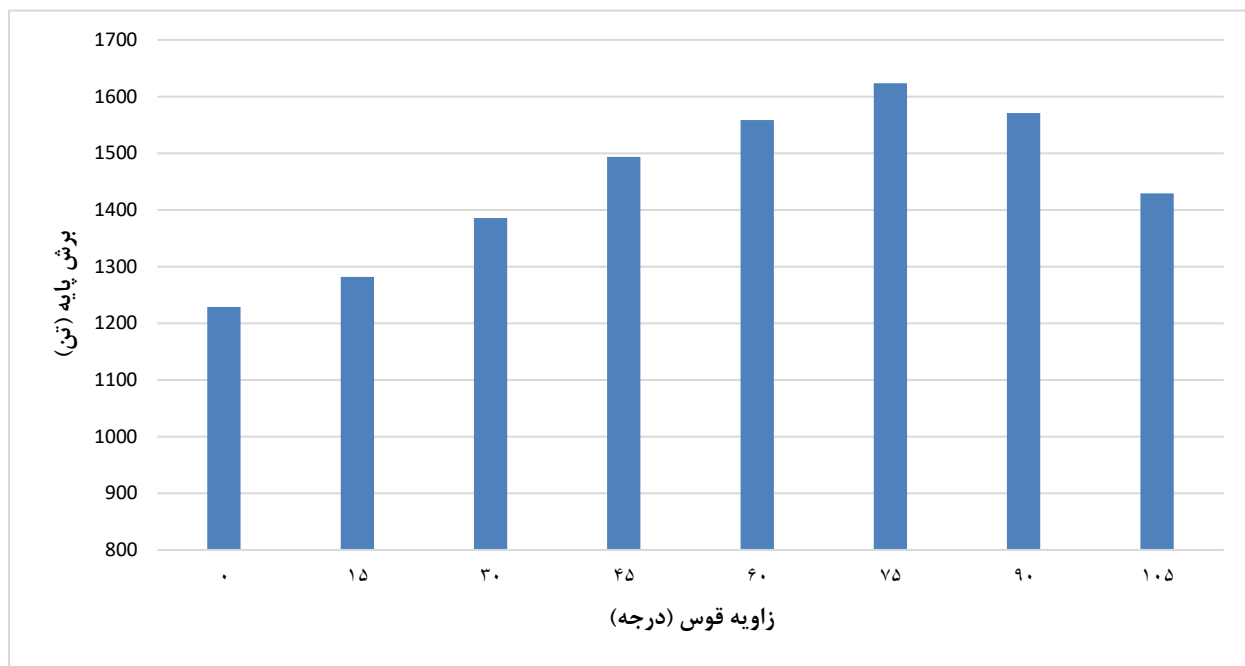
شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
برش پایه در جهت عرضی (تن)	۲۸۰۹	۲۰۲۳/۱	۲۰۳۸/۳	۲۲۳۰/۶	۲۱۶۰/۹	۲۰۶۵/۷	۲۰۱۰/۹	۱۸۰۹
برش پایه در جهت طولی (تن)	۴۸۲	۵۷۰/۸	۱۰۳۵/۹	۱۴۷۰/۶	۱۷۲۲/۲	۱۹۲۵/۱	۲۰۱۰/۹	۱۷۵۰/۲
نسبت برش پایه در جهت عرضی نسبت به جهت طولی	۵/۸	۳/۵	۱/۹	۱/۵	۱/۲۵	۱/۱	۱	۱/۰۳

