

## ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌های قابی شکل فولادی و مقایسه با شاخص‌های خرابی

علیرضا رهایی<sup>\*</sup>، علی میرزازاده، نگین صادقی

دانشکده عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۵ آبان ۱۳۹۳  
بازنگری: ۲۶ آبان ۱۳۹۵  
پذیرش: ۲۶ آبان ۱۳۹۵  
ارائه آنلاین: ۱۶ مهر ۱۳۹۷

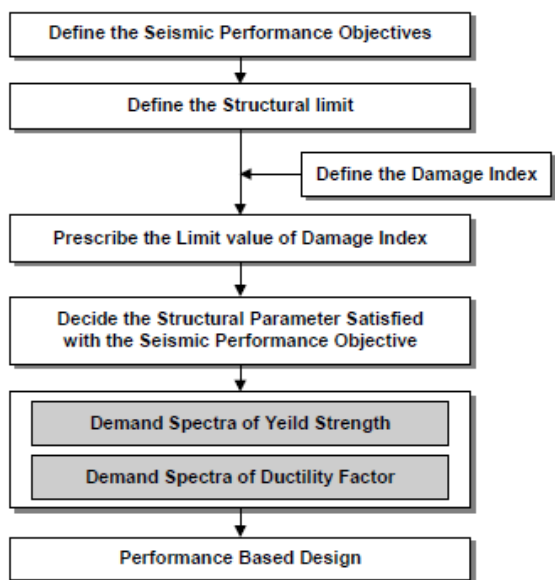
### کلمات کلیدی:

آسیب‌پذیری  
عملکرد لرزه‌ای  
پل فولادی  
تحلیل استاتیکی غیر خطی  
شاخص خرابی

**چکیده:** ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای پل‌ها به عنوان شریان‌های حیاتی از اهمیت زیادی برخوردار است. در سال‌های اخیر روش‌های طراحی بر اساس عملکرد در پل‌ها مورد توجه پژوهشگران قرار گرفته است. در این مقاله پس از بررسی روش‌های پیشنهادی جهت ارزیابی عملکرد لرزه‌ای پل‌ها، ابتدا مدلی آزمایشگاهی از پایه‌های قوطی شکل یک پل فولادی به منظور اعتبار سنجی مورد تحلیل قرار گرفته و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. سپس بر اساس مشخصات یک پل واقعی، تعدادی مدل پل برای انجام مطالعات پارامتری طراحی شده است. پل مذکور از نوع پیوسته و از لحاظ زیرسازه دارای قاب‌های فولادی خمشی در راستای طولی است. در ادامه ضمن ارزیابی سطوح عملکردی پل‌ها، نتایج به دست آمده با شاخص‌های خرابی مقایسه شده و اختلاف مشخصات سازه‌ای در هر سطح عملکردی با شاخص‌های خرابی نشان داده شده است. برای تحلیل مدل‌ها از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و به منظور بررسی خسارات از شاخص‌های سختی مؤثر، انرژی و پارک-آنگ استفاده شده است. از جمله نتایج به دست آمده می‌توان به عدم وابستگی شاخص‌ها به تغییرات هندسه سازه‌ها، تطبیق زیاد نتایج شاخص خرابی پارک-آنگ با شاخص انرژی به دلیل استفاده از مفهوم مشترک انرژی و نتایج دقیق‌تر شاخص خرابی انرژی در سطوح عملکردی مختلف اشاره نمود.

### ۱- مقدمه

در سال‌های اخیر، طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله با تغییر از نگرش مقاومتی به روش‌های عملکردی همراه بوده است. فلسفه‌ی روش طراحی بر اساس عملکرد، برآورد اهداف عملکردی سازه به هنگام وقوع سطح معینی از خطر لرزه‌ای است. به موازات پژوهش‌های انجام شده بر روی سازه‌های ساختمانی، تلاش‌هایی به منظور تعریف و دسته‌بندی اهداف عملکردی و شرایط حدی در طرح و محاسبه پل‌ها صورت گرفته است. ایمورا [۱] فلوجارت طراحی لرزه‌ای بر مبنای عملکرد را مطابق شکل ۱ پیشنهاد داد. در گام اول، اهداف عملکردی سازه در برابر زلزله تعریف شده و سطوح سازه‌ای که در دستورالعمل‌های طراحی سازه‌ها ارائه شده بر اساس نوع عملکرد مورد نظر تعریف می‌شوند. سپس شاخص خرابی سازه به عنوان معیار تعیین سطح عملکرد لرزه‌ای اختصاص داده می‌شود. در ادامه، پارامترهای سازه‌ای به منظور تعیین مقدار تغییر مکان هدف به وسیله شبیه‌سازی عددی پاسخ غیرخطی سیستم یک درجه آزادی محاسبه می‌شود.



