



### بررسی پل‌های بیه‌دار صندوقه‌ای پیش‌تنیده تحت بار زلزله

تینا جلال‌زاده<sup>۱</sup>، مجید برقیان<sup>۲</sup>

۱- کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

| اطلاعات مقاله  | چکیده   |
|--|---|
| <b>تاریخچه</b><br>دریافت: ۲۵ اسفند ۱۳۹۶<br>پذیرش: ۵ خرداد ۱۳۹۷   | زلزله از جمله مهم‌ترین عواملی است که می‌تواند موجب تخریب پل‌ها گردد. بدیهی است که کارایی لرزه‌ای سیستم‌های حمل و نقل و از جمله پل‌ها نقشی کلیدی در مدیریت بحران زلزله ایفا می‌نمایند. در این مقاله به بررسی عملکرد نوع خاصی از پل‌ها در برابر زلزله پرداخته شده است. پل‌های بیه‌دار جزء پرکاربردترین انواع پل‌ها در طراحی بزرگراه‌ها و معابر شهری هستند. زمانی که مسیر جاده نتواند با حالت مستقیم از روی مانع عبور کند، استفاده از هندسه بیه‌دار ضرورت پیدا می‌کند. طراحی این نوع پل‌ها در جامعه‌ی مهندسی در دهه‌های اخیر رواج بیش‌تری پیدا کرده است. در این بین ساخت پل‌های صندوقه‌ای پیش‌تنیده به جهت ویژگی‌ها و رفتار مناسب این نوع عرشه‌ها، در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. در این پژوهش یک پل سه‌دهانه صندوقه‌ای پیش‌تنیده با زوایای بیه مختلف مدل‌سازی گردید و با استفاده از نرم‌افزار CSiBridge تحت طراحی لرزه‌ای قرار گرفت. نتایج بدست آمده برای پل موردی نشان داد که با افزایش زاویه بیه، نسبت‌های نیاز به ظرفیت حاصل از تحلیل لرزه‌ای برای ستون‌ها کاهش می‌یابد. همچنین نیروهای داخلی عرشه و ستون‌ها از نرم‌افزار استخراج گردید تا رفتار کلی سازه به دست آید. |
| <b>کلید واژگان:</b><br>پل بیه‌دار<br>عرشه صندوقه‌ای<br>پیش‌تنیدگی<br>نسبت نیاز به ظرفیت<br>تحلیل لرزه‌ای |   |

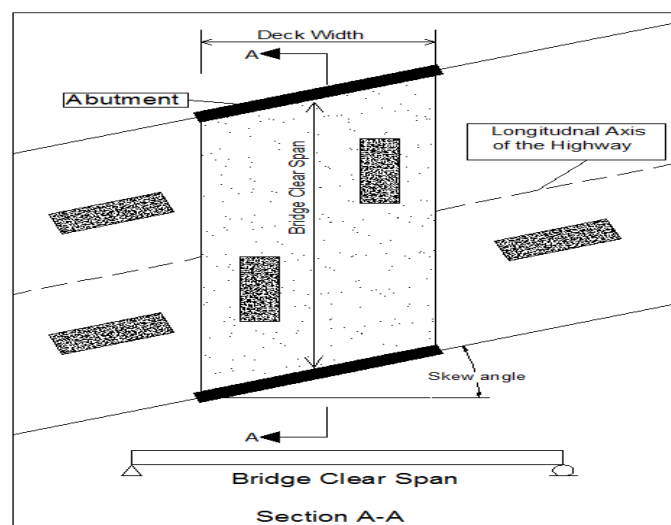


## ۱- مقدمه

پل‌ها از جمله شریان‌های حیاتی در هر کشور هستند و همان‌طور که تأثیر مثبت آنها قابل توجه است، در صورت صدمه دیدن یا شکستن، می‌توانند مخرب و گاه فاجعه‌آمیز باشند. زلزله از جمله مهم‌ترین عواملی است که می‌تواند موجب تخریب پل‌ها گردد. در بسیاری از مناطق با لرزه‌خیزی بالا در جهان، پیش از آن‌که آیین‌نامه‌های نوین طرح لرزه‌ای توسعه یابند، تعداد بسیار زیادی پل ساخته شده که هنوز هم در حال بهره‌برداری هستند. زلزله‌های شدید اتفاق افتاده در دهه‌ی ۹۰ میلادی در آمریکا، ژاپن، تایوان و ترکیه، آسیب‌های عمده‌ای به پل‌ها وارد آوردند. روش‌های طراحی پل‌ها برای زلزله و ایجاد شکل‌پذیری مناسب در اعضای آن‌ها از اوایل دهه‌ی ۷۰ میلادی در آیین‌نامه‌های پل مطرح شده بود. بعد از زلزله‌های اخیر به دلیل وسعت آسیب‌ها، نحوه‌ی طراحی این سازه‌ها از طرف کارشناسان مهندسی زلزله مورد سوال قرار گرفت و مجدداً تحقیق بر روی نیازهای شکل‌پذیری و جزئیات طراحی اجزای پل انجام شد [۱].

به طور بالقوه پل‌ها از آسیب‌پذیرترین سازه‌های موجود در سیستم‌های شهری و بزرگراهی در حین زلزله می‌باشند. بدیهی است که کارایی لرزه‌ای سیستم‌های حمل و نقل از جمله پل‌ها نقشی کلیدی در مدیریت بحران زلزله ایفا می‌نمایند. با توجه به وزن زیاد پل‌ها و بزرگ بودن دهانه‌های آن، این سازه‌ها باید دارای مقاومت و شکل‌پذیری کافی در برابر نیروهای لرزه‌ای باشند. از این‌رو در این پژوهش به بررسی عملکرد نوع خاصی از پل‌ها در برابر زلزله پرداخته می‌شود.

در دهه‌های گذشته پیشرفت‌های زیادی در خصوص رفتار استاتیکی و دینامیکی پل‌های منظم و مستقیم انجام شده است. با این وجود ابهامات زیادی در مورد پل‌های مورب باقی مانده است که در آیین‌نامه‌های طراحی نیز نبود جزئیات مناسب برای این پل‌ها دیده می‌شود. پل‌های بیه‌دار جزء پرکاربردترین انواع پل‌ها در طراحی بزرگراه‌ها و معابر شهری هستند. زمانی که پل با هندسه پلانی، نتواند با حالت مستقیم از روی مانع عبور کند، استفاده از هندسه بیه‌دار ضرورت پیدا می‌کند. در این بین ساخت پل‌های صندوقه‌ای پیش‌تنیده به جهت ویژگی‌ها و رفتار مناسب این نوع عرشه‌ها، در دهه‌های اخیر بسیار مورد توجه قرار گرفته است. پل‌ها را می‌توان از جهات مختلفی دسته‌بندی کرد که یکی از معیارهای مهم نحوه‌ی تقاطع سازه‌ی پل با معبر است. از این نقطه نظر پل‌ها به سه دسته اصلی پل مستقیم، بیه‌دار و منحنی تقسیم بندی می‌شوند. در پل‌های بیه‌دار مطابق شکل زیر بین خط عمود بر محور مرکزی طولی پل و خط مرکزی کوله یا پایه زاویه‌ای وجود دارد که آن را «زاویه‌ی بیه» می‌نامند. این زاویه تأثیر بسیار مهمی در رفتار پل‌های بیه‌دار دارد.