#### ۴-۵- اثر زاویه قوس پل بر برش پایه

برای مقایسه اثر زاویه پل بر برش پایه، ابتدا میانگین هندسی مربوط به برش پایه در دو جهت طولی و عرضی برای ۸ پل و ۸ زلزله بدست آمد. پس از بدست آوردن میانگین هندسی، مقدار ماکزیمم هر رکورد برای هر پل و هر زلزله ثبت گردید که نتایج آن در شکل ۱۰ مقایسه شده است. در مرحله بعد، از مقادیر ماکزیمم بدست آمده ناشی از ۸ زلزله برای هر پل میانگیری شد و نمودار میانگین برش پایه بر حسب زاویه قوس مطابق شکل ۱۱ رسم گردید. همانگونه که مشاهده می شود ابتدا با افزایش زاویه قوس برش پایه افزایش می یابد و در زاویه ۷۵ درجه، به ۱۶۲۳ تن می رسد و سپس با افزایش زاویه قوس تا ۱۰۵ درجه، کاهش می یابد. لازم به ذکر است که کمترین میزان برش پایه در پل مستقیم (بدون قوس) دیده می شود که ۱۲۲۰ تن بدست آمده است. بنابراین می توان نتیجه گرفت که میزان برش پایه در پل های دارای قوس در پلان از پل مستقیم بالاتر است.



شکل ۱۰- مقادیر ماکزیمم برش پایه بر حسب زاویه قوس برای زلزله های مختلف.



شکل ۱۱- نمودار میانگین برش پایه ناشی از ۸ زلزله بر حسب زاویه قوس.

#### ۴-۶- جابجایی عرشه

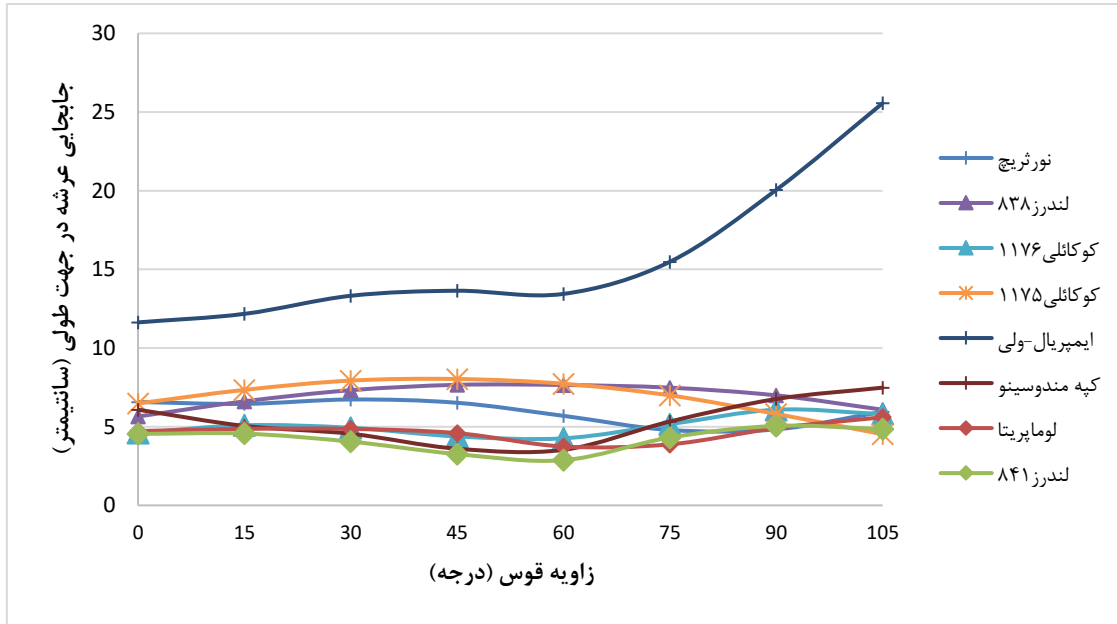
نمودارهای مربوط به جابجایی عرشه به همراه بیشترین مقادیر برای زلزله های مختلف مربوط به پل های شماره ۱ و ۸ در دو جهت طولی و عرضی بترتیب در شکل ۱۲ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود در هر دو جهت طولی و عرضی بیشترین میزان جابجایی مربوط به زلزله ایمپریال-ولی است و در هر دو جهت بیشترین میزان جابجایی در زاویه ۱۰۵ درجه بوقوع پیوسته است. همچنین مقایسه جابجایی عرشه پل ها در دو جهت طولی و عرضی برای زلزله ایمپریال ولی در جدول ۹ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود بیشترین نسبت جابجایی عرشه در جهت عرضی به جهت طولی مربوط به پل مستقیم است که مقدار نسبت مذکور ۱/۵۵ بدست آمده است. در پل های قوسی، با افزایش زاویه قوس، بصورت تقریبی، نسبت جابجایی عرشه در جهت عرضی به جهت طولی کاهش یافته و کمترین نسبت برای پل شماره ۸ با زاویه قوس ۱۰۵ درجه معادل ۰/۹۸ بدست آمده است.