شکل ۱. فلوجارت پیشنهادی ایمورا برای ارزیابی عملکرد سازه

Fig. 1. Iemura suggested flowchart for performance assessment of the structure

<sup>\*</sup>نویسنده عهده‌دار مکاتبات: rahai@aut.ac.ir



برای تعیین میزان خسارت استفاده نمودند [۹].

### ۳-۱- شاخص خرابی بر اساس سختی

این شاخص قابل کاربرد برای ارزیابی سازه در سطوح عملکردی مختلف است. واضح است که سازه‌ای که در سطح عملکرد قابل استفاده باشد به صورت ارتجاعی رفتار کرده و بدون خسارت تلقی می‌شود؛ بر این اساس و با آگاهی از این که در تحلیل بار افزون سختی محاسبه شده در شروع بارگذاری معیار کاملی از سختی سازه نیست، بهتر است خسارت سایر سطوح عملکرد نسبت به سطح قابل استفاده تعیین شود. طبق این تعریف رابطه (۱) ارائه شده است [۹]:

$$(DI)_j = 1 - \frac{K_j}{K_{OP}} \quad j = OP, IO, LS, CP \quad (1)$$

که در آن:

$(DI)_j$ : شاخص خرابی سختی

$K_j$ : سختی موثر سازه مربوط به سطح عملکرد

$K_{OP}$ : سختی موثر سازه مربوط به تغییر مکان متناظر با وقوع اولین

تسلیم در اعضای سازه است.

حالت  $OP = z$  آستانه وقوع اولین تسلیم در اعضای سازه است و تا قبل

از آن آسیب قابل توجهی به سازه وارد نمی‌شود.

### ۳-۲- شاخص خرابی بر اساس انرژی

هدف از این بخش ارائه‌ی شاخصی بر اساس انرژی جذب شده توسط سازه در تحلیل بارافزون می‌باشد. با توجه به این که منحنی ظرفیت حاصل از تحلیل بارافزون، پوش حلقه‌های هیستریزس سازه است، پس می‌توان سطح زیر این منحنی را در تغییر مکان متناظر با هر سطح عملکردی، معرف انرژی جذب شده‌ی سازه در آن سطح دانست. این شاخص با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌شود [۹]:

$$DI_{Energy} = \frac{E_p - E_i}{E_f - E_i} \quad (2)$$

$E_p$ : سطح زیر منحنی ظرفیت سازه در نقطه‌ی متناظر با سطح عملکردی دلخواه

$E_i$ : سطح زیر منحنی ظرفیت هنگام ورود سازه به فاز غیرخطی

$E_f$ : سطح زیر منحنی ظرفیت در نقطه‌ی متناظر با فروریزش سازه است.

### ۳-۳- شاخص خرابی محلی پارک-آنگ

پارک و آنگ یک ترکیب خطی از تغییر شکل و انرژی اتلاف شده به

صورت رابطه (۳) تعریف کردند [۱۱]:

تحت یک زلزله‌ی معین، استفاده از تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی است که در حال حاضر برای کاربردهای عملی بسیار پیچیده و وقت‌گیر است. به همین جهت استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی برای بررسی رفتار فرا ارتجاعی پل‌ها تحت اثر زلزله منطقی به نظر می‌رسد [۸].

### جدول ۱. سطوح عملکرد سازه‌ای و وضعیت خرابی‌ها

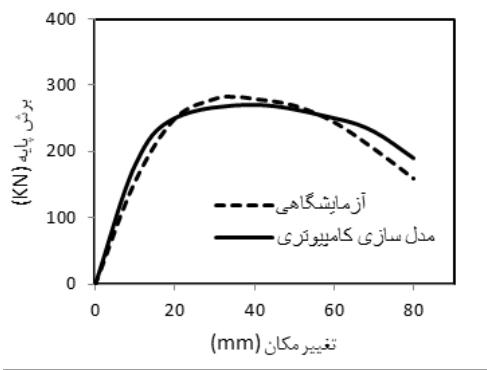
Table 1. Structural performance levels and damage conditions

سطح عملکرد سازه‌ای	عملکرد بی‌وقفه	ایمنی جانی	آستانه فروریزش
تسلیم موضعی محدود، بدون گسیختگی، کمانش و اعوجاج ناچیز اعضا	تشکیل مفاصل، کمانش موضعی برخی از تیرها، اعوجاج شدید گره‌ها، گسیختگی موضعی برخی از اعضا	اعوجاج گسترده پانل‌های تیر و ستونی، گسیختگی فراوان در اتصالات گیردار	
تغییر مکان نسبی مجاز گذرا	٪۰/۱۷	٪۲/۵	٪۵
تغییر مکان نسبی مجاز ماندگار	ناچیز	٪۱	٪۵

### ۳- شاخص‌های خرابی

بیان کمی خسارت وارد بر سازه‌ها پس از وقوع زلزله از جمله موضوعات مهم و جالبی است که محققان بسیاری تاکنون به آن پرداخته‌اند. تعریف شاخص خرابی به عنوان تابعی از پاسخ دینامیکی سازه توسط محققانی همچون پارک و آنگ انجام شده است. رودریگز روشی بر اساس جذب انرژی پلاستیک در بارگذاری چرخه‌ای برای بیان خسارت ارائه نمود. گازمن و ایشی‌یاما خسارت سازه‌ای را بر اساس میزان چرخش گره‌های سازه تعیین نمودند [۹].