شکل ۱. تعریف هندسی زاویه‌ی بیه [۲]

در اثر پیش‌تنیدگی ظرفیت باربری عضو افزایش می‌یابد. قبل از پیدایش فن پیش‌تنیدگی، پل‌های بتن‌آرمه تنها برای پوشش دادن به دهانه‌های نسبتاً کوتاهی به کار برده می‌شدند. محدودیت طول دهانه در این پل‌ها ناشی از دو عامل اساسی بوده است: اولاً برای دهانه‌های بلندتر حجم مصالح مصرفی (بتن و فولاد) به سرعت افزوده می‌گردد، به طوری که بار مرده‌ی سازه خود یک عامل بحرانی در طراحی مقطع محسوب خواهد شد؛ ثانیاً هزینه‌های مربوط به قالب‌بندی و شمع‌گذاری چنین عرشه‌هایی مقادیر بسیار بزرگی را به خود اختصاص خواهد داد.

مشخصه‌ای که باعث تمایز بین رفتار پل‌های صندوقه‌ای و پل‌های با شاه‌تیره‌های I شکل می‌شود، سختی پیچشی بسیار بالای مقاطع صندوقه‌ای است. تأثیر اصلی این مشخصه روی رفتار خمش کلی و تقسیم‌برش عمودی به‌طور مساوی بین صفحات جان می‌باشد. در نتیجه این تقسیم‌مساوی، تنش‌های خمشی نیز به‌طور مساوی تقسیم می‌شود. به‌عنوان یک نتیجه، عرشه‌های صندوقه‌ای به‌طور کارآمدتری رفتار می‌نمایند و نیاز کمتری به طراحی برای تأثیرات بارهای قله‌ای - که بعضاً در یکی از تیر ورق‌ها اتفاق می‌افتد - خواهند داشت [۳].

در این مقاله برای بررسی تأثیر زاویه بیه بر رفتار دینامیکی پل‌های صندوقه‌ای پیش‌تنیده، یک پل سه دهانه در نرم‌افزار CSiBridge مدل‌سازی شده است. از جمله قابلیت‌های کارآمد نرم‌افزار CSiBridge تحلیل و طراحی لرزه‌ای پل‌هاست. در این نرم‌افزار طراحی لرزه‌ای به‌صورت خودکار انجام می‌شود و نسبت‌های نیاز به ظرفیت<sup>۱</sup> و نیروهای داخلی توسط نرم‌افزار محاسبه می‌گردد.

## ۲- الگوسازی پل مورد مطالعه

پل مورد مطالعه یک پل سه‌دهانه با عرشه صندوقه‌ای که از لحاظ ابعادی در محدوده‌ی اجرایی مناسب قرار دارد، طراحی می‌شود. برای انتخاب نوع رشته‌های پیش‌تنیدگی از رشته‌هایی با سستی کم (AASHTO 5.4.4.1) با قطر ۱۵/۲ میلی‌متر استفاده شده است که در جدول ۱ مشخصات این رشته‌ها نشان داده شده است. برای بتن نیز مقاومت نهایی  $31 \text{ MPa}$  و با توجه به مقاومت مشخصه آن، وزن مخصوص آن نیز حدود  $2320 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$  (AASHTO. Table 3.5.1-1) در نظر گرفته شده است.

جدول ۱. مشخصات هر رشته کابل

|          |                      |
|----------|----------------------|
| $A_s$    | $140 \text{ mm}^2$   |
| $F_{pu}$ | $1860 \text{ MPa}$   |
| $F_{py}$ | $1675 \text{ MPa}$   |
| $E_p$    | $196500 \text{ MPa}$ |

با توجه به AASHTO 5.4.2.4 برای بتن‌هایی با وزن مخصوص بین  $1440$  تا  $2500 \frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$  و نیز برای مقاومت مشخصه تا  $105 \text{ MPa}$  باید از رابطه زیر برای محاسبه مدول الاستیسیته بتن استفاده کرد:

$$E_c = 0.043 K_1 \gamma_c^{1.5} \sqrt{f_c} \quad (1)$$

$K_1$ : ضریب وابسته به نوع سنگدانه بوده و در غیاب آزمایش‌های دقیق، برابر ۱ قرار داده می‌شود.



$$\gamma_c: \text{وزن مخصوص بتن بر حسب } \frac{Kg}{m^3}$$

$$f_c: \text{مقاومت فشاری مشخصه بر حسب MPa}$$

مدلی که در این پژوهش در نظر گرفته شده است یک پل سه دهانه با دو پایه میانی است که هر کدام از پایه‌ها دارای یک سرستون به ابعاد ۱ در ۱/۵ متر و سه ستون به قطر ۱ و ارتفاع ۶ متر می‌باشد. ستون‌ها دارای ۱۳ میلگرد طولی به قطر ۲۰ میلی‌متر و خاموت دورپیچ به قطر ۱۰ میلی‌متر هستند. طول مدل ۴۵/۷۲ متر و عرض آن ۱۳/۰۵ متر است. در این عرض دو خط عبوری با عرض ۳/۶ متر، دو شانه راه با عرض ۲/۴ متر و جدول‌های کناری بتنی با عرض ۰/۴۵ متر قرار دارد. به عنوان پوشش سطح رویه، ۱۰ سانتی‌متر آسفالت در نظر گرفته شده است. بار جدول‌ها و پوشش آسفالتی به صورت گسترده بر روی عرشه اعمال می‌شود.

پل مورد نظر دارای مقطع صندوقه‌ای با ۵ صفحه جان است. حداقل عمق مورد نیاز مقطع برای پلی با این طول، با فرض عرشه صندوقه‌ای بتنی در جاساخت، حدود ۲/۰۶ متر است (AASHTO Table 2.5.2.6.3-1) که مقدار ۲/۲ متر انتخاب می‌شود. از همان جدول حداقل ضخامت دال فوقانی ۱۶/۵ به دست می‌آید. برای بررسی ابعاد مقطع صندوقه‌ای از محدوده‌ی مورد قبول آشتو از AASHTO Table 4.6.2.2.2b-1 استفاده می‌شود.