جدول ۹- مقایسه جابجایی عرشه پل ها در دو جهت طولی و عرضی در زلزله ایمپریال ولی

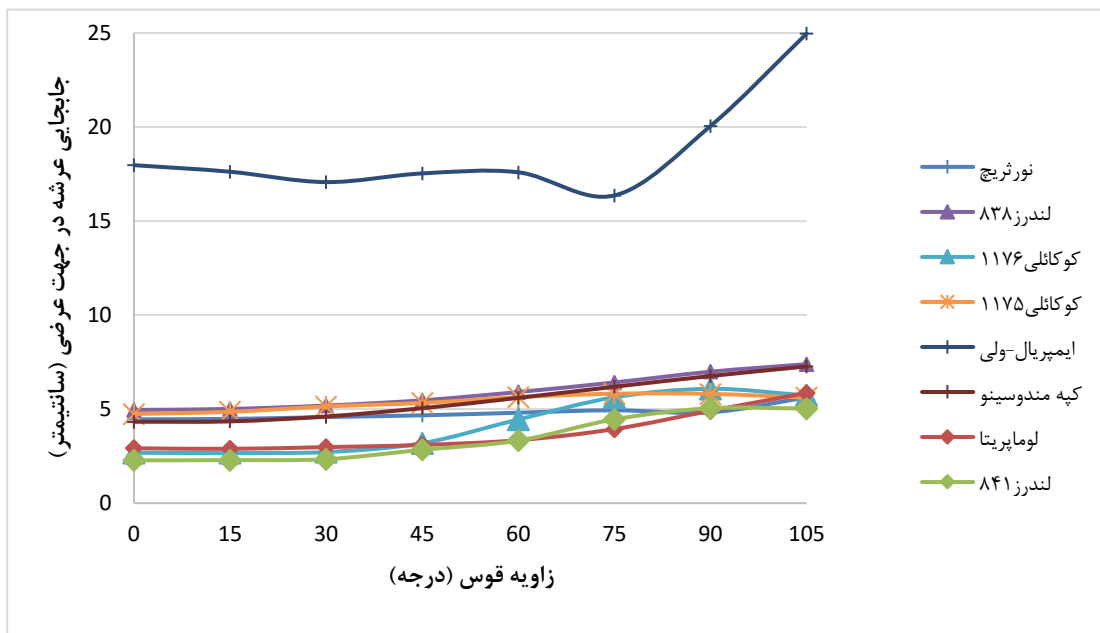
شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
جابجایی عرشه در جهت عرضی (سانتیمتر)	۱۷/۹۷	۱۷/۶۲	۱۷/۰۷	۱۷/۵۳	۱۷/۵۹	۱۶/۳۶	۲۰/۰۵	۲۴/۹۶
جابجایی عرشه در جهت طولی (سانتیمتر)	۱۱/۶۳	۱۲/۱۷	۱۳/۳۲	۱۳/۶۴	۱۳/۴۴	۱۵/۴۸	۲۰/۰۵	۲۵/۵۶
نسبت جابجایی عرشه در جهت عرضی به جهت طولی	۱/۵۵	۱/۴۵	۱/۲۸	۱/۲۸	۱/۳۰	۱/۰۵	۱	۰/۹۸

#### ۴-۷- اثر زاویه قوس بر جابجایی عرشه

برای مقایسه اثر زاویه قوس پل بر جابجایی، برش پایه، ابتدا مقادیر بیشترین جابجایی در دو جهت طولی و عرضی برای ۸ پل و ۸ زلزله بدست آمد. در مرحله بعد، از مقادیر ماکزیمم بدست آمده ناشی از ۸ زلزله برای هر پل برای دو جهت طولی و عرضی بطور جداگانه میانگیری شد و نمودار میانگین جابجایی عرشه بر حسب زاویه قوس برای دو جهت طولی و عرضی در شکل ۱۳ رسم گردید.