یکی از شاخص‌هایی که در سال‌های اخیر توسط پژوهشگران ارائه شده است، با محاسبه‌ی سختی سازه قبل و بعد از زلزله به محاسبه خسارت می‌پردازد. ارجمندی و همکاران [۱۰] با استفاده از مفهوم سختی کاهش یافته، رابطه‌ای میان سطوح عملکرد سازه‌ای و میزان خسارت برقرار نمودند. استفاده از انرژی تلف شده توسط سازه در تحقیقات بسیاری برای تعیین میزان خسارت مورد توجه قرار گرفته که عمدتاً بر پایه‌ی تحلیل‌های دینامیکی قرار داشته است. کاتو و آکی‌یاما انرژی انباشته شده اتلافی توسط میرایی هیستریزس را به عنوان شاخص قابل قبولی برای برآورد خسارت سازه‌ای در نظر گرفتند. ژانگ و همکارانش از انرژی دریافتی و انرژی پلاستیک سازه



شکل ۴. مقایسه‌ی منحنی ظرفیت حاصل از مدل‌سازی کامپیوتری و مطالعه‌ی آزمایشگاهی

Fig. 4. Comparison between capacity curve resulted from computer modeling and experimental study

### ۵- ارزیابی مدل‌های مطالعاتی

#### ۵-۱- معرفی

در این مطالعه، به منظور بررسی سطوح عملکردی پل‌های قابی شکل فولادی و مقایسه‌ی نتایج با شاخص‌های خرابی، تعداد شش مدل پل فولادی بر اساس مشخصات کلی پل موجود طراحی شده است. طراحی پل‌های یادشده بر اساس ضوابط مندرج در دستورالعمل طراحی پل‌های فولادی [۱۴] انجام شده است. مدل‌ها در دو گروه با تعداد دهانه‌های ۳ و ۴ و در هر گروه با ارتفاع ۸، ۱۲ و ۱۶ متر طراحی شده‌اند. پایه‌ها به صورت قائم و از مقاطع قوطی شکل بوده که در جهت طولی، قاب‌های خمشی فولادی تشکیل می‌دهند. نسبت ارتفاع پایه‌ی میانی به پایه‌های کناری در پل اصلی برابر ۱/۴۶ است که این نسبت در طراحی پل‌های مطالعاتی نیز حفظ شده است. عرشه‌ی پل‌ها از نوع مرکب دال بتنی بر روی شاه‌تیرهای فولادی I شکل است. اتصال پایه‌ها به فونداسیون از نوع گیردار و اتصال عرشه به کوله‌ها از نوع تکیه‌گاه غلتکی است. در شکل ۵ و ۶ نمای کلی پل‌ها نشان داده شده است. در طراحی پل‌ها از فولاد ST52 با مقاومت تسلیم ۳۵۳ مگاپاسکال برای مقاطع فولادی، فولاد با مقاومت تسلیم ۲۹۴ مگاپاسکال برای آرماتور عرشه و بتن با مقاومت مشخصه ۲۴/۵ مگاپاسکال برای دال عرشه استفاده شده است. در جدول ۲ مشخصات ارتفاعی و جزئیات مقاطع هر یک از مدل‌ها ارائه شده است.

$$DI_{Park-Ang} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{\delta_u P_y} \int dE_h \quad (3)$$

که در آن:

$\delta_m$ : تغییر مکان متناظر با سطوح عملکردی مختلف سازه

$\delta_u$ : تغییر مکان نهایی سازه

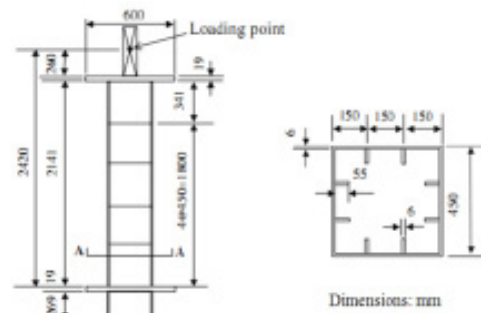
$P_y$ : برش پایه متناظر با وقوع اولین تسلیم در اعضای سازه

$dE_h$ : انرژی جذب شده توسط سازه

$\beta$ : ضریب ثابت (حدود ۰/۱ - ۰/۱۵) است.