بار مرده سازه شامل وزن خود اجزاء، وزن جدول‌های کناری راه، دیافراگم و وزن سطح پوشش رویه است. در کناره‌های مقطع پل در عرض ۴۰ سانتی‌متر بار گسترده  $100 \frac{Kg}{m^2}$  به عنوان بار جدول‌ها در نظر گرفته شده است. در سطح پل نیز ۱۰ سانتی‌متر آسفالت استفاده شده است که به صورت بار گسترده  $220 \frac{Kg}{m^2}$  در سطح عرشه وارد شده است. مقطع عرضی پل تیر جعبه‌ای مورد استفاده در این پژوهش به لحاظ فنی و بر اساس AASHTO Table 4.6.2.2.1-1، "صندوقه‌ی چندسلولی بتنی در جاساخت" یا CIP Concrete Multi-Cell Box نامیده می‌شود که در AASHTO رده‌ی d به آن اطلاق می‌گردد.

بر اساس تحقیقات موسسه ۱ ADOT معمولاً قرار دادن گرانیگاه کابل‌های پیش‌تنیدگی در مرکز هندسی مقطع عرضی، یک انتخاب خوب و ایمن است. از آنجایی که ارتفاع کلی مقطع، ۲/۲ متر است، گرانیگاه کابل‌ها در عمق ۱/۱ متری قرار داده می‌شود.

به طور معمول نیروی پیش‌تنیدگی اعمال شده به کابل‌ها، در ۵ سال اول عمر سازه، به طور مداوم دچار کاهش و به اصطلاح "افت" می‌گردد. برای یک سازه‌ی پیش‌تنیده، افت‌های مختلفی در طی زمان ساخت و بعد از آن در طی مرحله بهره‌برداری در نیروی پیش‌تنیدگی رخ می‌دهد. به دلیل آن‌که سازه‌های پیش‌کشیده و پس‌کشیده به روش‌های مختلفی پیش‌تنیده می‌گردند، افت‌های مربوط به این دو نیز متفاوت خواهد بود و در حالت پس‌کشیده پیچیدگی بیشتری خواهد داشت [۴]. بر طبق AASHTO Table 5.9.3-1، کابل‌های دارای سستی کم را می‌توان تا تنش  $0.7f_{pu}$  پیش‌تنیده کرد. با توجه به اینکه در هر غلاف ۲۰ رشته وجود دارد، سطح مقطع کلی در هر غلاف  $2800 \text{ mm}^2$  خواهد بود. پس، حداکثر نیروی قابل اعمال نیز به صورت زیر خواهد بود:

$$F_d = 2800 \text{ mm}^2 \times 0.7 \times 1860 \frac{N}{\text{mm}^2} = 3645 \text{ kN} \quad (2)$$

که در نرم‌افزار کمی کمتر از این مقدار قرار داده می‌شود. کنترل‌ها نیز نشان داد که با این مقدار نیرو در هر غلاف، سازه به طور کامل پیش‌تنیده می‌گردد.



با توجه به سختی پیچشی مناسب عرشه‌های صندوقه‌ای، معمولاً در این عرشه‌ها و به خصوص صندوقه‌های بتنی، تعداد دیافراگم‌ها کمتر است. وجود دو دیافراگم در دو انتهای پل و نیز در روی پایه‌های میانی که در این محل‌ها نیروی برشی زیاد است، کافی است [۴]؛ بنابراین ۴ دیافراگم با ضخامت ۷۶ سانتی‌متر در مدل قرار داده شده است.

جداسازی پایه به صورت جداکردن روسازه از پایه و از بین بردن اثرات حرکات افقی ایجاد شده توسط زلزله در سازه، به وسیله بالشتک صورت می‌گیرد. اصل اساسی که یک سیستم جداسازی شده بر مبنای آن کار می‌کند این است که سختی جانبی (افقی) سیستم ایجاد شده بسیار کوچک است و می‌تواند از انتقال حرکات زمین به سازه جلوگیری کند. در این پژوهش از پیش‌فرض‌های نرم‌افزار برای مدل‌سازی بالشتک‌ها استفاده شده است. ضخامت بالشتک‌ها همانند برخی از بالشتک‌های مورد استفاده در عمل ۱۴ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. دو نوع بالشتک یکی برای کوله‌ها که از تکان‌ها در جهت عمودی جلوگیری می‌کند و دیگری برای سرستون‌ها که از حرکت انتقالی در هر سه جهت جلوگیری می‌کند، همانند شکل‌های زیر استفاده شده است.

نرم‌افزار CSiBridge این قابلیت را دارد که طراحی را بر اساس منطقه بندی AASHTO حتی منطقه‌ی D انجام دهد. براساس جدول ۳-۵-۱ راهنمای ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه آشتو دسته‌بندی طراحی لرزه‌ای<sup>۱</sup> شامل ۴ گروه A، B، C و D است که براساس پارامتر SD1 تعیین می‌شود [۵]. در مدل‌سازی با این نرم‌افزار از راهنمایی که آیین‌نامه AASHTO برای طراحی لرزه‌ای پل‌ها ارائه داده است استفاده می‌گردد. با توجه به ضوابط طراحی لرزه‌ای آشتو به روش LRFD روش طراحی لرزه‌ای برای این نوع پل، نوع-۱، طراحی روسازه الاستیک و زیرسازه شکل‌پذیر می‌باشد. به این ترتیب در طراحی پل‌ها می‌بایست تشکیل مفصل‌های پلاستیک در ستون‌ها در نظر گرفته شود [۶].

پاسخ لرزه‌ای کل سازه پل با استفاده از تابع طیف پاسخ تعریف شده توسط نرم‌افزار، با وارد کردن طول و عرض جغرافیایی و یا کد پستی در گام دوم تعیین می‌شود. همچنین می‌توان تابع طیف پاسخ را به صورت دستی به نرم‌افزار معرفی کرد. گروه طرح لرزه‌ای برای پل بررسی شده در این پژوهش D در نظر گرفته شده و مشخصات طول جغرافیایی ۱۲۲- و عرض ۳۷ درجه وارد می‌شود و طیف پاسخ به دست می‌آید.

در گام بعد بار مرده به تمام پل اعمال می‌گردد و مشخصات مقاطع ترک‌خورده در ستون‌ها محاسبه می‌شود. سپس تحلیل مودال بر روی مقاطع ترک‌خورده انجام می‌شود و زمان تناوب و تغییر مکان‌های نسبی اجزای پل در هر مود نوسان تعیین می‌گردد. حداکثر تعداد مودها از رابطه زیر به دست می‌آید [۷]:

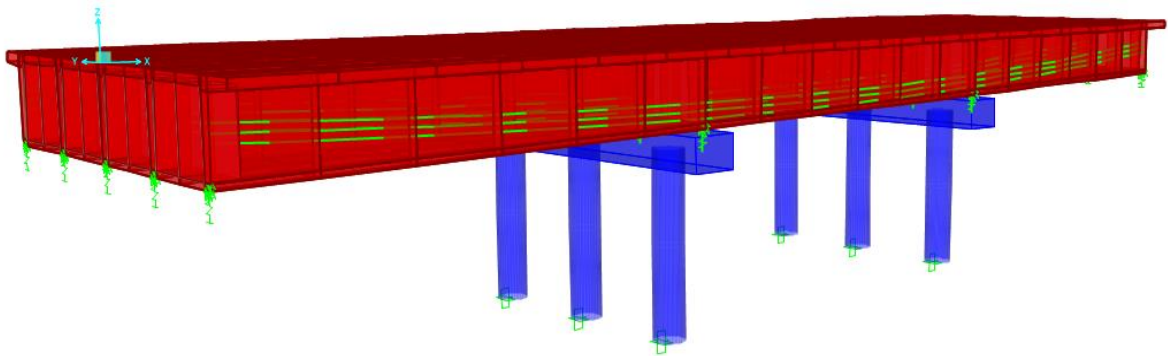
$$(3) \quad 12 + 6(3 - 2) = 12 + 6(2) = 24$$

حداقل تعداد مودهای نوسان که در ترکیب مودهای مختلف در هر امتداد باید در نظر گرفته شود باید بزرگ‌تر از ۱۲ باشد.

اثر بیشینه در اجزای پل در هر مود با توجه به زمان تناوب نوسان و شکل مود با استفاده از طیف بازتاب طرح بدست می‌آید. سه حالت بارگذاری طیف پاسخ به صورت خودکار توسط برنامه در جهت X، Y، و حالت ترکیبی XY ایجاد می‌شود.



برای طرح لرزه‌ای گروه D ستون‌ها و شالوده با بار معادل از کف بارگذاری شده و ستون‌ها جداسازی (ایزوله) می‌شوند. در گام بعد نرم‌افزار ظرفیت جابجایی سازه را بسته به این‌که سازه در منطقه‌ی B و C قرار گرفته باشد از مقادیر مجاز آیین‌نامه‌ای و اگر در منطقه‌ی D باشد از تحلیل پوش‌اور محاسبه می‌کند. نمای کلی از پل مورد بررسی در شکل ۲ نشان داده شده است.



شکل ۲. پل مورد مطالعه

### ۳- نتایج و بحث

#### ۳-۱- صحت‌سنجی

برای اطمینان از صحت مدل ایجاد شده با نرم‌افزار، پل مدل شده در پایان‌نامه اصغری [۸] که در اینجا مدل مرجع نامیده می‌شود، مدل‌سازی شده و نتایج زیر بدست آمد:

جدول ۲. مقایسه نتایج تحلیل مرجع با مدل مورد مطالعه در حالت مستقیم

| جابجایی         | Trans 1 |            | Trans 2   |            | Trans 3    |            |
|-----------------|---------|------------|-----------|------------|------------|------------|
|                 | پل مرجع | پل مدل شده | پل مرجع   | پل مدل شده | پل مرجع    | پل مدل شده |
| نقطه کنار دهانه | 0.02917 | 0.02917    | 1.316E-06 | 1.312E-06  | -2.543E-04 | -2.542E-04 |
| نقطه وسط دهانه  | 0.01840 | 0.01840    | 1.571E-05 | 1.571E-05  | -0.29983   | -0.29987   |

جدول ۳. مقایسه نتایج تحلیل مرجع با مدل مورد مطالعه در حالت بیه‌دار با زاویه ۴۰ درجه

| جابجایی         | Trans 1  |            | Trans 2    |            | Trans 3  |            |
|-----------------|----------|------------|------------|------------|----------|------------|
|                 | پل مرجع  | پل مدل شده | پل مرجع    | پل مدل شده | پل مرجع  | پل مدل شده |
| نقطه کنار دهانه | -0.00117 | -0.00126   | -4.873E-04 | -4.458E-04 | -0.01308 | -0.01315   |
| نقطه وسط دهانه  | 0.01121  | 0.01125    | -0.00267   | -0.00257   | -0.19195 | -0.19243   |

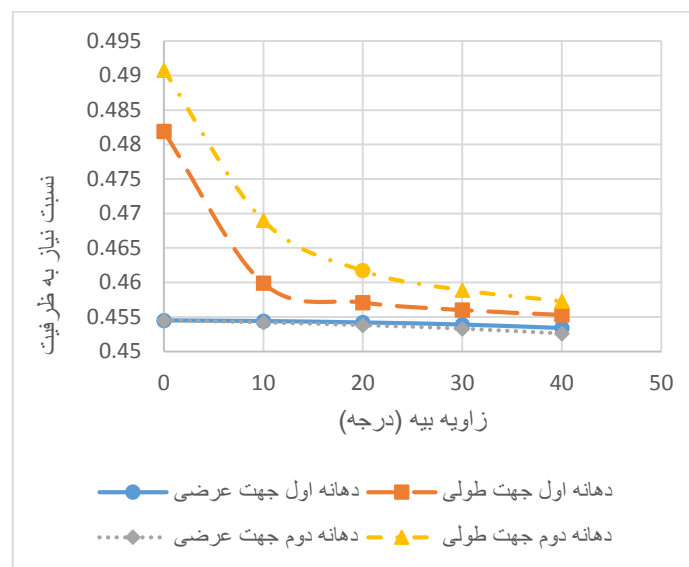
پس از کنترل نتایج و اطمینان از صحت مدل‌سازی به بررسی نتایج پرداخته می‌شود.



## ۳-۲-ارایه نتایج

برای بررسی تاثیر زاویه بیه بر رفتار دینامیکی پل‌های بیه‌دار صندوقه‌ای پیش‌تنیده سازه‌ی پل برای زوایای بیه ۰ تا ۴۰ درجه با گام‌های ۱۰ درجه مدل‌سازی شده و مورد طراحی لرزه‌ای قرار گرفته است. طراحی لرزه‌ای در نرم‌افزار CSiBridge به صورت خودکار انجام می‌گیرد و نسبت‌های نیاز به ظرفیت ستون‌ها و نیروهای داخلی عرشه و ستون‌ها و همچنین تغییرمکان‌ها و فرکانس‌ها و اشکال مودی از نرم‌افزار استخراج گردید تا رفتار کلی سازه به دست آید.

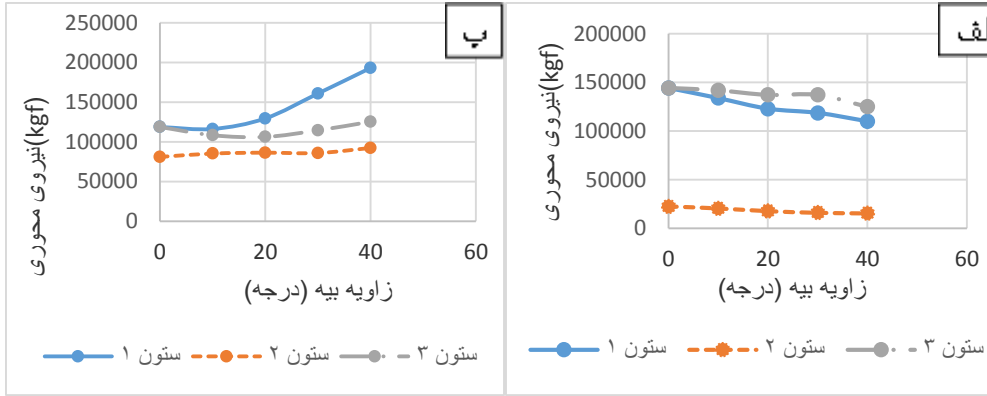
نرم‌افزار برای بدست آوردن مقادیر جابجایی یا جابجایی مطلوب<sup>۱</sup> مودها را محاسبه کرده و تحلیل طیف پاسخ<sup>۲</sup> انجام می‌دهد. برای محاسبه ظرفیت جابجایی سازه که در این جا سازه از نوع D می‌باشد از تحلیل بارافزون (پوش‌اور<sup>۳</sup>) استفاده شده است. در انتها نیز نسبت‌های نیاز به ظرفیت محاسبه می‌شوند. در نمودار زیر نسبت نیاز به ظرفیت برای زوایای بیه ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰ و ۴۰ درجه برای هر پایه در دو جهت طولی و عرضی پل محاسبه شده‌اند.



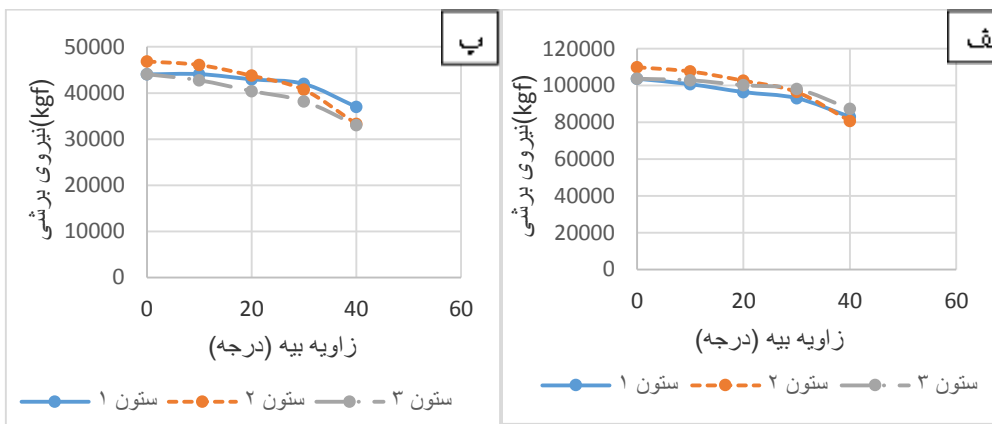
شکل ۳. نمودار نسبت نیاز به ظرفیت بر حسب زاویه بیه برای دو پایه میانی در دو جهت طولی و عرضی

در نمودارهای زیر نیروهای داخلی هر سه ستون پایه میانی اول و دوم نشان داده شده‌است. لازم به توضیح است که محور ۱ محور محلی ستون در راستای خود عضو، محور ۲ محور محلی ستون در راستای پل و محور ۳ عمود بر این دو محور است.

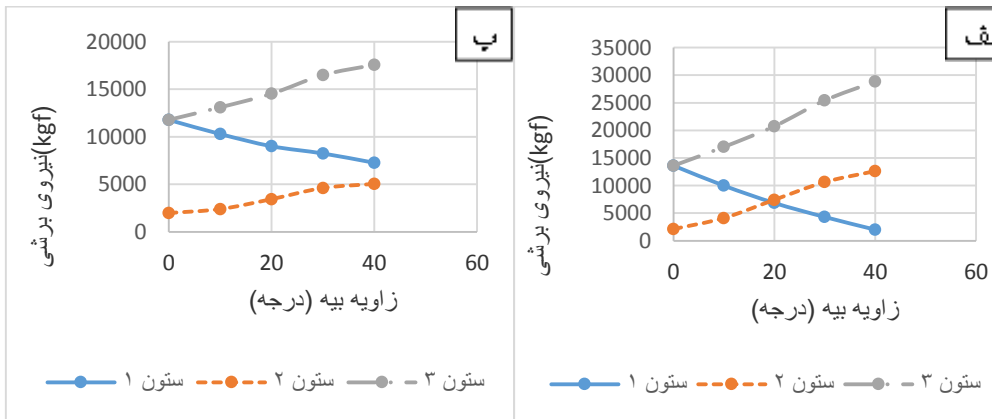




شکل ۴. نمودار نیروی محوری بر حسب زاویه بیه برای ستون‌های پایه (الف) و اول (ب) دوم



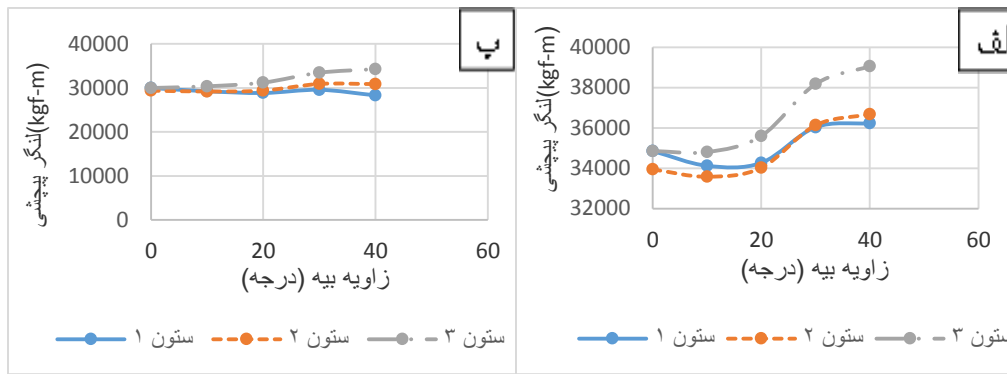
شکل ۵. نمودار نیروی برشی ستون‌ها  $V_2$  بر حسب زاویه بیه برای ستون‌های پایه (الف) و اول (ب) دوم



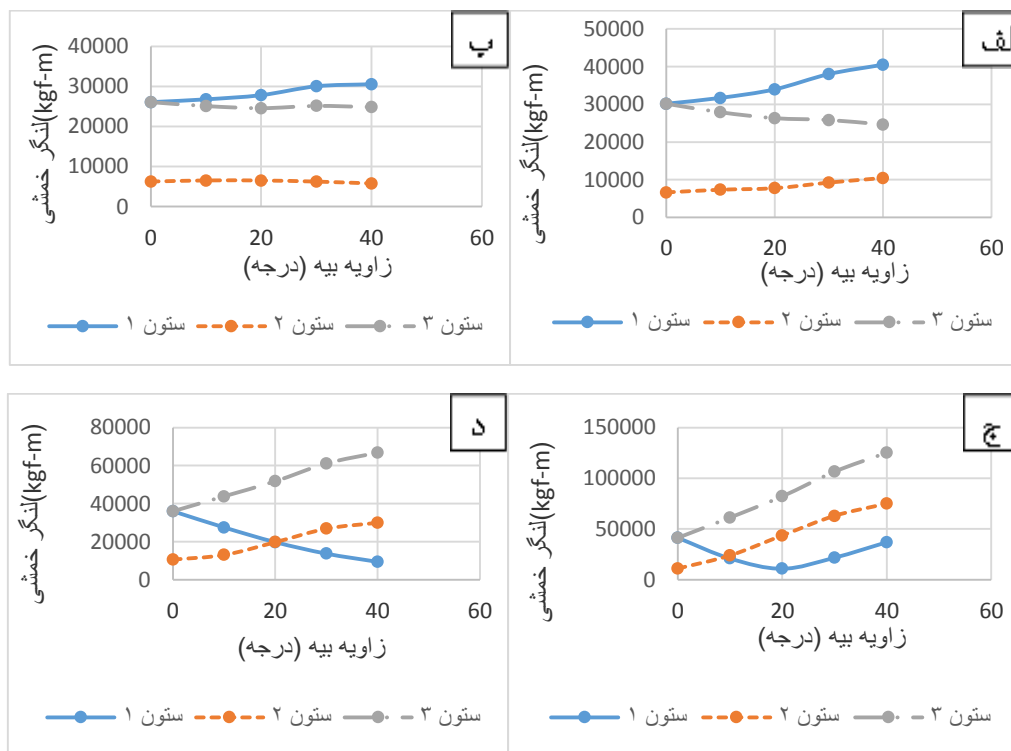
شکل ۶. نمودار نیروی برشی ستون‌ها  $V_3$  بر حسب زاویه بیه برای ستون‌های پایه (الف) و اول (ب) دوم



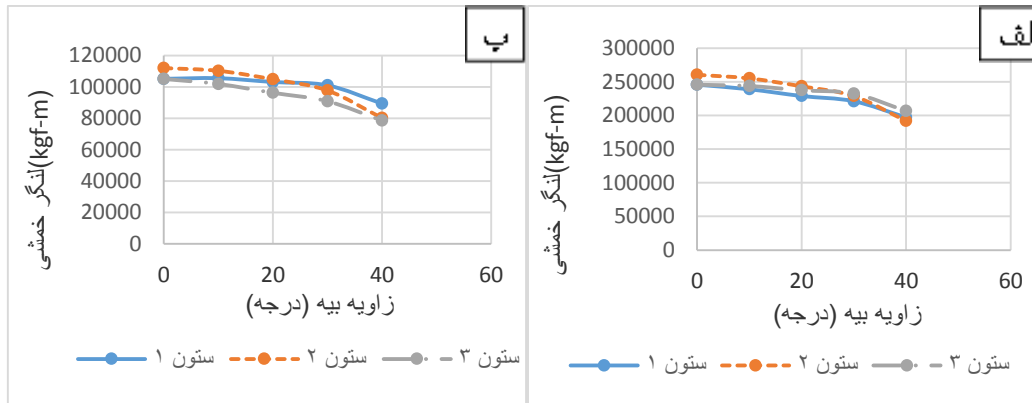




شکل ۷. نمودار لنگر پیچشی بر حسب زاویه بیه برای ستون‌های پایه الف، اول ب، دوم

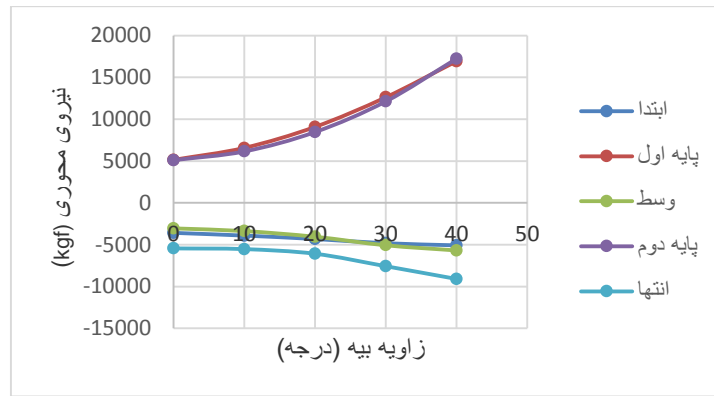


شکل ۸. نمودار لنگر خمشی  $M_2$  بر حسب زاویه بیه برای الف، بالای ستون‌های پایه اول ب، بالای ستون‌های پایه دوم ج، پایین ستون‌های پایه اول د، پایین ستون‌های پایه دوم

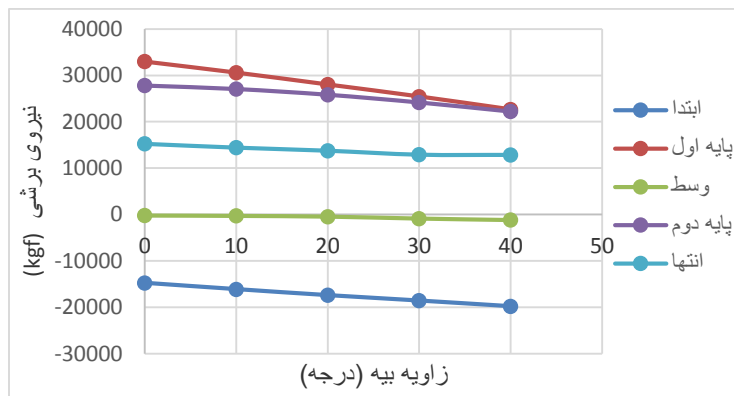


شکل ۹. نمودار لنگر خمشی  $M_3$  بر حسب زاویه بیه برای ستون‌های پایه الف، اول ب، دوم

برای بررسی روند تغییرات نیروهای داخلی عرشه با زاویه بیه نقاط ابتدا و انتهای دهانه، نقاط روی پایه‌های میانی و نقطه وسط پل که در وسط دهانه دوم می‌باشد بر روی تیر کناری (سمت چپ دهانه) انتخاب شده و نتایج در نمودارهای زیر نشان داده شده است.

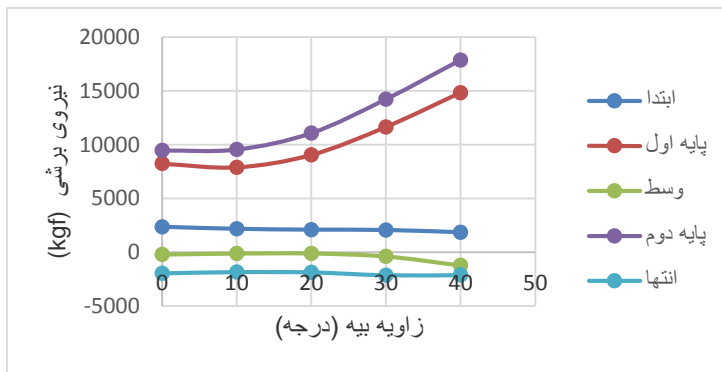


شکل ۱۰. نمودار نیروی محوری عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه

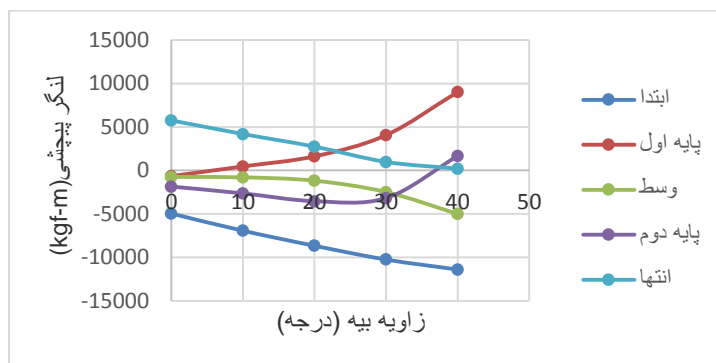


شکل ۱۱. نمودار نیروی برشی  $V_2$  عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه

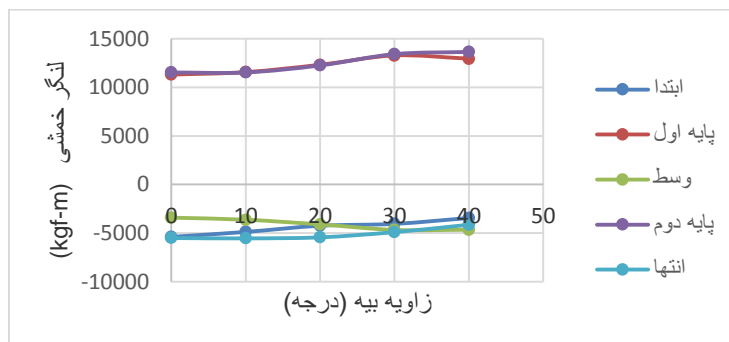




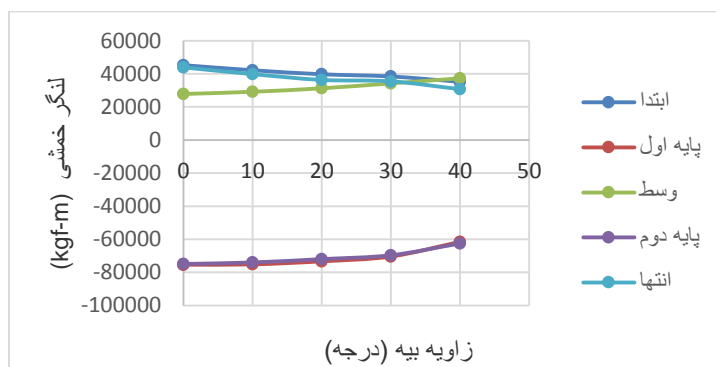
شکل ۱۲. نمودار نیروی برشی  $V_3$  عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه



شکل ۱۳. نمودار لنگر پیچشی عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه



شکل ۱۴. نمودار لنگر خمشی  $M_2$  عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه



شکل ۱۵. نمودار لنگر خمشی  $M_3$  عرشه بر حسب زاویه بیه در فواصل مختلف از ابتدای دهانه



## ۴- نتیجه گیری

نتایج به دست آمده از تحلیل لرزه‌ای پل موردی بتنی صندوقه‌ای پیش‌تنیده سه‌دهانه با دهانه‌های مساوی به شرح زیر می‌باشد:

۱. نسبت‌های نیاز به ظرفیت بدست آمده از تحلیل لرزه‌ای برای ستون‌ها با افزایش زاویه بیه پل کاهش می‌یابد. کاهش مشاهده شده در این نسبت در جهت طولی بیش‌تر از جهت عرضی است. همچنین نمودار نشان می‌دهد که درصد تغییرات جهت طولی در زوایای پایین‌تر بیش‌تر است و این به این معناست که در زوایای پایین‌تر با افزایش بیه کاهش بیش‌تری در نسبت نیاز به ظرفیت مشاهده می‌شود.
۲. مطابق نتایج بدست آمده برای ستون‌ها با افزایش زاویه بیه نیروی محوری ستون‌های پایه اول کاهش و ستون‌های پایه دوم افزایش می‌یابد. نیروی برشی ستون‌ها در امتداد پل کاهش و در امتداد عرضی پل با افزایش زاویه بیه در ستون اول کاهش و در ستون‌های دیگر افزایش می‌یابد. لنگر پیچشی در ستون‌های پایه اول با افزایش زاویه بیه از ۰ تا ۴۰ درجه افزایش و در پایه دوم کاهش ناچیزی دارد. برای لنگر خمشی ستون‌ها حول محور ۲ با افزایش زاویه بیه در بالا و پایین ستون‌ها روند خاصی مشاهده نمی‌شود اما لنگر خمشی ستون‌ها حول محور ۳ با افزایش زاویه بیه در هر دو پایه کم می‌شود.
۳. برای بررسی روند تغییرات نیروهای داخلی عرشه با زاویه بیه نقاط ابتدا و انتهای دهانه، نقاط روی پایه‌های میانی و نقطه وسط، واقع بر تیر کناری چپ عرشه در نظر گرفته شده‌اند. نیروی محوری عرشه در تمام نقاط ذکر شده با افزایش زاویه بیه افزایش یافته است. نیروی برشی قائم  $V_2$  عرشه در ابتدای دهانه (گوشه منفرجه) با افزایش زاویه بیه افزایش و در انتهای دهانه (گوشه حاده) کاهش یافته است. این نیروی در نقاط واقع بر روی پایه‌ها کاهش و در وسط دهانه افزایش می‌یابد. نیروی برشی کل که برگرفته از وزن پل است در تمام زوایا ثابت است؛ چراکه وزن سازه ثابت است و تنها شکل هندسی آن تغییر می‌کند؛ ولی با افزایش زاویه بیه، توزیع برش کل بین شاه‌تیرها تغییر می‌کند. در شاه‌تیری که در گوشه منفرجه قرار دارد نیروی برشی افزایش می‌یابد که خود باعث افزایش جریان برش و نیز افزایش در تنش برشی این قسمت می‌شود. دلیل این تغییر را می‌توان افزایش جرم سازه در این گوشه و نیز افزایش لنگرهای پیچشی دانست که نتیجه‌ی آن ایجاد نیروی برشی بیش‌تر در گوشه منفرجه است. در گوشه حاده نیز نیروهای برشی کاهش می‌یابند و حتی در زوایای بیه‌ی بالا ممکن است جهت نیروی برشی عوض شده و باعث ایجاد عکس‌العمل‌های کششی گردد و این موجب بلند شدن عرشه از محل بالشتک‌ها می‌شود. نیروی برشی  $V_3$  عرشه در ابتدای دهانه (گوشه منفرجه) با افزایش زاویه بیه کاهش و در انتهای دهانه (گوشه حاده) افزایش می‌یابد. این نیرو در نقاط واقع بر روی پایه‌ها و وسط دهانه نیز افزایش می‌یابد. لنگر پیچشی عرشه در ابتدای دهانه (گوشه منفرجه) با افزایش زاویه بیه افزایش و در انتهای دهانه (گوشه حاده) کاهش می‌یابد. در وسط دهانه نیز لنگر پیچشی پل با افزایش زاویه بیه افزایش دارد و برای نقاط واقع بر روی پایه‌های میانی روند خاصی مشاهده نمی‌شود. لنگر خمشی عرضی عرشه با افزایش زاویه بیه در ابتدا و انتهای دهانه کاهش و در نقاط واقع بر روی پایه‌های میانی و وسط دهانه افزایش یافته است. لنگر خمشی طولی عرشه نیز با افزایش زاویه در نقاط ابتدا و انتهای دهانه و نقاط واقع بر روی پایه‌های میانی کاهش و در وسط دهانه افزایش یافته است.
۴. نتایج بدست آمده فقط برای پل‌های بتنی صندوقه‌ای پیش‌تنیده سه‌دهانه با دهانه‌های مساوی صحت دارد و برای سایر پل‌ها باید مطالعات جداگانه انجام گیرد.