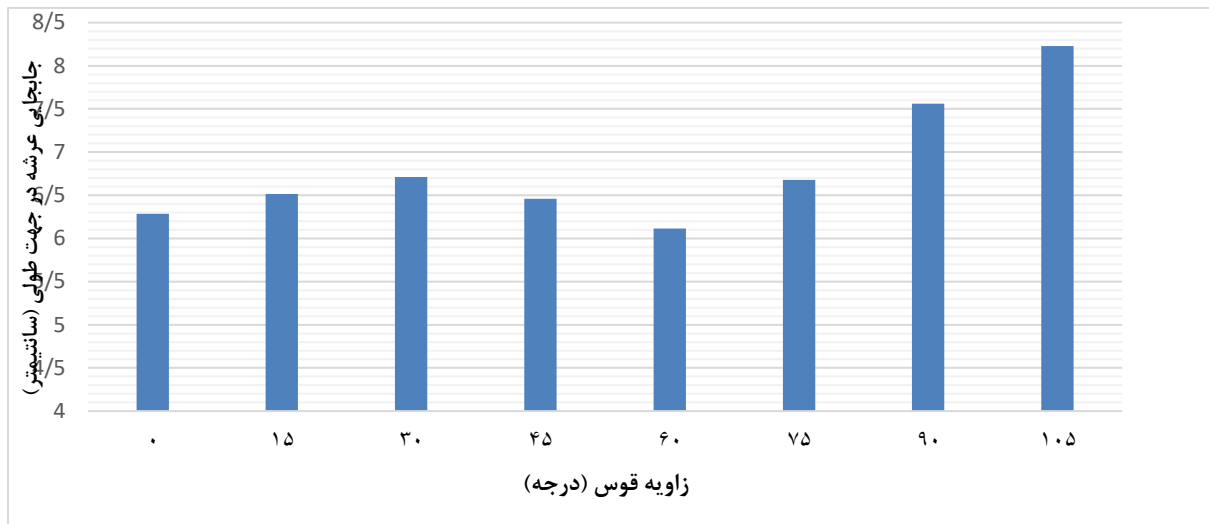


الف- در جهت طولی.