### ۴- اعتبارسنجی روش تحلیل سازه با استفاده از یک مدل آزمایشگاهی

در سال ۲۰۰۴، سوسانتا و همکارانش [۱۲] در موسسه فناوری آیچی<sup>۱</sup> ژاپن، ستون‌های قوطی شکل یک پل فولادی را به منظور بررسی ظرفیت شکل‌پذیری پایه‌ها بر روی میز لرزه‌ای در معرض بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. فولاد مورد استفاده در نمونه‌های آزمایش شده از نوع کم مقاومت با تنش تسلیم پایین ( $\sigma_y$ ) ۱۰۰ مگاپاسکال می‌باشد. شکل ۳ نمایی از ستون مورد آزمایش و مقطع آن را نشان می‌دهد.

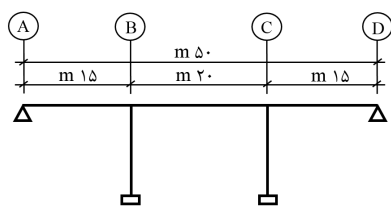


شکل ۳. هندسه نمونه‌ی مورد آزمایش

Fig. 3. Geometry of tested sample

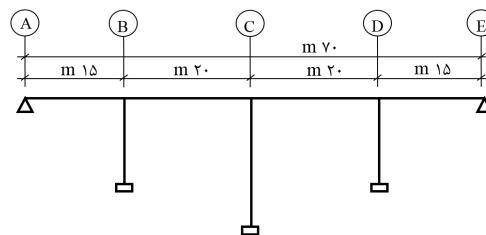
نمونه‌ها ابتدا تحت بار محوری ثابت  $P = 864 \text{ KN}$  قرار گرفته، سپس بارگذاری چرخه‌ای جانبی از نوع کنترل تغییر مکان به صورت گام به گام تا رسیدن به تغییر مکان تسلیم انجام شده است.

به منظور اعتبارسنجی روش تحلیل سازه، نمونه‌ی مورد آزمایش در نرم افزار SeismoStruct [۱۳] مدل‌سازی شده و نتایج حاصل با نتایج به دست آمده از آزمایش مقایسه شده است. مطابق شکل ۴ مقایسه‌ی منحنی ظرفیت حاصل از مدل‌سازی کامپیوتری و مطالعه‌ی آزمایشگاهی و انطباق قابل قبول نتایج با یکدیگر، صحت مدل‌سازی و تحلیل سازه را تأیید می‌کند.



شکل ۶. نمای کلی مدل‌های ۳ دهانه

Fig. 6. Overall view of 3 bay models



شکل ۵. نمای کلی مدل‌های ۴ دهانه

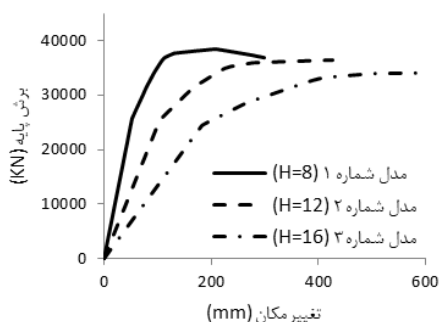
Fig. 5. Overall view of 4 bay models

جدول ۲. مشخصات ارتفاعی و جزئیات مقاطع مدل‌های مطالعاتی

Table 2. Altitude specifications and section details of studied models

مشخصات مقاطع فولادی						ارتفاع (m)		شماره مدل	تعداد دهانه
پایه های کناری			پایه های میانی			پایه های میانی	پایه های کناری		
طول (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)	طول (mm)	عرض (mm)	ضخامت (mm)	پایه های میانی	پایه های کناری		
۸۰۰	۸۰۰	۱۵	۸۰۰	۸۰۰	۲۰	۸	۵/۵	۴	۱
۸۰۰	۸۰۰	۱۵	۸۰۰	۸۰۰	۳۰	۱۲	۸/۲	۴	۲
۸۰۰	۸۰۰	۱۵	۸۰۰	۸۰۰	۴۰	۱۶	۱۰/۹۵	۴	۳
-	-	-	۸۰۰	۸۰۰	۲۵	۸	-	۳	۴
-	-	-	۸۰۰	۸۰۰	۳۵	۱۲	-	۳	۵
-	-	-	۸۵۰	۸۵۰	۴۰	۱۶	-	۳	۶

به عنوان نقطه‌ی کنترلی، تحلیل بار افزون در جهت طولی انجام شده و منحنی ظرفیت برای هر یک از سازه‌ها رسم شده که در شکل‌های ۷ و ۸ ارائه گردیده است.