## فهرست علائم

## علائم انگلیسی

$A_s$  مساحت هر رشته کابل،  $\text{mm}^2$

$E_c$  مدول الاستیسیته بتن، MPa

$E_p$  مدول الاستیسیته کابل، MPa

$F_d$  حداکثر نیروی اعمالی، KN

$F_{pu}$  تنش نهایی کششی مشخصه برای فولاد پیش‌تنیده، MPa

$F_{py}$  تنش تسلیم کششی مشخصه برای فولاد پیش‌تنیده، MPa

$K_I$  ضریب وابسته به نوع سنگدانه

## علائم یونانی

$\gamma_c$  وزن مخصوص بتن،  $\frac{\text{Kg}}{\text{m}^3}$

$f_c$  مقاومت فشاری مشخصه، MPa

## مراجع

- [1] Amani, A. Investigation of the destructive effects of earthquake on bridges and how to avoid them; MSc. Thesis in Structural Engineering, Faculty of Science and Technology, Tehran, 2007 in Persian.
- [2] Menassa, C., Mabsout, M., Tarhini, K. & Frederick, G. 'Influence of Skew Angle on Reinforced Concrete Slab Bridges', ASCE Journal of Bridge Engineering, 12(2): 205-214 (2007).
- [3] Hydermid. Design Guide for Composite Box Girder Bridges (2<sup>nd</sup> edn), London, The Steel Construction Institute (2007).
- [4] Demetrios E. Tonia & Jim J. Zhao. Bridge Engineering: Design, Rehabilitation & Maintenance of Modern Highway Bridges (2<sup>nd</sup>), Published by McGraw-Hill Companies. 2007.
- [5] AASHTO Guide Specifications for LRFD Seismic Bridge Design: Subcommittee for Seismic Effects on Bridges T-3; 2007.
- [6] Azimi, M.; Rasoulnia, A.; Modelling, analysis and design of bridges using CSibridge, Dibagaran Publication, 2013 in Persian.
- [7] Ghasemi Ahmad Sorayi, S.; Analysis and design of bridges in Csibridge; Noavar Publications, Dibagaran, 2014 in Persian.
- [8] Asghari, R. Investigation of Pre-stressed Skewed Box-Girder Bridges. MSc. Thesis in Structural Engineering. Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, 2013 in Persian.



---

**Research Paper**

---

**Investigation of pre-stressed skewed box-girder bridges subjected to seismic loads**Tina Jalalzadeh<sup>1</sup>, Majid Barghian<sup>2</sup>

---

**ARTICLE INFO****Article history**

Received 16 March, 2018

Accepted 24 May, 2018

---

**Key words:**

Skewed bridge

Box-girder deck

Pre-stressing

Demand/Capacity ratios

Seismic design

---

**ABSTRACT**

Earthquakes are the major cause of bridges destruction. It is obvious that the seismic ability of bridges and in general all transportation systems are very important in management of crises. For this reason, the seismic performance and behavior of particular types of bridges have been researched in this study. Skewed bridges are most popular and applicable in the design of highways and inter-city roads. Wherever roads cannot be continued straightly, bridges and in some cases skewed geometry of the bridges are practiced. The design of this kinds of bridges has become a normal practice within engineering communities in recent decades with emphasis on the construction of pre-stressed skewed box-girder bridges due to their characteristics and behavior.

In this study three-span pre-stressed box-girder bridges with different skew angles were modeled using CSiBridge software. Seismic analysis was performed on the above-mentioned bridge with different skew angles and demand to capacity ratios for columns and internal forces of deck and columns were extracted from program to find out the general behavior of structure.

Results indicate that increasing the skew angle of the bridge decreases the capacity ratio of the columns. An increasing trend is observed for the axial force of columns when increasing the skew angle in first bent columns while the converse is true for the second bent. Shear force in longitudinal direction of the bridge for columns tend to decrease while an increase is noticeable in the transversal direction in first column. Torsional moment in first bent rises in contrast to that of the second bent which declines. Bending moment about transversal axis decreases. For internal forces of deck with increase of skew angle the axial force increases, vertical shear force at beginning of bridge (obtuse corner) increase and at the end (acute angle) decrease. This force reduces on bents and increases in the middle of the bridge. The torsional moment of deck at beginning of bridge increases and at the end of bridge decrease, and at the middle increases. Transversal bending moment of beginning and the end of the bridge decrease and it is increased on bents and in the middle of bridge. Longitudinal bending moment at beginning, end and on bents of bridge decrease and on the middle of bridge increases.

---

Corresponding author: Tina Jalalzadeh

E-mail addresses: jtina\_92@yahoo.com