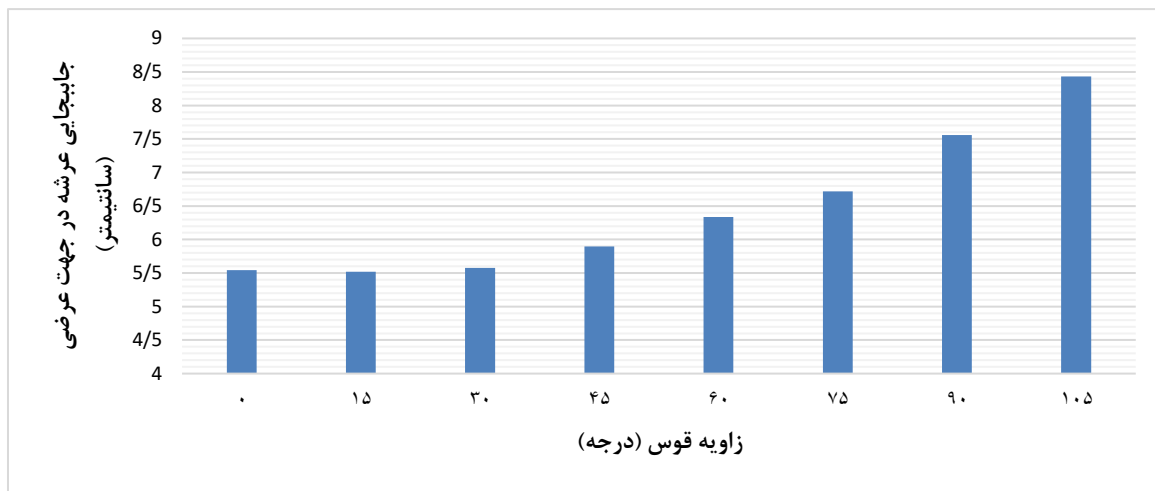


ب- در جهت عرضی.

شکل ۱۲- نمودار بیشترین جابجایی عرشه بر حسب زاویه قوس برای زلزله های مختلف در دو جهت.



الف- در جهت طولی



ب- در جهت عرضی

شکل ۱۳- نمودار بیشترین جابجایی پل در جهت عرضی در اثر زلزله های مختلف بر حسب زاویه قوس.

نتایج بدست آمده نشان می دهد که بیشترین میزان جابجایی عرشه در هر دو جهت طولی و عرضی در پل با زاویه ۱۰۵ درجه بوجود آمده است که به ترتیب ۳۱ و ۵۲ درصد نسبت به پل مستقیم افزایش یافته است. روند تغییر جابجایی عرشه در راستای عرضی رابطه مستقیم با شعاع قوس داشته و با افزایش زاویه قوس افزایش یافته است در حالیکه در جهت طولی بطور مشخص چنین روندی دیده نمی شود و در زوایای پایین تر مقداری افت در میزان جابجایی با افزایش زاویه دیده می شود. همچنین، مقایسه جابجاییها متناسب با زاویه قوس در دو جهت طولی و عرضی در جدول ۱۰ نشان داده شده است. همانگونه که مشاهده می شود نسبت جابجایی هر پل به پل بدون قوس در هر دو جهت طولی و عرضی تقریباً صعودی است و و بیشترین مقدار آن در هر دو جهت طولی و عرضی مربوط به پل شماره ۸ با زاویه قوس ۱۰۵ درجه است که نسبت مذکور در جهت طولی ۱/۳۱ و در جهت عرضی ۱/۵۲ بدست آمده است.

جدول ۱۰- مقایسه جابجایی‌ها متناسب با زاویه قوس در دو جهت طولی و عرضی

شماره پل	۱	۲	۳	۴	۵	۶	۷	۸
زاویه قوس	۰	۱۵	۳۰	۴۵	۶۰	۷۵	۹۰	۱۰۵
میانگین جابجایی عرشه در جهت عرضی (سانتیمتر)	۵/۵۴	۵/۵۲	۵/۵۷	۵/۸۹	۶/۳۳	۶/۷۲	۷/۵۶	۸/۴۳
میانگین جابجایی عرشه در جهت طولی (سانتیمتر)	۶/۲۸	۶/۵۱	۶/۷۱	۶/۴۶	۶/۱۱	۶/۶۷	۷/۵۶	۸/۲۳
نسبت جابجایی هر پل به پل بدون قوس در جهت عرضی	۱	۰/۹۹	۱/۰۱	۱/۰۶	۱/۱۴	۱/۲۱	۱/۳۶	۱/۵۲
نسبت جابجایی هر پل به پل بدون قوس در جهت طولی	۱	۱/۰۴	۱/۰۷	۱/۰۳	۰/۹۷	۱/۰۶	۱/۲	۱/۳۱
نسبت جابجایی در جهت عرضی به جهت طولی	۰/۸۸	۰/۸۵	۰/۸۳	۰/۹۱	۱/۰۴	۱/۰۱	۱	۱/۰۲

### ۵- نتیجه گیری

اثر زاویه قوس بر رفتار لرزه ای پل های بتن مسلح دارای قوس در پلان در این مقاله بر روی ۸ پل با زوایای قوس متفاوت بررسی و در نرم افزار CSi Bridge مدل سازی شدند و با اعمال ۸ شتاب نگاشت مختلف، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی انجام گردید که نتایج حاصله بصورت زیر ارائه میگردد.