شکل ۷. منحنی ظرفیت مدل‌های ۴ دهانه

Fig. 7. Capacity curve of 4 bay models

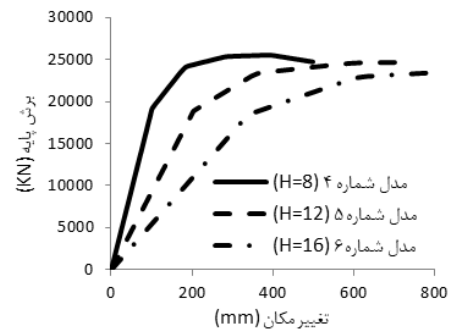
۵-۲- تحلیل غیرخطی

با توجه به ضعف تحلیل دو بعدی در محاسبه‌ی اندرکنش قسمت‌های مختلف سازه و در نتیجه بروز خطای فراوان در مولفه‌های پاسخ، در این مطالعه برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای پل‌ها از تحلیل سه بعدی کامل استفاده شده است. به منظور مدل‌سازی ستون‌های قاب‌های خمشی در جهت طولی در نرم‌افزار Seismostruct از المان غیرخطی قاب (infrm) مبتنی بر تغییر مکان استفاده شده است. در این نوع المان، رفتار غیرخطی اعضا ناشی از خواص غیرخطی هندسی و مصالح به صورت همزمان در نظر گرفته می‌شود. همچنین به دلیل شکل‌پذیری پایه‌های فولادی و صلبیت بالای عرشه‌ی بتنی انتظار می‌رود عرشه به صورت خطی رفتار کند [۱۵]؛ به همین دلیل، مدل‌سازی عرشه با استفاده از المان خطی قاب (elfrm) به صورت دال بتنی کامپوزیت انجام شده است. خواص غیرخطی مصالح فولادی بر اساس مدل منگتو- پینتو تعریف شده است. در تحلیل غیرخطی مدل‌ها، اثرات ثانویه (P-Δ) نیز در نظر گرفته شده است. با انتخاب مرکز جرم عرشه‌ی پل‌ها

جدول ۴. مقادیر شاخص‌های خرابی مدل‌های ۳ دهانه

Table 3. Damage indices of 3 bay models

مدل شماره ۴				
تغییر مکان نسبی (%)	شاخص پارک-آنگ	شاخص انرژی	شاخص سختی	سطح عملکردی
۱/۳۹	۰/۴۵	۰/۰۸	۰/۰۹	IO
۲/۲۷	۰/۷۶	۰/۴۷	۰/۵۰	LS
۲/۸۳	۰/۹۶	۰/۷۴	۰/۷۶	CP
مدل شماره ۵				
۱/۸۹	۰/۴۲	۰/۰۶	۰/۰۷	IO
۳/۲۱	۰/۷۴	۰/۴۵	۰/۴۸	LS
۴/۰۹	۰/۹۵	۰/۷۳	۰/۷۵	CP
مدل شماره ۶				
۲/۴۱	۰/۴۲	۰/۰۶	۰/۰۷	IO
۴/۰۶	۰/۷۳	۰/۴۵	۰/۴۷	LS
۵/۱۰	۰/۹۳	۰/۷۱	۰/۷۲	CP



شکل ۸. منحنی ظرفیت مدل‌های ۳ دهانه

Fig. 8. Capacity curve of 3 bay models

۵-۳- محاسبه‌ی شاخص‌های خرابی

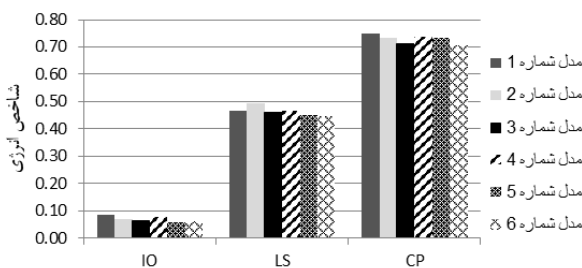
پس از تحلیل بار افزون مدل‌ها و تعیین سطوح عملکردی، شاخص‌های خرابی سختی، انرژی و پارک-آنگ برای هر سازه متناظر با سطوح عملکردی محاسبه شده که نتایج در جدول ۳ و ۴ ارائه شده است.

جدول ۳. مقادیر شاخص‌های خرابی مدل‌های ۴ دهانه

Table 3. Damage indices of 4 bay models

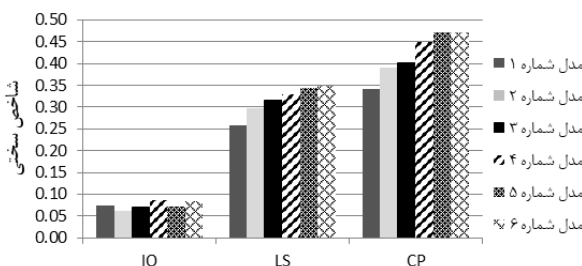
مدل شماره ۱				
تغییر مکان نسبی (%)	شاخص پارک-آنگ	شاخص انرژی	شاخص سختی	سطح عملکردی
۰/۷۱	۰/۴۹	۰/۰۸	۰/۰۷	IO
۱/۱۱	۰/۷۹	۰/۴۷	۰/۲۶	LS
۱/۳۶	۰/۹۸	۰/۷۵	۰/۳۴	CP
مدل شماره ۲				
۰/۹۶	۰/۴۴	۰/۱۲	۰/۰۶	IO
۱/۵۹	۰/۷۶	۰/۴۹	۰/۳۰	LS
۱/۹۶	۰/۹۵	۰/۷۳	۰/۳۹	CP
مدل شماره ۳				
۱/۲۹	۰/۴۵	۰/۰۷	۰/۰۷	IO
۲/۱۲	۰/۷۷	۰/۴۶	۰/۳۲	LS
۲/۵۹	۰/۹۵	۰/۷۱	۰/۴۰	CP

برای مقایسه‌ی مقادیر شاخص‌های خرابی متناظر با سطوح عملکردی جدول‌های قبل به صورت نمودار ستونی ترسیم شده که در شکل‌های ۹ تا ۱۱ قابل مشاهده‌است.