۱- بیشترین میزان دوران مفصل خمیری برای پل قوسی با زاویه ۱۰۵ درجه با ۱۶ درصد افزایش نسبت به پل مستقیم اتفاق افتاد.

۲- در تمامی پل های قوسی، مقدار لنگر نسبت به پل بدون قوس بیشتر بوده است بطوریکه لنگر در پل با زاویه قوس ۶۰ درجه، ۱۲ درصد نسبت به پل مستقیم افزایش داشت. با افزایش زاویه قوس، نسبت ممان هر پل به ممان پل بدون قوس در جهت ۲ کاهش ولی در جهت ۳ افزایش یافت. ضمناً نسبت ممان جهت ۳ به ممان جهت ۲ با افزایش زاویه قوس بطور پیوسته از ۰/۸۳ برای زاویه ۱۵ درجه به ۱/۰۵ برای زاویه ۱۰۵ درجه افزایش یافت.

۳- نتایج نشان داد که سطح عملکرد پل مستقیم و پل های قوسی تا زاویه قوس ۷۵ درجه در سطح عملکرد ۱ (قابلیت استفاده بی وقفه) و برای پل های با زاویه قوس ۹۰ و ۱۰۵ درجه، در سطح عملکرد ۲ (ایمنی جانی) قرار گرفتند.

۴- بیشترین برش پایه در پل زاویه ۷۵ درجه با ۳۳ درصد افزایش نسبت به پل مستقیم اتفاق افتاد. بیشترین نسبت برش پایه در جهت عرضی به جهت طولی برای زلزله بحرانی ایمپریال ولی در پل مستقیم با نسبت ۵/۸ بدست آمد و در پل های قوسی، با افزایش زاویه قوس این نسبت از ۳/۵ برای پل با زاویه قوس ۱۵ درجه به ۱ برای پل با زاویه قوس ۹۰ افزایش یافت.

۵- بیشترین میزان جابجایی عرشه در هر دو جهت طولی و عرضی در پل با زاویه ۱۰۵ درجه با افزایش ۳۱ و ۵۲ درصد نسبت به پل مستقیم بوجود آمد. تغییر جابجایی عرشه در راستای عرضی با افزایش زاویه قوس افزایش یافت در حالیکه در جهت طولی بطور مشخص چنین روندی دیده نشد.

۶- بیشترین نسبت جابجایی عرشه در جهت عرضی به جهت طولی مربوط به پل مستقیم بود و با افزایش زاویه قوس، نسبت جابجایی عرشه در جهت عرضی به جهت طولی کاهش یافت. نسبت جابجایی هر پل به پل بدون قوس در هر دو جهت طولی و عرضی افزایشی است و بیشترین مقدار آن در هر دو جهت طولی و عرضی مربوط به پل با زاویه قوس ۱۰۵ درجه بود.

- [1] Shalchian, H., *Bridge construction*. Dehhoda Publications, Vol. 1 and 2, 1985 (in persian).
- [2] Tahooni, Sh., *Bridge Design*, Tehran University Publications, Iran, 2009. (in Persian).
- [3] *Road and Railway Bridges Seismic Resistant Design*, No. 463, Ministry of Roads and Transportation, Deputy of Training; Research and Information Technology, 2008. (in Persian).
- [4] Kircher, C.A. and Martin W. "Development of fragility Curve for Estimating of Earthquake Damage Work Shop on Continuing Action to Reduce losses from Earthquake", Washington, Dc : U.S. Geological Survey, 1993.
- [5] Pahlavan, H., *Assessing the Possible Vulnerability of Reinforcement of Reinforced Concrete Bridges with Software OpenSEES*, Azade Publication, First Edition, Iran, 2015. (in Persian).
- [6] Pahlavan, H., *Development of seismic fragility curves for reinforced concrete box deck arch bridges*, PhD Thesis, University of Science and Technology of Iran, 2015. (in Persian).
- [7] Moehle, J.P., Eberhard, M.O. *Earthquake Damage to Bridges*, Bridge Engineering- Seismic Design, Edited by Wai-Fah Chen and Lian Duan, CRC Press LLC, Boca Raton, 2003.
- [8] Ramanathan, N.K. "Next generation seismic fragility curves for California bridges incorporating the evolution in seismic design philosophy," Ph.D. thesis, Georgia Institute of Technology, Atlanta, 2012.
- [9] Yashinsky, M., Karshenas, M. J., "Fundamentals of Seismic Protection for Bridges", EERI Monograph, Oakland, CA, 2003.
- [10] Yashinsky, M. *Northridge Earthquake: Lifeline Performance and Post Earthquake Response*, Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Monograph No. 8, Washington, D.C. 1995.
- [11] Duan, L., Li, F., *Seismic Design Philosophies and Performance-Based Design Criteria*, Bridge Engineering – Seismic Design, Edited by Wai-Fah Chen and Lian Duan, CRC Press LLC, Boca Raton, 2003.
- [12] Wight, J., MacGregor, J., *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 6th Edition, Prentice Hall, 2011.
- [13] Basoz, N., Kiremidjian, A. S., *Evaluation of Bridge Damage Data from the Loma Prieta and Northridge CA Earthquakes*, Report No. MCEER-98-0004, MCEER, The State University of New York, Buffalo, 1997.
- [14] Guo, J.J., Zhong, J., Dang, X., Yuan, W., "Seismic performance assessment of a curved bridge equipped with a new type spring restrainer", *Engineering Structures*, 151, 105–114, 2017.
- [15] Seo, J., Linzell, D.G., "Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment", *Engineering Structures*, 34, 21–32, 2012.
- [16] Burdette NJ, Elnashai AS, Lupoi A, Sextos AG., "Effect of asynchronous earthquake motion on complex bridges. I: Methodology and input motion", *J Bridge Eng* ;13(2):158–65, 2008.

- [17] Linzell D, Nadakuditi V. "Parameters influencing seismic response of horizontally curved, steel I-girder bridges", *Steel Compos Struct* ;11:21–38, 2011.
- [18] Levi, M.J, Sanders, D.H., Buckle, I.G., "Seismic Response of Columns in Curved Bridges", *Structures Congress*, 2012.
- [19] Li, X., Zhang, D., ASCE, S.M., Yan, W., Chen, Y., Xie, Y., "Shake-Table Test for a Typical Curved Bridge: Wave Passage and Local Site Effects", *American Society of Civil Engineers*, 2014.
- [20] Ni, Y., Chen, J., Tang, H., Jiang, H., "Influence of Earthquake Input Angle on Seismic Response of Curved Girder Bridge", *Journal of Traffic and Transportation Engineering*, 2(4) 233-341, 2015.
- [21] Wilson, Th, Mahmoud, H., Chen, S., "Seismic performance of skewed and curved reinforced concrete bridges in mountainous states", *Engineering Structures* 70, 158–167, 2014.
- [22] Azadi, M.R., Allahvirdizadeh, R., "Enhanced empirical models for predicting the drift capacity of less ductile RC columns with flexural, shear, or axial failure modes", *Front. Struct. Civ. Eng.*, 13(5): 1251–1270, 2019.
- [23] Azadi, M.R., Sezen, H., Taciroglu, E., "Data-Driven Models for Predicting the Shear Strength of Rectangular and Circular Reinforced Concrete Columns", *J. Struct. Eng.*, 147(1): 2021.
- [24] Kalantari, H., *Investigation of seismic behavior of reinforced concrete bridges with arches in the plan behavioral effects of elastomeric supports*, Master Thesis, University of Tehran, Iran, 2003. (in Persian).
- [25] Abedini, M.J., *Investigation of seismic vulnerability of multi-frame concrete arc bridges using fragility curves*, Master Thesis, University of Science and Technology of Iran, 2013. (in Persian).
- [26] Tondini, N., Stojadinovic, B., "Probabilistic seismic demand model for curved reinforced concrete bridges". *Springer Science*, 10, 1455–1479, 2012.
- [27] Mohseni, M., Norton, T.R. "Seismic damage assessment of curved bridges using fragility analysis." *Proceeding of 11th International Conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering-ICASP11*, Zurich, Switzerland, 2011.
- [28] Khanmohammadi, M., Karimi, M., "Studying the effect of skewness on seismic behavior of horizontally curved RC bridges by elastic analysis" *International Conference on Civil Engineering Architecture & Urban Sustainable Development*, Tabriz, Iran, 2013.
- [29] Zakeri, B., Padgett, J. E., Amiri, G. G., "Fragility analysis of skewed single-frame concrete box-girder bridges", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 28(3), 571-582, 2013.
- [30] Taghavi, H., *Evaluation of the effect of height difference in columns on the seismic behavior of arched bridges in the shape of a reinforced concrete box deck*, Master Thesis, Shomal University, Iran, 2016. (in Persian).
- [31] Shams, R., *Investigation of seismic behavior of arched bridges in the plan*, Master Thesis, Azad Islamic University of Safadasht, Iran, 2017. (in Persian).
- [32] Asadollahi, Kh., Pahlavan, H., Shayanfar, M., Barkhordari, M.A., *Investigation of the effect of spans on the response of box deck arch bridge columns*, 4th international congress of structure, architecture and urban development, Tehran, Iran, 2016. (in Persian).