شکل ۹. مقایسه مقادیر شاخص سختی مدل‌های مطالعاتی

Fig. 9. Comparison between Stiffness index of studied models

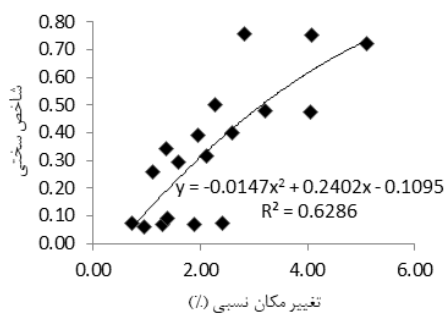


شکل ۱۰. مقایسه مقادیر شاخص انرژی مدل‌های مطالعاتی

Fig. 10. Comparison between Energy index of studied models

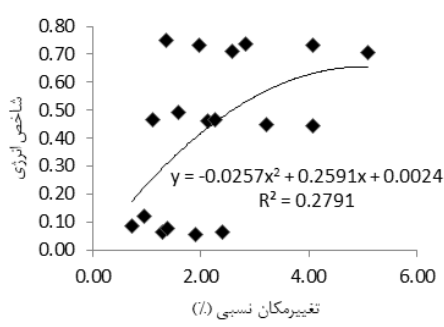
و محاسبه ضریب همبستگی، ارتباط میان شاخص خرابی مورد نظر و تغییر مکان نسبی و میزان تطابق این دو با هم بررسی شده که در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ قابل مشاهده است.

واضح است که میان مقادیر شاخص‌های خرابی و تغییر مکان نسبی رابطه مشخصی نمی‌توان در نظر گرفت و میزان پراکندگی داده‌ها در حدی است که عملاً تطبیق شاخص‌های خرابی و به تبع آن سطوح عملکردی با تغییر مکان نسبی ممکن به نظر نمی‌رسد.



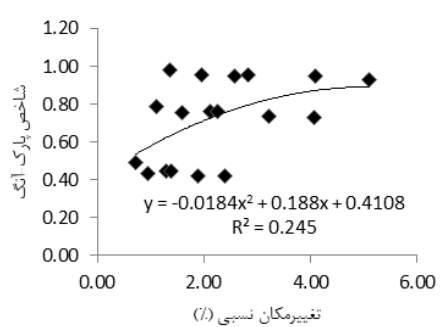
شکل ۱۲. ارتباط شاخص سختی و تغییر مکان نسبی

Fig. 12. Relationship between Stiffness index and relative displacement



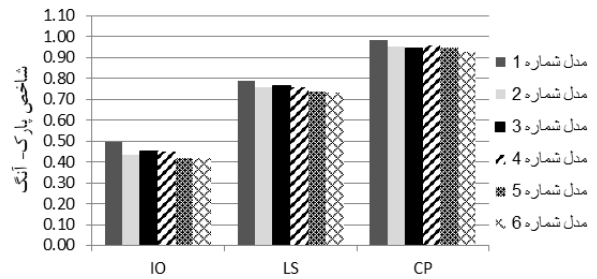
شکل ۱۳. ارتباط شاخص انرژی و تغییر مکان نسبی

Fig. 13. Relationship between Energy index and relative displacement



شکل ۱۴. ارتباط شاخص پارک-آنگ و تغییر مکان نسبی

Fig. 14. Relationship between Park-Ang index and relative displacement



شکل ۱۱. مقایسه مقادیر شاخص پارک-آنگ مدل‌های مطالعاتی

Fig. 11. Comparison between Park-Ang index of studied models

برای مقایسه مقادیر شاخص خرابی متناظر با سطوح عملکردی و بررسی میزان پراکندگی داده‌ها، میانگین، واریانس و خطای استاندارد شاخص‌های خرابی در هر سطح عملکردی مطابق جدول ۵ محاسبه شده است.