- [33] Shiravand, M.R., Mahboobi, S., Omidian, P., "Evaluation of seismic behavior of continuous deck concrete bridges with different beams using brittleness curve", *Journal of Structural and Construction Engineering*, Vol. 4, No. 4, 2017. (in Persian).
- [34] Galindo CM, Hayashikawa T, Belda JG. "Damage evaluation of curved steel bridges upgraded with isolation bearings and unseating prevention cable restrainers". *World Acad Sci, Eng Technol* ;35:11–27, 2009.
- [35] He XH, Sheng XW, Scanlon A, Linzell DG, Yu XD. "Skewed concrete box girder bridge static and dynamic testing and analysis", *Eng Struct* ;39:38–49, 2012.
- [36] Mwafy AM, Elnashai AS. "Assessment of seismic integrity of multi-span curved bridges in mid-America". Campaign IL, USA: Mid-America Earthquake Center Civil and Environmental Engineering Department, University of Illinois at Urbana; 2007.
- [37] Wilson Th., Chen S., Mahmoud H., "Analytical Case Study on the Seismic Performance of a Curved and Skewed Reinforced Concrete Bridge Under Vertical Ground Motion" *Engineering Structures*, 100,128-136, 2015.
- [38] Iranian National Building Codes Compilation Office. *Iranian National Building Code, Part 9: Reinforced Concrete Buildings Design*, Ministry of Road and Urban Development, 2020. (in Persian).
- [39] *Standard loads for bridges, No. 139*, Office of the Deputy for technical Affairs, Bureau of Technical Affairs and Standards, 2000. (in Persian).
- [40] *The Code of Practice for the Analysis and Design of Concrete Bridges, No. 389*, Appendix to Iranian Concrete Code of Practice for Analysis and Design of Building Structures, Office of Deputy for Strategic Supervision, 2008. (in Persian).
- [41] *Highway Geometric Design Code, No. 415*, Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs, 2012. (in Persian).
- [42] Rasoolnia, A., Azimi, M., "Modeling, analysis and design of bridges with CSiBridg", Dibagaran publication. (in Persian).
- [43] Iranian National Building Codes Compilation Office. *Iranian National Building Code, Part 6: Loads on the Building*, Ministry of Road and Urban Development, 2013. (in Persian).
- [44] Taghinezhad, R., "Seismic design and improvement of structures based on performance level using push analysis of ETABs-SAP 2000", University book publication, (in Persian).
- [45] *Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360*, Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs, 2014. (in Persian).