جدول ۵. میانگین شاخص‌های خرابی

Table 5. Average of damage indices

شاخص سختی			
سطح عملکردی	میانگین	واریانس	خطای استاندارد (%)
IO	۰/۰۷	۰/۰۰۰۰۸	۰/۳۸
LS	۰/۳۹	۰/۰۰۹۸۲	۴/۰۵
CP	۰/۵۶	۰/۰۳۳۸۸	۷/۵۱
شاخص انرژی			
IO	۰/۰۸	۰/۰۰۰۴۳	۰/۸۵
LS	۰/۴۶	۰/۰۰۰۲۳	۰/۶۲
CP	۰/۷۳	۰/۰۰۰۲۴	۰/۶۳
شاخص پارک-آنگ			
IO	۰/۴۴	۰/۰۰۰۶۶	۱/۰۵
LS	۰/۷۶	۰/۰۰۰۳۹	۰/۸۱
CP	۰/۹۵	۰/۰۰۰۲۸	۰/۶۹

۴-۵- بررسی ارتباط میان شاخص‌های خرابی و تغییر مکان نسبی در این بخش تلاش شده است ارتباط میان شاخص‌های خرابی و تغییر مکان نسبی بررسی شود. بدین منظور، مقادیر هر یک از شاخص‌های خرابی در سطوح عملکردی مختلف در برابر تغییر مکان نسبی متناظر در یک نمودار رسم شده است. سپس با برازش مناسب‌ترین منحنی بر نقاط نمودار

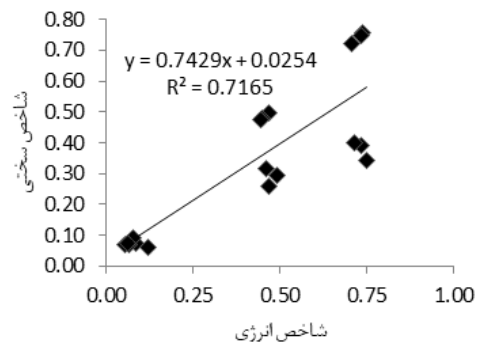
بررسی اشکال فوق نشان می‌دهد ارتباط مشخص و معناداری میان شاخص‌های خرابی انرژی و پارک-آنگ وجود دارد به‌طوری‌که مقادیر هر شاخص با استفاده از دیگری قابل پیش‌بینی است. البته همان‌طور که ملاحظه می‌شود میزان تطبیق مقادیر شاخص سختی با شاخص‌های انرژی و پارک-آنگ چندان زیاد نیست.

### ۶- نتیجه‌گیری

در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای پل‌های فولادی با سیستم قابی بر اساس سطوح عملکردی نشریه FEMA 356 مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج به دست آمده با شاخص‌های خرابی مبتنی بر انرژی جذب شده توسط سازه و سختی موثر سازه مقایسه گردید. مطالعات پارامتری با مدل‌سازی و طراحی شش مدل پل فولادی با تغییر در تعداد دهانه‌ها و ارتفاع عرشه پیگیری شد و روند تغییرات شاخص‌های خرابی در برابر سطوح عملکردی بررسی گردید. بر این اساس نتایج زیر به دست آمده است:

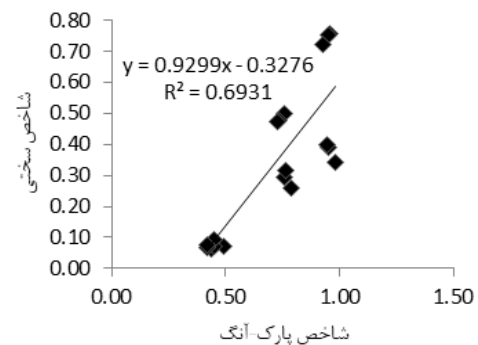
۱. بررسی روند ایجاد خرابی‌ها نشان می‌دهد با افزایش ارتفاع عرشه، تغییر مکان نسبی متناظر با سطوح عملکردی افزایش یافته است. این بدان معنا است که در پل‌های بلندتر به دلیل داشتن انعطاف بیشتر، سازه تغییر مکان‌های زیادتری را تا رسیدن به آستانه‌ی فروریزش تحمل می‌کند.
۲. مقایسه مقادیر شاخص‌های خرابی برای مدل‌های مختلف نشان می‌دهد نتایج هر یک از شاخص‌ها به صورت جداگانه در هر سطح عملکردی به هم نزدیک بوده و با وجود تغییر مشخصات هندسی مدل‌های مطالعاتی، شاخص‌ها مقادیر تقریباً ثابت و نزدیک به هم داشته‌اند.
۳. تغییرات شاخص سختی در بازه‌ی کوچکتری نسبت به شاخص انرژی و شاخص پارک و آنگ رخ داده است و به غیر از سطح عملکردی IO که دو شاخص سختی و انرژی نتایج تقریباً یکسانی داشته‌اند، نتایج شاخص سختی در دو سطح LS و CP به هم نزدیک بوده و در برخی از حالت‌ها تداخل نیز مشاهده شده است.
۴. مقادیر شاخص‌های انرژی و شاخص پارک و آنگ تطبیق بسیار خوبی با یکدیگر دارند. به نظر می‌رسد این موضوع به دلیل استفاده از مفهوم مشترک انرژی جذب شده توسط سازه در این شاخص‌ها باشد.
۵. مقایسه‌ی مقادیر شاخص‌های سختی، انرژی و پارک-آنگ برای سطوح عملکردی متناظر و میزان پراکندگی داده‌ها بیان‌گر این است که شاخص انرژی در مجموع نتایج دقیق‌تر و با پراکندگی کمتر نسبت به دو شاخص دیگر داشته است و می‌توان میانگین مقادیر شاخص انرژی برابر ۰/۰۸، ۰/۴۶ و ۰/۷۳ را به ترتیب برای سطح عملکردی LS، IO و CP در نظر گرفت.

ارتباط میان شاخص‌های خرابی با یکدیگر نیز به همین روش بررسی شده که در شکل‌های ۱۵ تا ۱۷ قابل مشاهده است.



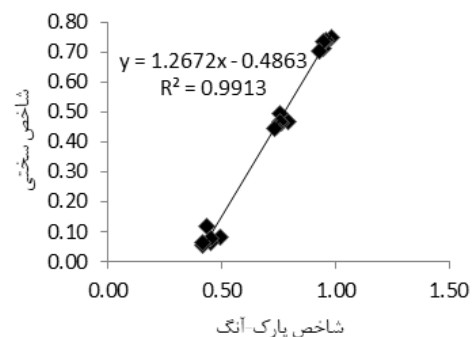
شکل ۱۵. ارتباط شاخص‌های سختی و انرژی

Fig. 15. Relationship between Stiffness and Energy indices



شکل ۱۶. ارتباط شاخص‌های سختی و پارک-آنگ

Fig. 16. Relationship between Stiffness and Park-Ang indices



شکل ۱۷. ارتباط شاخص‌های انرژی و پارک-آنگ

Fig. 17. Relationship between Energy and Park-Ang indices



- [8] A.R. Rahai and A. Firouzi, "Performance assessment, vulnerability and retrofitting of bridges," Tehran: Amirkabir University of Technology publication, 2005.
- [9] F. Azhdary and N. Shabakhty, "PERFORMANCE BASED DESIGN AND DAMAGES ESTIMATION OF STEEL FRAMES WITH CONSIDERATION OF UNCERTAINTIES," Teh. Vjesn., vol. 21, no. 2, pp. 351–358, 2014.
- [10] K. Arjomandi, H. Estekanchi, and A. Vafai, "Correlation Between Structural Performance Levels and Damage Indexes in Steel Frames Subjected to Earthquakes," Sci. Iran., vol. 16, no. 2, pp. 147–155, 2009.
- [11] Y. J. Park, A. H. S. Ang, and Y. K. Wen, "Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings," J. Struct. Eng., vol. 111, no. 4, pp. 740–757, Apr. 1985.
- [12] K. A. S. Susantha, T. Aoki, T. Kumano, and K. Yamamoto, "Applicability of low-yield-strength steel for ductility improvement of steel bridge piers," Eng. Struct., vol. 27, no. 7, pp. 1064–1073, Jun. 2005.
- [13] Seismosoft, "SeismoStruct: A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures." 2013.
- [14] Designing of steel bridges, publication number 395, ...
- [15] Y. Zheng, T. Usami, and H. Ge, "Seismic response predictions of multi-span steel bridges through pushover analysis," Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 32, no. 8, pp. 1259–1274, Jul. 2003.
- [1] H. Iemura and T. Mikami, "Demand Spectra Of yielding and ductility factor for required seismic performance objectives," Proceeding JSCE, no. 689, pp. 333–342, 2001.
- [2] B. C. Pantelides, D. Ph, and L. Reaveley, "IN-SITU TESTS OF THREE BRIDGE ON INTERSTATE 15 –," no. June, 2003.
- [3] S. Banerjee and M. Shinozuka, "Experimental verification of bridge seismic damage states quantified by calibrating analytical models with empirical field data," Earthq. Eng. Eng. Vib., vol. 7, no. 4, pp. 383–393, Dec. 2008.
- [4] N. Roy, P. Paultre, and J. Proulx, "Performance-based seismic retrofit of a bridge bent: Design and experimental validation," Can. J. Civ. Eng., vol. 37, no. 3, pp. 367–379, Mar. 2010.
- [5] M. K. Bahrani, V. A, E. A, and S. M, "Experimental study on Seismic Behavior of Conventional Concrete Bridge Bents," J. Seismol. Earthq. Eng., vol. 12, no. 3, pp. 107–118, 2010.
- [6] A. Ghobarah, H. Abou-Elfath, and A. Biddah, "Response-based damage assessment of structures," Earthq. Eng. Struct. Dyn., vol. 28, no. 1, pp. 79–104, Jan. 1999.
- [7] American Society of Civil Engineers (ASCE), "FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Building," 2000.

مراجع

Please cite this article using:

A.R. Rahai, A. Mirzazade Ghalibaf, N. Sadeghi, Seismic Assessment of Steel Frame Bridges and Comparison with Damage Indices, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 51(4) (2019) 757-766.  
DOI: 10.22060/ceej.2018.10095.4825

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:



