

## Seismic Reliability of Stone Arch Bridges Considering the Uncertainty of Material Properties Based on the Response Surface Method

Amirhossein Mehrbod

PhD Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch,

Islamic Azad University, Tehran, Iran

Farhad Behnamfar\*

Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

Armin Aziminejad

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch,

Islamic Azad University, Tehran, Iran

Hamid Hashemol-Hosseini

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology,

Isfahan, Iran

farhad@cc.iut.ac.ir

### Keywords:

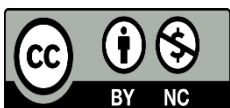
Stone arch bridge, reliability, uncertainty, response surface method, discrete element method

### Abstract

Masonry arch bridges are built using masonry materials such as brick or stone with or without mortar. Their mechanical properties due to the variety of materials used, the quality of construction, and the effect of the passage of time can be inconstant and have significant uncertainties. Therefore, to ensure the ability and performance of the structure against the loads, especially earthquakes, adopting more accurate modeling methods and considering these uncertainties is fundamental issue of structural engineering. For a stone arch bridge of Iran's railway network, the mechanical properties of the materials including the normal and shear stiffness coefficient of the stone block joint as well as the internal friction angle of the joints were considered as quantities with uncertainty and as random variables. According to the discrete environment of the bridge, incremental dynamic analysis has been performed under the influence of eleven selected earthquake records using the discrete element method. After analyzing more than 2,600 bridge samples with different material properties, based on the response surface method, the limit state functions of the bridge failure in terms of three random variables have been determined for all records. Using FORM and MSC reliability methods, the reliability index and probability of bridge failure were calculated. The results showed that for the selected earthquake records, the spectral acceleration of the bridge collapse threshold were reduced by 30% to 50% considering the uncertainties compared to the case where the uncertainty in the materials is not considered.

This work is licensed under a [Creative Commons Attribution-NonCommercial 4.0 International License](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

(این نشریه تحت قانون بین المللی کپی رایت Creative Commons: BY-NC می باشد).



## قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل‌های قوسی سنگی با در نظر گرفتن عدم قطعیت مشخصات مصالح بر اساس روش سطوح پاسخ

امیرحسین مهربد

دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

فرهاد بهنام فر\*

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

آرمین عظیمی نژاد

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

حمید هاشم الحسینی

دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

farhad@cc.iut.ac.ir

تاریخ پذیرش: 19 خرداد 1403

تاریخ دریافت: 28 فروردین 1403

### چکیده

پل‌های قوسی بنایی با استفاده از مصالح بنایی مانند آجر یا سنگ همراه با ملات یا بدون ملات ساخته شده‌اند. مشخصات مکانیکی آنها با توجه به تنوع جنس مصالح بکار رفته، کیفیت ساخت و تأثیر گذشت زمان می‌توانند ثابت نبوده و دچار عدم قطعیت‌های قابل توجهی باشند. بنابراین برای اطمینان از توانایی و عملکرد سازه در مقابل بارهای وارده به ویژه زلزله، اتخاذ روش‌های دقیق‌تر مدل‌سازی و همچنین لحاظ کردن این عدم قطعیت‌ها، یک موضوع اساسی مهندسی سازه است. برای یک پل قوسی سنگی شبکه ریلی ایران، مشخصات مکانیکی مصالح شامل ضریب سختی نرمال و برشی درزهای بلوک‌های سنگی و همچنین زاویه اصطکاک داخلی درزها به عنوان کمیت‌های دارای عدم قطعیت و به صورت متغیر تصادفی در نظر گرفته شد. با توجه به محیط گسسته پل، تحلیل دینامیکی افزاینده تحت تأثیر یازده رکورد زلزله منتخب با روش المان مجزا انجام شده است. پس از تحلیل بیش از 2600 نمونه پل با مشخصات مصالح مختلف، براساس روش سطوح پاسخ، توابع حالت حدی گسیختگی پل بر حسب سه متغیر تصادفی، برای کلیه رکوردها تعیین شده است. با استفاده از روش‌های قابلیت اعتماد FORM و MSC، شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل محاسبه گردید. نتایج نشان دادند برای رکوردهای منتخب زلزله، شتاب طیفی آستانه فروریزش پل با در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در حدود 30٪ الی 50٪ نسبت به حالتی که عدم قطعیت در مصالح لحاظ نشده باشد کاهش پیدا می‌کنند.

کلید واژگان: پل قوسی سنگی، قابلیت اعتماد، عدم قطعیت، روش سطوح پاسخ، روش المان مجزا

## 1- مقدمه

پل‌های تاریخی به‌ویژه پل‌های قوسی بنایی شبکه ریلی یکی از مهم‌ترین سازه‌های تاریخی در هر کشور هستند. آن‌ها بخش قابل‌توجهی از شبکه حمل و نقل را در جهان تشکیل می‌دهند، به طوری که از 220000 پل فعال در شبکه ریلی قاره اروپا، بیش از 45٪ آن را به خود اختصاص داده‌اند [1]. در شبکه ریلی ایران حداقل 9000 پل قوسی بنایی وجود دارد [2]. با توجه تعداد بالا و قدمت این دسته از پل‌ها و نظر به وضعیت لرزه‌خیزی بالای کشور و عدم وجود طراحی لرزه‌ای این سازه‌ها، بررسی دقیق عملکرد و آسیب‌پذیری لرزه‌ای آن‌ها امری ضروری است.

پل‌های قوسی بنایی (تاریخی) با استفاده از مصالح بنایی مانند آجر یا سنگ همراه با ملات یا بدون ملات ساخته شده‌اند. ویژگی‌های مناسب مصالح بنایی را می‌توان در سادگی اجرا، طول عمر زیاد، عایق مناسب در مقابل آتش‌سوزی، زیبایی و هزینه پایین دانست. اما پیچیدگی هندسی پل‌ها، رفتار غیر ایزوتروپ و ناهمگن مصالح، طبیعت غیرپیوسته، رفتار غیرخطی همراه با ترک‌خوردگی از یک طرف و عدم قطعیت در مشخصات هندسی، فیزیکی باعث شده که تعیین رفتار و به‌ویژه عملکرد لرزه‌ای پل‌های قوسی بنایی جزو پیچیده‌ترین فعالیت‌های مهندسی سازه تلقی شوند [3، 4].

از کلیدی‌ترین مباحث در ارزیابی پل‌های قوسی بنایی، تعیین میزان آسیب و الگوهای گسیختگی یا مکانیزم فروریزش و تعیین بار نهایی پل هستند. درحقیقت عملکرد لرزه‌ای این پل‌ها به مشخص نمودن آسیب‌های پیش‌آمده ناشی از الگوهای گسیختگی وابسته هستند [5]. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای بناهای تاریخی، مدل‌هایی عددی را که توانایی برآورد پاسخ دقیق، آسیب‌دیدگی و الگوی گسیختگی را داشته باشند، می‌طلبد. برای تحلیل این سازه‌ها، دو دیدگاه اصلی به شرح زیر بکار برده می‌شوند:

الف- دیدگاه مدل‌های پیوسته؛ مانند روش المان محدود

ب- دیدگاه مدل‌های گسسته؛ مانند روش المان مجزا<sup>1</sup>

با اینکه در روش المان محدود در بسیاری از موارد، نتایج تحلیل‌ها نسبتاً رضایت‌بخش بودند [5، 6]، ولی در این روش تعیین دقیق ترک‌خوردگی، الگوهای گسیختگی و مکانیزم‌های قطعات جدا شده، به علت عدم توانایی روش المان محدود امکان‌پذیر نمی‌باشد. در روش المان محدود در نهایت، نواحی با پتانسیل آسیب و ترک‌خوردگی به‌صورت کلی شناسایی می‌شوند. علاوه بر این، حساسیت این روش نسبت به کیفیت، اندازه مش‌بندی و امکان عدم همگرایی زیاد می‌باشد و همگرایی پاسخ‌ها در زمان گسیختگی از مشکلاتی است که تحلیل‌های ترک‌خوردگی و تعیین بار نهایی را با چالش روبرو می‌کنند [7، 8]. با توجه به محیط گسسته مصالح بنایی، درزدار بودن و جداسازی واحدهای آجر یا سنگ تحت‌تأثیر تحریک زلزله، استفاده از مدل‌های گسسته بسیار مناسب‌تر به نظر می‌رسد [9]. یکی از کارآمدترین روش‌ها در مدل‌های گسسته برای تحلیل لرزه‌ای سازه‌های با مصالح بنایی، روش المان مجزا است [10، 11].

عواملی که رفتار یک سازه را مشخص می‌کنند شامل بارگذاری، هندسه، مشخصات فیزیکی، مقاومت، سختی و ظرفیت باربری است. علی‌رغم آنچه به طور معمول اندیشه می‌شود این عوامل کمیت‌های دقیق و ثابت نیستند، بلکه همیشه همراه خود عدم قطعیت دارند. شایان‌ذکر است که مشخصات مکانیکی مصالح بنایی تحت‌تأثیر کیفیت و نوع آجر یا سنگ، ملات، روش اجرا و مهارت استادکار، چیدمان درزها، تغییرات شرایط محیطی و گذشت زمان قرار می‌گیرند. به همین دلیل، رفتار و عملکرد واقعی سازه‌ها به‌ویژه سازه‌های تاریخی (بنایی) به‌صورت قطعی قابل‌دستیابی نمی‌باشد [12]. بایستی اذعان کرد که در اکثر تحقیقات انجام شده که به بررسی رفتار لرزه‌ای پل‌های قوسی بنایی پرداخته‌اند، مشخصات مکانیکی مصالح پل ثابت فرض شده و عدم قطعیت مصالح در تحلیل‌ها لحاظ نشده است. بسیاری از این مطالعات با روش المان محدود انجام شده که می‌توان به تحقیق Sayın and Özmeni [14] and Shimpi و همکاران [13]، Addessi Gatta و همکاران [15] اشاره کرد.

<sup>1</sup> Discrete Element Method (DEM)

بوده و در بسیاری از موارد با توجه به اهمیت و ارزش تاریخی یک پل، شاید امکان انجام آنها به صورت کامل نیز میسر نباشد. بنابراین در اکثر موارد عدم قطعیت همچنان در فرضیات و مدل‌سازی‌های انتخاب شده وجود خواهند داشت. در این وضعیت دقیق‌ترین گزینه، ارزیابی با روش‌های احتمالاتی است که منابع عدم قطعیت را مورد توجه قرار می‌دهند. یکی از کارآمدترین روش‌های احتمالاتی، تحلیل قابلیت اعتماد<sup>2</sup> می‌باشد [22-25]. عدم قطعیت‌ها در روند تحلیل و به‌ویژه در ارزیابی لرزه‌ای سازه تأثیر بسزایی دارند. با این حال، تنها چند مطالعه مربوط به پاسخ احتمالی سازه‌هایی بنایی بویژه پل‌های قوسی در مقابل بارهای لرزه‌ای در ادبیات فعلی موجود است [12، 26، 27].

تحلیل احتمالاتی پل قوسی سنگی کرت در ترکیه در سال 2017 توسط Haciefendioglu and Başağa و همکاران [4] با استفاده از شبیه سازی (MCS)<sup>3</sup> و روش سطوح پاسخ (RSM)<sup>4</sup> انجام گردید. هدف آن تحقیق، بررسی تأثیر عدم قطعیت مشخصات مصالح بر پاسخ پل به تحریکات لرزه‌ای بود. عدم قطعیت‌های مشخصات مصالح، جرم حجمی، مدول الاستیسیته و ضریب پواسون انتخاب شدند. برای مدل‌سازی از روش المان محدود استفاده شده و برای تهیه تابع چگالی طیفی از مؤلفه افقی شرقی - غربی زلزله کوچایلی ترکیه (1999) استفاده گردید. آنها نشان دادند که اولاً نتایج به‌دست‌آمده از توابع پاسخ با تحلیل واقعی با روش المان محدود، تطابق خوبی دارند. هم چنین تحلیل احتمالاتی با فرض ضریب پراکندگی 20٪ برای متغیرهای مشخصات مصالح پل، باعث تغییر 6٪ در جابه‌جایی نقطه مرجع پل می‌گردد. در سال 2021 Gönen and Soyöz [28] بر پایه روش قابلیت اعتماد، عملکرد لرزه‌ای یک پل قوسی بنایی (ریلی) در ترکیه را بررسی کردند. در این مطالعه تنها مدول الاستیسیته بدنه و قوس‌ها به‌عنوان متغیر تصادفی و با توزیع نرمال در نظر گرفته شد. با انتخاب 45 نمونه تصادفی و با تحلیل استاتیکی غیرخطی با روش المان محدود و براساس میانگین منحنی‌های ظرفیت، معیارهای عملکردی برای سه حالت حدی استفاده بی وقفه،

از جمله مطالعات ارزیابی لرزه‌ای پل‌های قوسی بنایی که با روش DEM انجام شده، تحقیق Kiyono و همکاران [16] است. هم چنین بهنام‌فر و افشاری [17] در سال 2013 با روش DEM، به تحلیل گسیختگی لرزه‌ای و مقاوم‌سازی سه پل سنگی شبکه ریلی (کوچک، متوسط و بزرگ) پرداختند. طی تحقیقی دیگر در سال 2021 ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دو پل تک قوسی سنگی در ترکیه توسط Saygılı and Lemos [5] انجام شد. نتایج تحلیل‌ها مشخص کردند که پل اول با دهانه قوس کوچک‌تر، پایداری کلی خود را حفظ می‌کند؛ ولی پل دوم با دهانه و ارتفاع قوس مرکزی بزرگ‌تر، دچار آسیب‌های جدی و حتی فروپاشی پل تحت اثر زلزله گردید. واکنش لرزه‌ای متفاوت این دو پل، تأثیر قابل توجه هندسه پل‌های قوسی را بر رفتار سازه‌ای آنها نشان می‌دهد. بهنام‌فر و همکاران [18] در سال 2022 به بررسی آسیب‌پذیری لرزه‌ای دو پل قوسی سنگی شبکه ریلی ایران پرداختند. آنها با استفاده از روش المان مجزا و با تحلیل دینامیکی افزاینده غیرخطی، عملکرد لرزه‌ای پل‌ها را تحت تأثیر یازده رکورد منتخب زلزله تحت تأثیر هردو مؤلفه افقی زلزله تا وقوع گسیختگی بررسی کردند. با استفاده از منحنی‌های IDA، شتاب طیفی آستانه فرو ریزش پل‌ها مشخص شدند. نتایج آن تحقیق نشان داد که نسبت شتاب آستانه فرو ریزش برای پل بزرگ‌تر که پلی با هندسه نامنظم و دارای قوس مرکزی بزرگ بود نسبت به پل کوچک‌تر که دارای هندسه منظم و دهانه قوس‌های کمتر است در حدود 45٪ الی 61٪ می‌باشد.

پل‌های قوسی بنایی (تاریخی) هنگام ساخت معمولاً دارای مستندات و مدارک منظم مهندسی و علمی نبوده و اطلاعات دقیقی از جنس مصالح و خواص آنها در دسترس نیست. از این‌رو تحقیقات و مطالعات عددی و تجربی توسط بسیاری از محققین برای شناسایی پارامترهای نامشخص خواص مکانیکی آنها انجام شده است [19-21]. اکثر این تحقیقات نظر به حساسیت این سازه‌ها بر اساس روش‌های غیرمخرب استوار هستند که عمدتاً توانایی تخمین برآورد خواص الاستیک را دارند. برای تعیین خواص پلاستیک مصالح، قاعدتاً احتیاج به آزمایش‌های نیمه مخرب مانند آزمایش جک تخت (Flat Jack) یا آزمایش‌های مخرب خواهد بود [22]. بدیهی است انجام این آزمایش‌ها و با تعداد مناسب، دارای هزینه بالا و زمان‌بر

<sup>2</sup> Reliability Method

<sup>3</sup> Monte Carlo Sampling (MCS)

<sup>4</sup> Resopnse Surface Mehthod (RSM)



$Jks$  و  $\Delta u_s$  جابجایی نسبی برشی و  $\Delta \tau_s$  تغییرات تنش برشی را مشخص می‌کنند.

$$\Delta \sigma_n = Jkn \cdot \Delta u_n \quad (1)$$

$$\Delta \tau_s = Jks \cdot \Delta u_s \quad (2)$$

مقادیر سختی عمودی و برشی درزا بستگی به خواص بلوک‌ها و درزاها دارد. با فرض توزیع تنش یکنواخت در سطوح بین ملات و بلوک بنایی، سختی عمودی و برشی از روابط (3) و (4) به دست می‌آیند [29]:

$$Jkn = \frac{E_b E_m}{h_m (E_b - E_m)} \quad (3)$$

$$Jks = \frac{G_b G_m}{h_m (G_b - G_m)} \quad (4)$$

که در آن  $E_b$  و  $E_m$  به ترتیب مدول ارتجاعی بلوک بنایی و ملات است. همچنین  $G_b$  و  $G_m$ ، به ترتیب مدول برشی بلوک بنایی و ملات بوده و  $h_m$  نیز ضخامت واقعی ملات می‌باشد. برای فنر عمودی، گسیختگی با تنش حدی کششی کنترل می‌شود. اگر حد تنش کششی درزاها  $f_t$  باشد، آنگاه معیار گسیختگی با رابطه (5) مشخص می‌شود.

$$\sigma_n < f_t \quad (5)$$

تنش برشی حداکثر  $\tau_{max}$  برای فنر مماسی براساس معیار موهر-کولمب مطابق رابطه (6) تعریف می‌شود. در این رابطه  $\tau_s$  تنش برشی،  $\sigma_n$  تنش عمودی، چسبندگی درزاها برابر  $c$  و زاویه اصطکاک درزاها  $\phi$  است.

$$\tau_s \leq c + \sigma_n \tan(\phi) = \tau_{max} \quad (6)$$

حرکت بلوک‌ها باتوجه به نیروهای اعمالی تعیین می‌شوند. با استفاده از الگوریتم شناسایی تماس در هر لحظه، تماس بلوک‌ها شناسایی می‌گردند، و با روند حرکت بلوک‌ها یا تغییر شکل آنها، تماس‌ها بروزسانی می‌شوند.

## 2-2- مبانی قابلیت اعتماد

در روش‌های قابلیت اعتماد عامل‌هایی که دچار عدم قطعیت هستند به صورت متغیرهای تصادفی در نظر گرفته می‌شوند. از این رو به جای استفاده از مقادیر متوسط و قطعی برای مشخصات مکانیکی، کمیت‌ها

ایمنی جانی و حالت قبل از فروریزش پل مشخص شد. سپس با انتخاب 14 رکورد زلزله، شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل را با روش FORM<sup>5</sup> برای هر سه حالت حدی برآورد کردند. نتایج نشان دادند که پل برای هیچ یک از حالت‌های حدی دارای ایمنی لرزه‌ای کافی نمی‌باشد. این تحقیق قابلیت اعتماد لرزه‌ای یک پل قوسی شبکه ریلی ایران را بر اساس مدل‌سازی به روش DEM و با در نظر گرفتن عدم قطعیت در مشخصات مصالح را ارائه می‌کند. در تحلیل قابلیت اعتماد، تابع حالت حدی آستانه فروریزش با استفاده از روش سطوح پاسخ RSM تعیین شده و قابلیت اعتماد لرزه‌ای و احتمال شکست پل با دو روش FORM و MSC مورد بررسی قرار گرفته است.

## 2- مبانی تئوری

### 2-1- مبانی روش المان مجزا

در روش DEM محیط سیستم، به بلوک‌های مجزا تقسیم‌بندی می‌شوند و در آن ناپوستگی‌ها یا درزاها، مرزهای این بلوک‌ها را تشکیل می‌دهند. به عبارتی محیط موردنظر به عنوان مجموعه‌ای از بلوک‌های صلب یا تغییر شکل‌پذیر در نظر گرفته می‌شود و شناسایی تماس‌های بین آنها به طور مداوم، در طول کل فرایند تغییر شکل یا حرکت به‌روز شده و با ساختار مناسب نشان داده می‌شوند. در این روش امکان مدل‌سازی تغییر شکل‌های بزرگ، چرخش بلوک‌ها (المان‌ها)، لغزش بین بلوک‌ها، بازشدگی ترک‌ها، جداشدگی المان‌ها و تشخیص تماس‌های جدید بلوک‌ها در حین روند محاسبات وجود دارد. برای تعریف ارتباط مکانیکی بین بلوک‌ها فرض می‌شود در هر نقطه تماس یک فنر عمودی و یک فنر برشی با سختی و رفتار خطی مشخص وجود دارد که همراه با میراگرهای عمودی و مماسی، نیروهای برهم‌کنش بین بلوک‌ها را متناسب با جابه‌جایی نسبی بلوک‌ها تعیین می‌کنند. برای رفتار عمودی درزاها تغییرات تنش عمودی از رابطه (1) تعیین می‌شود که در آن  $Jkn$  سختی عمودی درزا و  $\Delta u_n$  جابجایی نسبی عمودی و  $\Delta \sigma_n$  تغییرات تنش عمودی است. برای رفتار برشی از رابطه (2) استفاده می‌شود که در آن سختی برشی درزا

<sup>5</sup> First Order Reliability Method (FORM)



مشخص بودن تابع چگالی احتمال مشترک متغیرهای تصادفی با نام  $f_X(x)$  و تعریف تابع حالت حدی  $g(X)$ ، آنگاه بیان ریاضی احتمال شکست یا همان مساله کلی قابلیت اعتماد مطابق با رابطه (9) نوشته می‌شود. رابطه فوق بیان می‌دارد که احتمال شکست معادل جرم احتمال تابع چگالی مشترک در ناحیه خرابی ( $g(X) \leq 0$ ) است.

$$P_f = P[g(X) \leq 0] = \int \dots \int_{g \leq 0} f_X(x) dx \quad (9)$$

حل این انتگرال در حالت کلی بسیار پیچیده است و اغلب به صورت تحلیلی ممکن نیست. راه کلی استفاده از حل‌های تحلیلی تقریبی است. پیشنهادهای متفاوتی برای حل وجود دارند که روش FORM یا SORM<sup>7</sup> و روش شبیه‌سازی نمونه‌گیری MSC<sup>8</sup> از معروف‌ترین آنها هستند. اگر  $X$  بردار متغیرهای اساسی در فضای اصلی باشد، با تبدیل فضای مساله به فضای استاندارد نرمال، بردار متغیرهای تبدیل شده در فضای استاندارد نرمال با بردار  $y$  نام‌گذاری می‌گردد. اگر تابع حالت حدی در فضای استاندارد نرمال با  $G(y)$  معرفی شود. در روش FORM، در این فضا رویه حالت حدی ( $G(y) = 0$ ) با یک تقریب مرتبه اول بسط سری تیلور به صورت یک تابع خطی تقریب زده شده و احتمال شکست تعیین می‌شود. در صورتیکه در روش SORM، رویه حالت حدی با تقریب مرتبه دوم و به صورت یک تابع درجه دوم (اگر سهمی) تقریب زده می‌شود و احتمال شکست محاسبه می‌گردد. مفهوم هندسی و تقریب روش‌های FORM و SORM در شکل 1 نشان داده شده است.

به صورت یک متغیر تصادفی با یک توزیع احتمالاتی مشخص همراه با میانگین و پراکندگی مربوطه در محاسبات تعریف می‌شوند.

می‌توان گفت قابلیت اعتماد یک وسیله مناسب ارزیابی برای تصمیم‌گیری در مورد سازه‌های جدید یا سازه‌های موجود با توجه به عدم قطعیت‌ها است. زمانی که یک سازه یا بخشی از آن یک محدوده مشخص عبور کند و نتواند وظایفی که از آن انتظار می‌رود را انجام دهد، یک حالت حدی تأمین نشده و خرابی یا شکست اتفاق افتاده است. به زبانی ساده یک حالت حدی مرز بین عملکرد مناسب یا نامناسب است. این مرز با تابع حالت حدی (LSF)<sup>6</sup> نام‌گذاری شده است. با توجه به تصادفی بودن متغیرها، بدیهی است که پاسخ سیستم نیز متغیر و تصادفی خواهد بود. بنابراین اگر  $P_f$  احتمال شکست یک حالت حدی باشد و این احتمال فراتر از مقدار احتمال هدف  $P_{f,T}$  گردد، سازه غیر قابل اعتماد خواهد بود.

اگر ظرفیت یک مقطع یا سازه را با  $R$  نشان دهیم و مقدار تقاضا (ناشی از بارگذاری) را با  $S$ ، بدیهی است که هر دو تابع ظرفیت و تقاضا، وابسته به متغیر تصادفی دخیل در مسئله یعنی  $X$  هستند. در این صورت  $g(X)$  تابع حالت حدی به شکل زیر تعریف می‌گردد:

$$g(X) = R(X) - S(X) \quad (7)$$

با این تعاریف، از نظر هندسی وضعیت  $g(X) < 0$  بر ناحیه خرابی دلالت می‌کند، وضعیت  $g(X) = 0$  بر رویه حالت حدی (صفحه یا یک خط) دلالت کرده و موقعیت  $g(X) > 0$  ناحیه ایمن را تعریف می‌کند. قابلیت اعتماد سازه معادل محاسبه احتمال وقوع عملکرد با فرض عبور از حالت حدی است. بنابراین رابطه ریاضی احتمال شکست با معادله (8) نوشته می‌شود:

$$P_f = P[g(X) < 0] \quad (8)$$

در حالت کلی رفتار سیستم معمولاً تابع چندین متغیر است و با وجود چندین متغیر تصادفی مانند  $X_1, X_2, \dots, X_n$ ، بردار متغیرهای تصادفی با نام  $X$  نام‌گذاری می‌گردد. هر یک از این متغیرها دارای میانگین، انحراف معیار و تابع چگالی احتمال (PDF) مربوط به خود هستند. با فرض

<sup>7</sup> Second Order Reliability Method (SORM)

<sup>8</sup> Monte Carlo Sampling (MSC)

<sup>6</sup> Limit State Function (LSF)

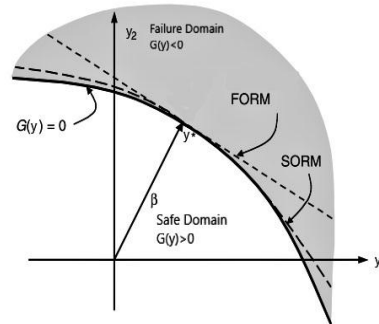
### 2-3- قابلیت اعتماد و روش سطوح پاسخ

تحلیل قابلیت اعتماد با روش‌های تحلیل سازه مرتبط هستند. معیارهای متعارف عملکردی در ساختمان‌های بنایی معمولاً بر اساس یک رویکرد جابه‌جایی تعریف می‌شوند [30-32]. از این رو اگر پاسخ سازه از یک مقدار حدی مانند  $\Delta_C$ ، عبور کند حالت گسیختگی یا شکست اتفاق افتاده است. تابع حالت حدی  $g(X)$  با رابطه (13) بیان می‌شود:

$$g(X) = \Delta_C - S(X) \quad (13)$$

بدیهی است پاسخ سازه  $S(X)$ ، که با استفاده از روش‌هایی مانند المان محدود یا المان مجزا تعیین می‌گردند، معمولاً برحسب تغییر مکان، جابه‌جایی نسبی و تنش هستند. بنابراین در بیان ریاضی تابع حالت حدی (رابطه 13) متغیرهای تصادفی (مشخصات مکانیکی مصالح) به صورت صریح وجود ندارند، بلکه به صورت ضمنی تاثیر گذارند. از این رو بیان ریاضی تابع چگالی مشترک احتمالی  $f_X(\vec{x})$  مربوط به متغیرها امکان‌پذیر نبوده و حل انتگرال رابطه (9) میسر نخواهد بود. تحلیل سازه‌های بزرگ مانند یک پل قوسی بنایی به‌ویژه در تحلیل‌های دینامیکی، معمولاً ساعت‌ها یا حتی چند روز زمان نیاز دارند. شایان ذکر است که تخمین احتمال شکست با روش‌هایی مثل FORM نیاز به تکرار زیاد تحلیل سازه دارند. در روش‌های نمونه‌گیری MSC نیز استفاده از نتایج هزاران مرتبه تحلیل سازه ضروری است. بنابراین روش‌های متعارف قابلیت اعتماد با نیاز به تکرار زیاد، در بسیاری از موارد عملاً دور از دسترس، زمان‌بر و پرهزینه خواهد نمود.

برای فائق آمدن بر دو مشکل فوق، روش‌های شبیه‌سازی پاسخ سازه راه‌گشا هستند. این روش‌ها معمولاً با تعداد مناسب از نمونه‌های آزمایشی، مدلی مناسب برای تعیین پاسخ تقریبی سیستم پیشنهاد می‌کنند؛ بنابراین با مشخص بودن پاسخ تقریبی بر حسب متغیرهای تصادفی و کاربرد آن در تابع حالت حدی، تحلیل‌های قابلیت اعتماد با استفاده بر اساس تابع تقریبی، امکان‌پذیر می‌گردند. یکی از روش‌های مناسب شبیه‌سازی که کارایی خود را در برآورد پاسخ سازه‌ها نشان داده روش RSM است. فرض کنیم پاسخ واقعی یک سیستم تابعی از یکسری متغیر است و با تابع قابل تعریف باشد. در روش RSM به دنبال تابع تقریبی پاسخ با



شکل 1: مفهوم هندسی و تقریب روش‌های FORM و SORM

### 2-2-1- شاخص قابلیت اعتماد

رفتار سیستم با دو پارامتر مقاومت و تقاضا بیان می‌شود. در حالت کلی متغیر  $R$  (ظرفیت) و  $S$  (تقاضا) دارای توزیع نرمال با میانگین  $\mu_R$  و  $\mu_S$  و انحراف معیار برابر با  $\sigma_R$  و  $\sigma_S$  هستند.

اگر تابع حالت حدی  $g(R, S)$  مطابق رابطه (7) تعریف شود و ضریب همبستگی دو متغیر  $\rho_{RS}$  باشد، میانگین  $\mu_g$  و انحراف معیار  $\sigma_g$  با استفاده از رابطه 10، تعیین می‌شوند [24]:

$$\mu_g = \mu_R - \mu_S, \quad \sigma_g = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S} \quad (10)$$

شاخص قابلیت اعتماد  $\beta$  (Reliability Index) به عنوان کمیتی که معادل نسبت میانگین تابع حالت حدی به انحراف معیار آن تعریف می‌شود و با رابطه (11) به دست می‌آید [24]:

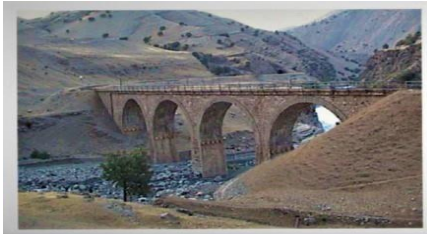
$$\beta = \frac{\mu_g}{\sigma_g} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2 - 2\rho_{RS}\sigma_R\sigma_S}} \quad (11)$$

می‌توان نشان داد که ارتباط شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست با رابطه (12) قابل بیان است:

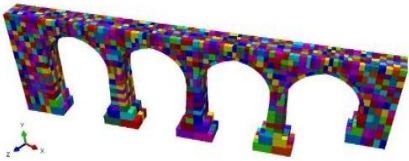
$$P_f = 1 - \Phi(\beta) = \Phi(-\beta) \quad (12)$$

که در آن  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی استاندارد نرمال (CDF) و  $\Phi^{-1}$  معکوس تابع توزیع تجمعی است.





شکل 2: نمای پل قوسی سنگی شبکه ریلی ایران



شکل 3: مدل سازی پل در محیط نرم افزار

مشخصات مکانیکی آورده شده در جدول 1 به عنوان میانگین مقادیر معرفی شده بر اساس نتایج آزمایش‌های موجود و شرایط مشابه در نظر گرفته شدند [17, 36]. با توجه به رفتار پل‌های سنگی و وجود ضعف در درزها از یک‌طرف و مقاومت بالای مصالح سنگی، در تحقیق مانند بسیاری از مطالعات قبلی انجام شده، بلوک‌های سنگی به صورت صلب فرض شده و رفتار غیرخطی برای درزها لحاظ شده است [5, 37]. شرایط تکیه‌گاهی برای پایه‌های پل به صورت گیردار فرض شده بودند. هم‌چنین در کنارهای انتهایی، غیر از جابجایی قائم بقیه آزادی حرکتها مقید شده است.

جدول 1: مشخصات مکانیکی مصالح سنگی پل قوسی سنگی

مشخصات مکانیکی	مقادیر	واحد
مدول الاستیسیته	14/1	(GPa)
وزن حجمی	22	(kN/m <sup>3</sup> )
ضریب سختی عمودی درزها ( $Jkn$ )	7/64	(GPa/m)
ضریب سختی برشی درزها ( $Jks$ )	1/79	(GPa/m)
زاویه اصطکاک درزها ( $\phi$ )	33	(Degree)

نام  $\hat{f}(x)$  هستیم. فرم کلی توابع تقریبی در تحلیل‌های غیرخطی سازه معمولاً با چند جمله‌ای درجه دوم مشابه آنچه که در معادله (14) آورده شده، بیان می‌گردد [33, 34]:

$$f(x) \approx \hat{f}(x) = a + \sum_{i=1}^n b_i x_i + \sum_{i=1}^n c_i x_i^2 + \sum_{i=1}^{n-1} \sum_{j=i+1}^n d_{ij} x_i x_j \quad (14)$$

در این معادله  $a$ ،  $b$ ،  $c$  و  $d$  ضرایب چند جمله‌ای بوده و سائز  $n$ ، برابر تعداد متغیرهای مساله می‌باشد. برای تعیین ضرایب مجهول، یکسری نقاط تحت عنوان نقاط آزمایش انتخاب شده و با جایگذاری در معادله (14) و انجام تحلیل رگرسیون، بهترین ضرایب چند جمله‌ای تعیین می‌شوند. یکی از بهترین روش‌های انتخاب نقاط آزمایشی، روش ترکیب مرکزی CCD (Central Composite Design) است. در این روش متغیرها در پنج سطح معادل  $(+\alpha, +1, 0, -1, -\alpha)$  در نظر گرفته می‌شوند و مقدار پیشنهادی  $\alpha$  مابین 1/4 الی 2 است.

### 3- بیان مساله

پل قوسی سنگی شبکه ریلی مورد مطالعه در خط راه‌آهن تهران به اهواز (راه‌آهن زاگرس) و در مسیر ریلی دورود- اندیمشک قرار دارد. تصویر پل در شکل (2) مشخص شده است. تمام بدنه پل با مصالح سنگی ساخته شده و عرض آن برابر با 4/4 متر است. طول پل 66/7 متر و با چهار قوس مشابه با دهانه 12 متر اجرا شده است. طی تحقیق قبلی انجام شده [18] با فرض ثابت بودن مشخصات مکانیکی مصالح، الگوهای گسیختگی و شتاب آستانه فروریزش این پل برای یازده رکورد زلزله منتخب با استفاده از روش IDA بدست آورده شده است. تحلیل‌ها با روش المان مجزا و در محیط نرم‌افزار 3DEC(V.5.2) [35] انجام شده است. برای اینکه پتانسیل ترک‌خوردگی و خرابی در تمام نواحی پل و با شرایط یکسان وجود داشته باشد، بلوک‌ها تقریباً به صورت یکنواخت در کل بدنه پل‌ها توزیع شده است، به نحوی که متوسط ابعاد بلوک‌ها کمتر از یک متر بوده و چیدمان بلوک‌ها و درزبندی آنها سعی شده با واقعیت اجرایشده، تطابق داشته باشند (شکل 3).



## 3-1- نتایج تحلیل‌های IDA

برای انتخاب رکوردهای مشابه شرایط سایت پل، یازده رکورد منتخب بر اساس طیف طرح و روش پیشنهادی آیین نامه ASCE07-16 [38] انتخاب شدند. مشخصات زلزله‌های منتخب در جدول 2 آورده شده است. در مرحله اول، پل تحت بار وزن و سربار مرده ناشی از پارسنگ و ریل‌بند خطوط راه‌آهن که به شکل بار گسترده بر روی عرشه پل بارگذاری شده با روش استاتیکی تحلیل شده است. پس از تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی افزایشی با افزایش شتاب طیفی  $K_a$  به اندازه 0/2g در هر گام، تحت تاثیر دو مولفه افقی زلزله‌های منتخب تا وقوع گسیختگی صورت گرفته است.

در مرحله اول، پل تحت بار وزن و سربار مرده ناشی از پارسنگ و ریل‌بند خطوط راه‌آهن که به شکل بار گسترده بر روی عرشه پل بارگذاری شده با روش استاتیکی تحلیل شده است. پس از تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی افزایشی با افزایش شتاب طیفی  $K_a$  به اندازه 0/2g در هر گام، تحت تاثیر دو مولفه افقی زلزله‌های منتخب تا وقوع گسیختگی صورت گرفته است.

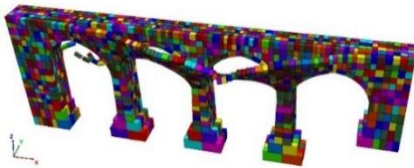
برای پایش کامل رفتار لرزه‌ای پل در تمام بدنه پل نقاط کنترلی در نظر گرفته شده و پاسخ آنها استخراج گردید. نتایج آورده شده در مرجع مورد نظر، نشان داد که الگوی گسیختگی پل با تخریب نواحی پایه‌ها (Peirs) یا اسپندرل (Spandrel) بالای قوس‌ها اتفاق می‌افتد. از طرفی مشاهده گردید برای کلیه زلزله‌ها در نواحی فوق، عامل اصلی فروریزش، تغییر مکان نسبی عمود بر راستای محور طولی پل است (شکل 4).

جدول 2: مشخصات یازده رکورد منتخب زلزله

RSN <sup>1</sup>	Earthquake name	M <sub>w</sub>	PGA(g)
963	Northridge-01/Castaic	/69	0/505
		6	
6915	Darfield, New Zealand	7/0	0/574
4874	Chuetsu-Oki/Oguni Nagaoka	/80	0/566
		6	
1485	Chi-Chi,Taiwan/TCU045	/62	0/490

		7	
4226	Niigata, Japan/NIGH09	/63	0/384
		6	
5663	Iwate/MYG004	/90	0/726
		6	
755	Loma Preita/Coyote Lake Dam	/93	0/343
		6	
57	San Fernando/Castaic	/61	0/287
		6	
4455	Monte Negro, Yugo	/10	0/239
		7	
3750	Cape Mendocino	/01	0/254
		7	
3948	Tottori, Japan	/61	0/445
		6	

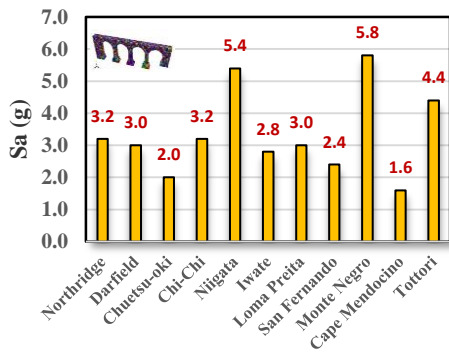
1:Record Serial Number (RSN)



شکل 4: گسیختگی پل با شروع فرو ریزش در اسپندرل قوس سوم

نقطه‌ای که در این نواحی بیشترین تغییر مکان عمودی نسبی را داشته تحت عنوان نقطه مرجع RP (Reference Point) انتخاب و نام‌گذاری گردید. مشخص شد که برای کلیه زلزله‌ها تغییر مکان نسبی عمودی نقطه RP نماینده مناسبی برای کمیت خرابی DM (Damage Measure) است. نمودارهای IDA برای یازده رکورد زلزله در شکل (5) آورده شده است.

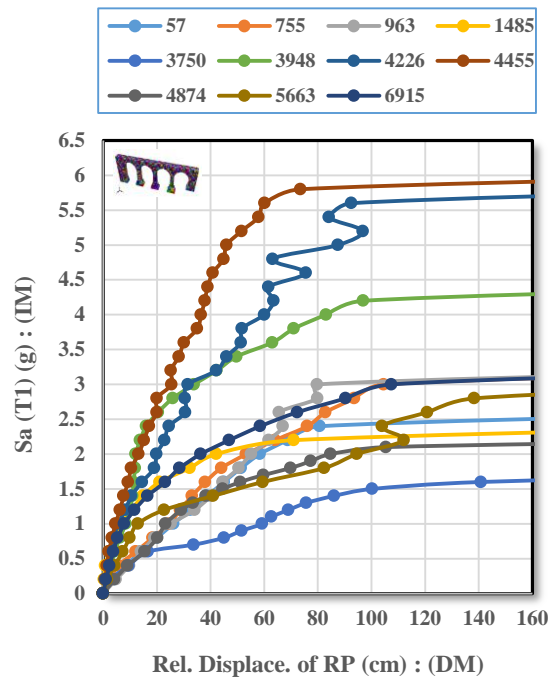




شکل 6: شتاب طیفی آستانه فروریزش پل برای رکوردهای منتخب [18]

#### 4-توابع پاسخ پل

همان‌طوریکه در بخش 1-2 بیان شد، از مهم‌ترین پارامترهای موثر در رفتار مکانیکی مصالح، ضریب سختی عمودی  $Jkn$  و ضریب سختی برشی  $Jks$  هستند. بنابراین در این تحقیق ضرایب سختی عمودی و برشی درزهای مصالح بنایی که متأثر از مدول الاستیسیته مصالح و ملات بوده و هم چنین زاویه اصطکاک درزها  $\phi$ ، به عنوان متغیرهای مستقل تصادفی در تحلیل‌ها لحاظ شده‌اند. تابع توزیع چگالی احتمال PDF (Probability Distribution Function) هر سه متغیر مستقل مساله مطابق تحقیقات مشابه [39, 40]، به صورت تابع لوگ نرمال فرض شده است. پراکندگی متغیرها نیز از کمیت‌هایی است که کاملاً بستگی به شرایط و کیفیت مصالح هر سازه بنایی دارد. در ادبیات فنی اعداد مختلفی برای پراکندگی مشخصات مکانیکی مصالح بنایی پیشنهاد شده که معمولاً بر اساس آزمایش و شرایط محلی هر سازه یا منطبق بر مطالعات مشابه انتخاب می‌شوند. مقادیر پراکندگی مشخصات مکانیکی مصالح معمولاً از 10٪ تا 40٪ متغیر است. از این رو میانگین محدوده ضریب پراکندگی فوق یعنی 25٪ به عنوان پراکندگی متغیرها انتخاب گردید. مقادیر میانگین و پراکندگی متغیرهای مستقل مصالح در جدول (3) آورده شده است. تابع توزیع چگالی احتمال  $Jkn$  نیز در شکل (7) ترسیم شده است.

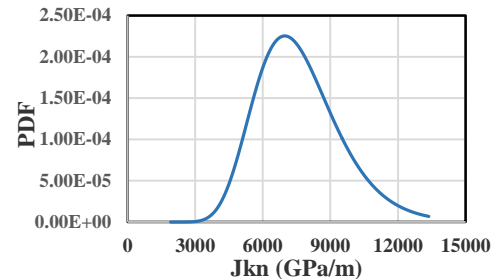


شکل 5: منحنی‌های IDA پل [18]

همان‌طوری که در شکل (5) مشاهده می‌شود، ارتباط شدت زلزله و پاسخ تحت اغلب رکوردهای زلزله، در ابتدا تقریباً شکل خطی دارند. بعد از این محدوده، منحنی‌ها دچار کاهش شیب شده و شدت تغییرات پاسخ افزایش می‌یابد و با افزایش شدت زلزله، منحنی‌ها به نقطه‌ای می‌رسند که با افزایش کوچکی در شدت زلزله، پاسخ بسیار زیاد شده و شیب منحنی‌ها افقی می‌شوند و عملکرد پل نشان داد که در این حالت گسیختگی اتفاق افتاده است. مقادیر این شتاب حدی با نام شتاب آستانه فروریزش  $S_a^C$  برای یازده رکورد منتخب زلزله تعیین گردید که در شکل 6 آورده شده است.

جدول 3: متغیرهای تصادفی و مشخصات آماری آنها

واحد	پراکندگی	میانگین	متغیر تصادفی
(GPa/m)	1910	7640	$Jkn$
(GPa/m)	447	1790	$Jks$
(Degree)	8	$33^0$	$\phi$



شکل 7: تابع توزیع چگالی احتمال ضریب سختی نرمال  $Jkn$

نرم افزار Design-Expert یکی از معروفترین نرم افزارهای طراحی آزمایش (DOE)، مدل سازی و تحلیل های آماری است. یکی از توانایی های این برنامه کاربرد روش RSM برای شبیه سازی پاسخ سیستمها است. در این تحقیق از نرم افزار Design-Expert V.11.1.0.1 استفاده شده است. محدوده نمونه های آزمایشی اطراف نقطه میانگین متغیرها با رابطه (15) انتخاب شدند:

$$x_i = \mu_i \pm 2\sigma_i \quad (15)$$

که در آن  $\mu_i$  و  $\sigma_i$  به ترتیب میانگین و انحراف معیار متغیرهای تصادفی است. انتهای محدوده نمونه ها، 2 برابر انحراف معیار نسبت به میانگین انتخاب گردید تا بتواند طیف کاملی از عدم قطعیت متغیرها را پوشش دهد. پنج سطح مختلف مقادیر متغیرها (سختی عمودی، سختی برشی و زاویه اصطکاک داخلی) تعیین شده که در جدول (4) مشخص می باشد. در روش CCD تعداد حداقل ترکیب نمونه های آزمایشی با سه متغیر مستقل، برابر با 15 نمونه است. بنابراین برای هر شدت زلزله، 15 نمونه مدل پل با مشخصات مکانیکی متفاوت مطابق با مقادیر جدول 4 ایجاد گردید.

سپس برای کلیه نمونه ها مدل مورد نظر تحت بارگذاری ثقلی تحلیل شده و سپس آنالیز دینامیکی پل تحت تاثیر زلزله های منتخب صورت گرفته است.

جدول 4: پنج سطح متغیرهای تصادفی

سطوح متغیرها	-2	-1	0	1	2
متغیر تصادفی	$x - 2\mu$	$x - \mu$	$\mu$	$x + \mu$	$x + 2\mu$
$Jkn$	3820	5730	7640	9950	11460
$Jks$	895	1343	1790	2238	2685
$\phi$ (Phi)	$17^0$	$25^0$	33	$41^0$	$49^0$

با توجه به 15 نمونه آزمایشی و 11 رکورد زلزله منتخب، بیشتر از 2600 تحلیل دینامیکی غیرخطی از شدت طیفی  $Sa=0.2g$  تا وقوع گسیختگی انجام شده و با استخراج نتایج، بیشینه پاسخ های نقطه RP تعیین گردید. با توجه به معادله 13، پاسخ سازه که با نام  $\hat{f}^{Sa}$  یا همان جابجایی عمودی نسبی نقطه RP (نقطه مرجع) که با  $U^{Sa}$  مشخص می شود بایستی تعیین گردد. بنابراین تابع پاسخ تقریبی  $U^{Sa}$  در هر شتاب طیفی  $K_a$  به عنوان متغیر وابسته و بر حسب متغیرهای مستقل بشرح زیر نوشته می شود:

$$\hat{f}^{Sa} : \hat{U}^{Sa} = a + b_1(Jkn) + b_2(Jks) + b_3(Phi) + c_1(Jkn)(Jks) + c_2(Jkn)(Phi) + c_3(Jks)(Phi) + d_1(Jkn)^2 + d_2(Jks)^2 + d_3(Phi)^2 \quad (16)$$

با روش RSM در نرم افزار Design-Expert، توابع پاسخ تقریبی برای هر شدت شتاب طیفی رکورد زلزله به دست آمدند. برای تعیین تابع پاسخ، در هر شتاب طیفی، تحلیل رگرسیون، کنترل های لازم و صحت سنجی انجام گردیده است. برای نمونه بررسی روند کنترل ها، نتایج تحلیل پاسخ زلزله دارفیلد (Darfield) در  $Sa=2/2g$  و کنترل های لازم آماری آورده شده است. تابع پاسخ در شتاب طیفی فوق در رابطه 17 نشان داده شده است:

<sup>9</sup> Design Of Experiment (DOE)

برای 16 تابع پاسخ زلزله دارفیلد با ارزیابی مدل‌های رگرسیون انجام شد و توابع پاسخ مناسب زلزله دارفیلد در کلیه گام‌های شتاب به دست آمدند. این محاسبات و کنترل‌های فوق برای کلیه 11 رکورد منتخب زلزله و در تمام شتاب‌های طیفی انجام شده و توابع پاسخ آنها تعیین گردید.

جدول 5: نتایج تحلیل واریانس تابع پاسخ  $\hat{U}^{2.2}$  زلزله دارفیلد

	Sum of Squares	Mean Square	P-value	
Model	675/2	96/46	< 0/0001	Significant
A-JKn	296/19	296/19	< 0/0001	
B-JKs	43/31	43/31	0/0001	
C-Phi	284/43	284/43	< 0/0001	
AC	1/57	1/57	0/2643	
A <sup>2</sup>	16/99	16/99	0/0035	
B <sup>2</sup>	9/75	9/75	0/0158	
C <sup>2</sup>	5/95	5/95	0/0457	
Residual	9/97	1/11		
Lack of Fit	9/97	1/42		

جدول 6: ضرایب همبستگی و اطلاعات برازش تابع پاسخ  $\hat{U}^{2.2}$  زلزله دارفیلد

Std. Dev.	1/05	R <sup>2</sup>	0/9855
Mean	47/95	Adjusted R <sup>2</sup>	0/9741
C.V. %	2/19	Predicted R <sup>2</sup>	0/9148
		Adeq. Precision	29/4928

$$\hat{U}^{2.2} = 108.76836 - 0.007132Jkn + 0.009008Jks - 1.31997Phi + 0.000029Jkn \times Phi + (2.5671e - 7)Jkn^2 - (3.54316e - 6)Jks^2 + 0.008658Phi^2 \quad (17)$$

مشاهده می‌شود که تابع پاسخ تغییر مکان پل (متغیر وابسته) به صورت صریح برحسب متغیرهای مستقل مشخصات مکانیکی مصالح بیان شده است. تحلیل واریانس (ANOVA)<sup>10</sup> و هم چنین کفایت مدل همراه با مقادیر P-Value توسط نرم‌افزار قابل بررسی است. عوامل معنی‌دار شامل عواملی هستند که مقادیر ارزش آنها کمتر از 0/05 باشد (P-Value < 0/05). عوامل معنی‌دار بر روی پاسخ دارای تأثیر اساسی بوده و بایستی حتماً در مدل‌سازی از آنها استفاده کرد. نتایج تحلیل واریانس در جدول 5 نشان از کفایت مناسب مدل دارد. کیفیت برازش مدل از طریق بررسی دو عامل ضرایب همبستگی محقق می‌شود. یکم، انتخاب مدل‌هایی که ضریب همبستگی (R-Squared : R2) نزدیک‌تر به واحد و معمولاً بالای 0/80 داشته باشند. دوم، کوچک‌تر بودن اختلاف بین ضریب همبستگی تنظیم شده (Adjusted R2) با ضریب همبستگی پیش‌بینی‌شده (Predicted R2) به کمتر از 0/20 است. در جدول (6) مشاهده می‌شود ضریب همبستگی مدل 0/985 است و نشان از همپوشانی بسیار مناسب پاسخ‌های واقعی و پیش‌بینی‌شده است. هم چنین اختلاف دو ضریب همبستگی تنظیم شده و پیش‌بینی‌شده بسیار کمتر از 0/2 است.

از دیگر موارد ارزیابی مهم مدل رگرسیون، بررسی کنترل نرمال بودن توزیع باقی‌مانده‌ها است. همخوانی و نزدیکی توزیع باقی‌مانده‌های مدل با توزیع نرمال در شکل (8) مشهود است. هم چنین نمودار برازش مدل که در شکل (9) ترسیم شده، کیفیت خوب تابع پاسخ را نشان می‌دهد. نتایج پاسخ‌های پیش‌بینی‌شده (Predicted Value) و پاسخ‌های واقعی (Actual Value) ناشی از تحلیل در جدول (7) آورده شده است. اختلاف ناچیز مقادیر نشان از توانایی مناسب مدل پیشنهادی تابع پاسخ در تخمین مقادیر پاسخ تغییر مکان است. مطابق با آنچه آورده شد، محاسبات

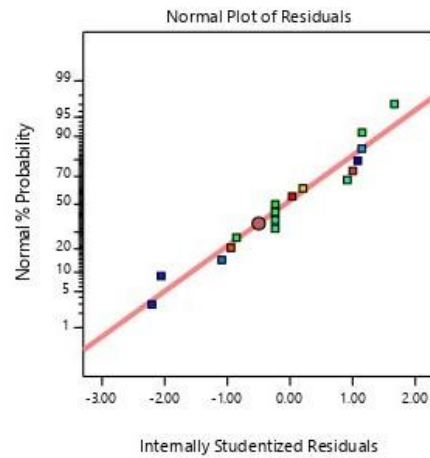
<sup>10</sup> Analysis Of Varation



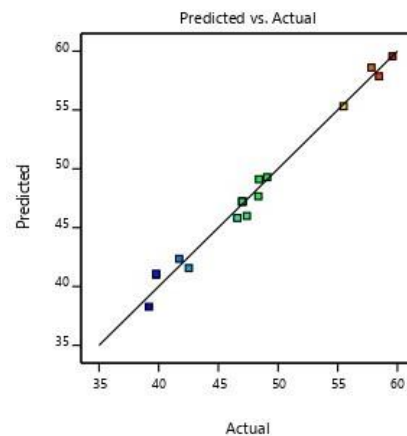
جدول 7: پاسخ‌های پیش‌بینی شده مدل  $U^{2.2}$  با پاسخ‌های واقعی زلزله دارفیلد

Run Order	Actual Value (cm)	Predicted Value (cm)	Residual (cm)
1	59/59	59/57	0/0208
2	58/46	57/86	0/5927
3	47/39	45/99	1/39
4	48/35	47/67	0/6799
5	49/09	49/29	-0/196
6	41/71	42/36	-0/6433
7	39/78	41/09	-1/3
8	39/18	38/28	0/9019
9	39/78	41	-1/22
10	48/4	49/11	-0/7122
11	55/49	55/31	0/1723
12	57/82	58/6	-0/7858
13	47/01	47/22	-0/2075
14	42/52	41/57	0/9567
15	46/59	45/82	0/7629

نمودار کانتور سه بعدی تغییرات تابع پاسخ براساس تغییرات سختی عمودی  $Jkn$  و زاویه اصطکاک  $Phi$  (با فرض  $Jks = 1790$ ) در شکل (10) ترسیم شده است. ملاحظه می‌گردد بیشترین پاسخ ( $U$ ) در حدود 70 سانتی‌متر و مربوط به مشخصاتی است که  $Jkn$  و  $Phi$  کمینه مقدار خود را دارند (بالا گوشه سمت چپ). از طرفی کمترین پاسخ حدود 38 سانتی‌متر مربوط به مشخصاتی است که هر دو متغیر بیشینه مقدار خود را داشته باشند (پایین سمت راست). مشاهده می‌شود که با فرض ثابت بودن متغیر سختی عمودی مثلاً در کمینه آن برابر با 3820، با افزایش زاویه اصطکاک داخلی از 17 به 49 درجه، پاسخ از بیشینه حدود 70 سانتی‌متر به حدود 52 سانتی‌متر کاهش پیدا می‌کند. همچنین با فرض کمینه بودن متغیر زاویه اصطکاک معادل 17 درجه، مشاهده می‌شود که با افزایش سختی عمودی از 3820 به 11460، پاسخ از مقدار 70 سانتی‌متر به حدود 50 سانتی‌متر تقلیل پیدا می‌کند.



شکل 8: نمودار همخوانی توزیع باقی مانده تابع پاسخ  $U^{2.2}$  با توزیع نرمال



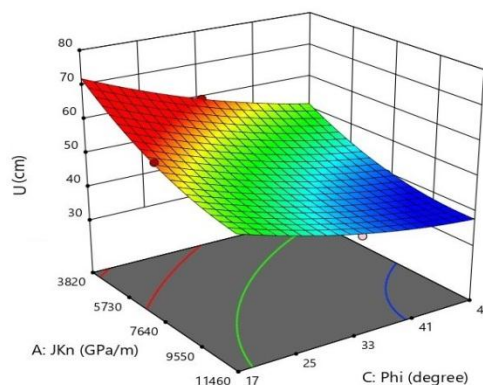
شکل 9: برازش مقادیر پیش‌بینی با مقادیر واقعی تابع پاسخ  $U^{2.2}$  زلزله دارفیلد

#### 4-1- تأثیر عدم قطعیت مشخصات مکانیکی

تأثیر تغییر مشخصات فیزیکی (عدم قطعیت) بر پاسخ سیستم، از نمودارهای دوبعدی و سه‌بعدی کانتور پاسخ در تحلیل RSM قابل بررسی است. نظر به وجود سه متغیر در تابع پاسخ، امکان ترسیم تأثیر تغییرات دو متغیر مستقل با تغییرات پاسخ و با انتخاب مقدار میانگین برای متغیر سوم، وجود دارد. البته می‌توان با تغییر مقدار متغیر سوم تأثیر آن را در رفتار پاسخ مشاهده کرد.

تقریباً در اکثر موارد معیار حالت حدی بصورت یک عدد ثابت گرفته شده است. مشکل لحاظ کردن این موضوع به ویژه برای سازه بزرگ و پیچیده‌ای؛ مانند یک پل قوسی بنایی دوچندان خواهد بود. در موارد نادری نیز که معیار با روش استاتیکی غیرخطی تعیین شده است، مقادیر عملکردی به صورت ثابت و بر اساس پارامترهای آماری منحنی میانگین ظرفیت محاسبه و ملاک قرار گرفته است [13، 28]. در این تحقیق ملاحظه گردید معیار ظرفیت حدی گسیختگی (بیشینه پاسخ نقطه RP در شتاب آستانه فروریزش) بدست آمده ناشی از تحلیل دینامیکی در نمونه‌های مختلف باهم متفاوت بودند. بنابراین برای وارد کردن عدم قطعیت معیار حالت حدی گسیختگی، این معیار نیز به عنوان یک متغیر تصادفی در محاسبات وارد شده است.

با توجه به 11 رکورد زلزله و 15 نمونه آزمایشی، تعداد  $165 \times 15$  (11) مقدار برای  $U_{Cap}$  بدست آورده شد، که نمودار هیستوگرام و توزیع فراوانی تجمعی آن در شکل (11) نشان داده شده است. برای تعیین تابع توزیع احتمال  $U_{Cap}$ ، منحنی توزیع فراوانی تجمعی (CDF) این متغیر تصادفی در مقابل منحنی توزیع نرمال در شکل (12) ترسیم شده است. با توجه به نزدیکی توزیع داده‌ها به تابع توزیع نرمال، این توزیع نرمال برای معیار حالت حدی فرض گردید. برای کنترل مناسب بودن این فرض، از آزمون نیکویی برازش مربع کای (Chi-Square) استفاده گردید و نتیجه رضایت بخش بود. با توجه به نتایج بدست آمده معیار عملکردی حالت حدی گسیختگی به عنوان یک متغیر تصادفی دارای توزیعی نرمال با میانگین  $83/9$  cm و ضریب پراکندگی  $11\%$  در محاسبات قابلیت اعتماد لحاظ گردید.



شکل 10- کانتور سه بعدی تابع پاسخ در زلزله دارفیلد بر اساس تغییرات سختی عمودی و زاویه اصطکاک

همانطوریکه در شکل فوق مشاهده می‌گردد تغییرات ضریب سختی نرمال و زاویه اصطکاک داخلی باعث تغییر در پاسخ لرزه‌ای پل می‌شود. همچنین تغییرات پاسخ بر اثر تغییر در ضریب سختی برشی نیز در نمودارهای مشابه تایید گردید. با بررسی نمودارهای کانتور تغییرات پاسخ برای کلیه شدت‌های طیفی زلزله، مشخص شد که تاثیر عدم قطعیت مشخصات مکانیکی مصالح در شدت شتاب‌های کم تاثیر کوچکتر داشته ولی با افزایش شدت شتاب طیفی، عدم قطعیت متغیرها، تاثیر قابل توجه بر پاسخ لرزه‌ای پل می‌گذارند.

### 5- معیار حالت حدی گسیختگی و عدم قطعیت

اگر معیار عملکردی حالت حدی گسیختگی پل با  $U_{Cap}$  نشان داده شود، بدیهی است پس از تعیین توابع پاسخ  $\hat{U}^{Sa}$ ، تابع LSF در شدت طیفی  $Sa$  به شکل زیر قابل بیان می‌شود:

$$g(\underline{X}) = U_{Cap} - \hat{U}^{Sa} \quad (18)$$

یکی از موضوعات اساسی در تحلیل احتمالاتی، بررسی وجود عدم قطعیت معیار عملکردی حالت حدی (معیار حدی گسیختگی) با تغییر مشخصات فیزیکی است. از آنجایی که مشخصات مکانیکی مصالح متغیر است، معیار حدی  $U_{Cap}$  نیز می‌تواند تغییر داشته باشد. در ادبیات فنی مورد مطالعه

برای سازه‌های تاریخی با توجه به شرایط سازه، مدت زمان، میزان تلفات انسانی در اثر شکست، نوع گسیختگی، ارزش تاریخی و اقتصادی سازه و نوع فروریزش و جدول پیشنهادی پارامترهای فوق، احتمال شکست هدف را به صورت رابطه (20) تعریف کردند:

$$P_{f,T} = \frac{10^{-4} S_c t_L A_c C_f}{n_p W} \quad (20)$$

برای پل قوسی سنگی مورد مطالعه، زمان  $t_L = 50$  سال، تعداد تلفات انسانی  $n_p = 15$ ، ضریب ارزش اقتصادی  $C_f = 0.1$ ، ضریب چگونگی فرو ریزش سازه را  $W = 0.3$ ، ضریب اهمیت کاربری  $A_c = 3$ ، ضریب ارزش اجتماعی و تاریخی پل  $S_c = 0.5$ ، انتخاب شده است. از این رو احتمال شکست و شاخص قابلیت اعتماد هدف پل با فرضیات فوق بشرح زیر بدست می‌آیند:

$$P_{f,T} = \frac{10^{-4} \times 0.5 \times 50 \times 3 \times 0.1}{15 \times 0.3} = 0.000125 \quad (21)$$

$$\beta_T = -\Phi^{-1}(0.000125) = 3.662$$

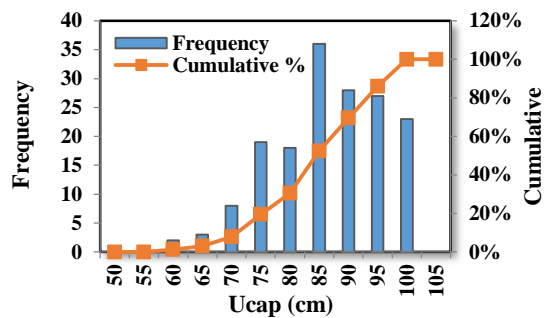
## 6-2- محاسبات قابلیت اعتماد

نظر به تعیین توابع LSF رکوردهای منتخب زلزله منتخب در کلیه شدت شتاب طیفی بر حسب متغیرهای اساسی، بررسی قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل با توجه به عدم قطعیت‌های مصالح امکان‌پذیر است. برای نمونه تابع LSF زلزله دارفیلد و در شتاب طیفی  $Sa=2/2g$  در رابطه (22) آورده شده است:

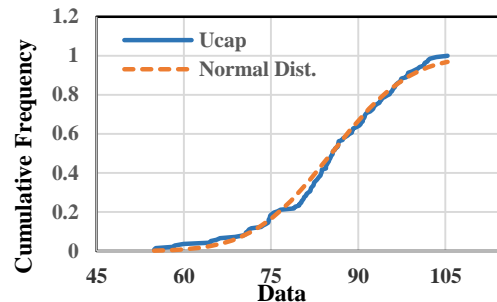
$$g(\hat{U}^{2.2}, U_{Cap}) = U_{Cap} - \hat{U}^{2.2}$$

$$= U_{Cap} - \left[ \begin{array}{l} 108.76836 - 0.007132Jkn + 0.009008Jks \\ - 1.31997Phi + 0.000029Jkn \times Phi \\ + (2.5671e - 7)Jkn^2 - (3.54316e - 6)Jks^2 \\ + 0.008658Phi^2 \end{array} \right] \quad (22)$$

برای انجام تحلیل‌های احتمالاتی قابلیت اعتماد از نرم‌افزار Rt استفاده شده است. این نرم‌افزار توسط Mahsuli و Haukaas [43] در دانشگاه بریتش کلمبیا کانادا نوشته و تهیه شده است. اطلاعات لازم شامل پارامترهای متغیرهای تصادفی (سه متغیر مشخصات مصالح و معیار حالت



شکل 11: هیستوگرام و توزیع فراوانی تجمعی معیار حالت حدی گسیختگی



شکل 12: منحنی توزیع تجمعی معیار حالت حدی گسیختگی با توزیع نرمال

## 6-6- قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل

### 6-1- شاخص قابلیت اعتماد هدف

در تحلیل قابلیت اعتماد سازه‌های متعارف، شاخص قابلیت اعتماد بین 1 الی 5 تغییر می‌کند، که متناظر با احتمال شکست در محدوده  $10^{-1}$  الی  $10^{-7}$  است. مطابق با تعاریف مهندسی، ایمنی سازه با رابطه زیر کنترل می‌شود:

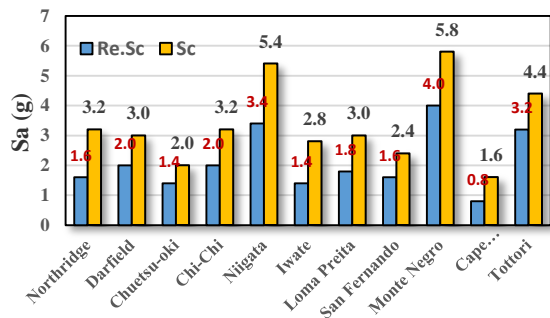
$$\beta \leq \beta_T \text{ or } P_f > P_{f,T} \quad (19)$$

که در آن  $\beta_T$  شاخص قابلیت اعتماد هدف و  $P_{f,T}$  احتمال شکست هدف است. مراجع مختلف، مقادیر شاخص قابلیت اعتماد (یا احتمال شکست هدف) را بر اساس وضعیت سازه، اهمیت آن، کاربری و ... پیشنهاد کرده‌اند [41, 42]. Verstryng و Schueremans [26]

جدول 9: شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل، زلزله ایواته

5663	FORM		MSC	
	$\beta$	$P_f$		$P_f$
1/2	5/182	1/1e-7	5/252	7/52e-8
1/4	3/842	0/000061	3/960	0/000037
1/6	1/962	0/024884	2/078	0/018844
1/8	0/040	0/483914	0/254	0/399800
2/0	-1/180	0/881027	-1/077	0/859232
2/2	-4/95	1/0	-4/95	1/0

مقایسه شاخص‌های قابلیت اعتماد بدست آمده با روش FORM و روش دقیق نمونه‌گیری MSC. نشان می‌دهد که در بیشتر موارد خطای محاسباتی روش FORM بسیار کم بوده است. لذا تحلیل با تقریب مرتبه اول توانسته نتایج خوب و با دقت کافی را نشان داده و بنابراین انجام تحلیل مرتبه دوم SORM ضروری نیست. تحلیل‌های قابلیت اعتماد برای دیگر زلزله‌های منتخب و در کلیه گام‌های شتاب‌های طیفی نیز انجام گردید. حداکثر شتاب طیفی برای 11 زلزله که در آن شاخص قابلیت اعتماد قابل قبول بزرگتر از شاخص هدف باشد ( $\beta > \beta_T$ ) تحت عنوان شتاب طیفی قابل اعتماد (Reliable Sc.) نام‌گذاری گردید. برای مقایسه تاثیر تحلیل قابلیت اعتماد، نتایج شتاب‌های طیفی قابل اعتماد (Re.Sc.) با نتایج شتاب‌های آستانه فروریزش (Sc) که با فرض ثابت بودن مشخصات مکانیکی مصالح در بخش 3 تعیین شده بود، در شکل (13) آورده شده است.



شکل 13: شتاب‌های طیفی قابل اعتماد و شتاب طیفی آستانه فروریزش پل

حدی) و مشخصات توابع توزیع احتمالی آنها در نرم‌افزار Rt تعریف شدند. تحلیل‌های قابلیت اعتماد با دو روش صورت گرفته است. در روش اول با استفاده از روش FORM تحلیل قابلیت اعتماد، در شدت‌های مختلف شتاب طیفی هر زلزله انجام شده و شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل محاسبه شده است. همچنین تحلیل قابلیت اعتماد با روش دقیق نمونه‌گیری MSC تکرار شده و احتمال شکست تعیین شده است.

نتایج تحلیل‌های قابلیت اعتماد زلزله دارفیلد (RSN=6915) و زلزله ایواته (RSN=5663) در شتاب‌های طیفی مختلف در جدول‌های (8) و (9) آورده شده‌اند. در جداول فوق، از بیان نتایج تحلیل در شتاب‌هایی که شاخص قابلیت اعتماد بیشتر از 6 بوده و با احتمال شکست کمتر از  $10^{-10}$  بوده صرف‌نظر شده است.

با بررسی جدول (8) مشخص است که در زلزله دارفیلد از شدت شتاب طیفی 2/2g و بیشتر، شاخص قابلیت اعتماد بزرگتر از شاخص هدف (3/662) شده و پل قابلیت اعتماد کافی در برابر فروریزش را ندارد، درحالی که نتایج جدول (9) نشان می‌دهد، برای زلزله ایواته از شتاب 1/6g، قابلیت اعتماد لرزه‌ای پل قابل قبول نمی‌باشد. تغییرات قابل‌ملاحظه شاخص قابلیت اعتماد نسبت به تغییر کوچکی در شتاب طیفی در شتاب‌های بالا، نشان از تغییر و حساسیت بالای ایمنی پل نسبت به شدت‌های شتاب طیفی زلزله با افزایش شتاب است.

جدول 8: شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل، زلزله دارفیلد

6915	FORM		MSC	
	$\beta$	$P_f$	$\beta$	$P_f$
1/8	5/419	3/00e-8	5/369	3/95e-8
2/0	4/320	0/000008	4/265	0/00001
2/2	3/122	0/000898	3/203	0/00068
2/4	1/966	0/024676	1/987	0/023463
2/6	0/854	0/196670	0/778	0/218176
2/8	-0/296	0/616401	-0/595	0/724102
3/0	-1/727	0/957959	-1/373	0/915054
3/2	-4/90	1/0	-4/90	1/0



داد، به طوریکه معیار فوق به صورت یک متغیر تصادفی با توزیع نرمال و پراکندگی معین در تحلیل‌های احتمالاتی لحاظ گردید.

4) با تغییر کوچکی در شتاب‌های طیفی بالا، شاخص قابلیت اعتماد پل برای رکوردهای زلزله بسیار افزایش پیدا کرده و ایمنی لرزه‌ای پل غیرقابل قبول می‌گردد.

5) نتایج تحلیل‌های قابلیت اعتماد نشان داد که با در نظر گرفتن عدم قطعیت مشخصات مکانیکی مصالح، شتاب طیفی آستانه فروریزش پل، برای رکوردهای منتخب زلزله به میزان 30% الی 50% نسبت به حالتی که عدم قطعیت لحاظ نشده باشد، کاهش پیدا می‌کنند.

با بررسی نتایج شکل فوق مشخص است شدت شتاب‌های طیفی قابلیت اعتماد نسبت به شتاب‌های طیفی بحرانی ناشی از تحلیل‌های دینامیکی بدون در نظر گرفتن عدم قطعیت، برای رکوردهای منتخب حدود 30% الی 50% کاهش پیدا کرده است. این موضوع نشان از تاثیر قابل توجه عدم قطعیت مشخصات مصالح در عملکرد لرزه‌ای پل دارد. بنابراین با توجه ارزش زیاد و هم چنین استراتژیک بودن پل‌های قوسی بنایی، بررسی هرچه دقیق‌تر آسیب‌پذیری لرزه‌ای با استفاده از روش‌های احتمالاتی قابلیت اعتماد برای تعیین میزان خطرپذیری پل ضروری به نظر می‌رسد.

### 7- نتیجه‌گیری

با توجه به وجود عدم قطعیت مشخصات مکانیکی مصالح در پل‌های قوسی بنایی، بررسی تاثیر عدم قطعیت‌ها بر روی آسیب‌پذیری لرزه‌ای یک پل قوسی سنگی در این تحقیق با روش‌های احتمالاتی مدنظر قرار گرفت. سه کمیت اصلی تعیین‌کننده رفتار درزها یعنی سختی نرمال، برشی و زاویه اصطکاک داخلی درزها به عنوان متغیرهای تصادفی مستقل در نظر گرفته شدند. برای تعیین توابع پاسخ بر حسب متغیرهای تصادفی از روش سطوح پاسخ استفاده گردید. توابع پاسخ و LSF حالت حدی گسیختگی برای یازده رکورد زلزله بدست آمد. با انجام تحلیل قابلیت اعتماد، شاخص قابلیت اعتماد و احتمال شکست پل تعیین گردید. اهم نتایج بدست آمده بشرح زیر می‌باشند:

1) استفاده از روش سطوح پاسخ در تعیین پاسخ لرزه‌ای پل قوسی سنگی توانایی خوبی نشان داده است به طوریکه نتایج پاسخ‌های پیش‌بینی شده از این روش با نتایج واقعی تفاوت بسیار کمی داشتند.

2) با استفاده از نتایج روش سطوح پاسخ مشاهده شد که تغییرات پاسخ پل (تغییر مکان نسبی عمود محور) نسبت به عدم قطعیت مشخصات مکانیکی مصالح کاملاً محسوس است و قابل صرف نظر کردن نمی‌باشد.

3) عدم قطعیت معیار عملکردی حالت حدی با توجه به عدم قطعیت مشخصات مصالح قابل توجه بوده و پراکندگی حدود 11% از خود نشان



## 8-مراجع

- [8] Karaton M, Aksoy HS, Sayın E, Calayır Y. Nonlinear seismic performance of a 12th century historical masonry bridge under different earthquake levels. *Engineering Failure Analysis*. 2017;79:408-21.  
<https://doi.org/10.1016/j.engfailanal.2017.05.017>.
- [9] Moradabadi E, Laefer DF, editors. Numerical modelling options for cracked masonry buildings. 9th International Masonry Conference 2014, Guimarães, Portugal, 7-9 July, 2014; 2014.
- [10] Azevedo Jo, Sincaian G, Lemos J. Seismic behavior of blocky masonry structures. *Earthquake Spectra*. 2000;16(2):337-65.
- [11] Lemos JV. Discrete element modeling of masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*. 2007;1(2):190-213.
- [12] Petromichelakis Y, Saloustros S, Pelà L, editors. Seismic assessment of historical masonry construction including uncertainty. *Proceedings of the 9th International Conference on Structural Dynamics, EURO-DYN 2014*; 2014.
- [13] Shimpi V, Sivasubramanian MVR, Singh SB, Periyasamy DK. Seismic vulnerability assessment and fragility curves for a multistorey gallery arch bridge. *SN Applied Sciences*. 2021;3(6):1-19. 10.1007/s42452-021-04652-y.  
<https://doi.org/10.3311/PPci.17832>.
- [14] Özmen A, Sayın E. Seismic Response of a Historical Masonry Bridge under Near and Far-fault Ground Motions. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. 2021;65(3):946-58.  
<https://doi.org/10.3311/PPci.17832>.
- [15] Addessi D, Gatta C, Nocera M, Liberatore D. Nonlinear Dynamic Analysis of a Masonry Arch Bridge Accounting for Damage Evolution. *Geosciences*. 2021;11(8):343
- [1] Pulatsu B, Erdogmus E, Lourenço PB. Comparison of in-plane and out-of-plane failure modes of masonry arch bridges using discontinuum analysis. *Engineering Structures*. 2019;178:24-36.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2018.10.016>.
- [2] Jahangiri V, Yazdani M. Seismic reliability and limit state risk evaluation of plain concrete arch bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2021;17(2):170-90.  
<https://doi.org/10.1080/15732479.2020.1733030>.
- [3] de Felice G, De Santis S, Lourenço PB, Mendes N. Methods and challenges for the seismic assessment of historic masonry structures. *International Journal of Architectural Heritage*. 2017;11(1):143-60.  
<https://doi.org/10.1080/15583058.2016.1238976>.
- [4] Hacıfendioğlu K, Başağa HB, Banerjee S. Probabilistic analysis of historic masonry bridges to random ground motion by Monte Carlo Simulation using Response Surface Method. *Construction and building materials*. 2017;134:199-209.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.12.101>.
- [5] Saygılı Ö, Lemos JV. Seismic vulnerability assessment of masonry arch bridges. *Structures*. 2021;33:3311-23.  
<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.06.057>.
- [6] Özmen A, Sayın E. Seismic assessment of a historical masonry arch bridge. *Journal of Structural Engineering & Applied Mechanics*. 2018;1(2):95-104.
- [7] Giordano A, Mele E, De Luca A. Modelling of historical masonry structures: comparison of different approaches through a case study. *Engineering Structures*. 2002;24(8):1057-69.  
[https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00033-0](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00033-0).

- [23] Der Kiureghian A. Structural reliability methods for seismic safety assessment: a review. *Engineering Structures*. 1996;18(6):412-24.
- [24] Nowak AS, Collins KR. Reliability of structures: CRC press; 2012.
- [25] Moreira VN, Fernandes J, Matos JC, Oliveira DV. Reliability-based assessment of existing masonry arch railway bridges. *Construction and Building Materials*. 2016;115:544-54.
- [26] Schueremans L, Verstrynghe E, editors. Use of reliability methods for evaluating safety of historic structures. SAHC08–6th International Conference on Structural Analysis of Historical Constructions; 2008.
- [27] Lu X, Tian Y, Guan H, Xiong C. Parametric sensitivity study on regional seismic damage prediction of reinforced masonry buildings based on time-history analysis. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2017:1-30.
- [28] Gönen S, Soyöz S. Reliability-based seismic performance of masonry arch bridges. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2021:1-16. <https://doi.org/10.1080/15732479.2021.1918726>.
- [29] Lourenço PB, Rots JG. Multisurface interface model for analysis of masonry structures. *Journal of engineering mechanics*. 1997;123(7):660-8. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(1997\)123:7\(660\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(1997)123:7(660)).
- [30] Lagomarsino S, Giovinazzi S. Macro seismic and mechanical models for the vulnerability and damage assessment of current buildings. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 2006;4(4):415-43.
- [31] Park J, Towashiraporn P, Craig JI, Goodno BJ. Seismic fragility analysis of low-rise unreinforced masonry structures. *Engineering Structures*. 2009;31(1):125-37. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2008.07.021>.
- [32] Mouyiannou A, Rota M, Penna A, Magenes G. Identification of suitable limit states from
- [16] Kiyono J, Furukawa A, Toki K, editors. Seismic assessment of stone arched bridges. Proceedings of 15th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE), Lisbon, Portugal; 2012.
- [17] Behnamfar F, Afshari M. Collapse Analysis and Strengthening of Stone Arch Bridges Against Earthquake. *International Journal of Architectural Heritage*. 2013;7(1):1-25. <http://dx.doi.org/10.1080/15583058.2011.606594>.
- [18] Mehrbod A, Behnamfar F, Aziminejad A, Hashemol-Hosseini H. Seismic Vulnerability Assessment of Stone Arch Bridges by Nonlinear Dynamic Analysis Using Discrete Element Method. *International Journal of Architectural Heritage*. 2022:1-22. <https://doi.org/10.1080/15583058.2022.2071182>.
- [19] Riveiro B, Caamaño J, Arias P, Sanz E. Photogrammetric 3D modelling and mechanical analysis of masonry arches: An approach based on a discontinuous model of voussoirs. *Automation in Construction*. 2011;20(4):380-8.
- [20] Miranda LF, Rio J, Guedes JM, Costa A. Sonic Impact Method—A new technique for characterization of stone masonry walls. *Construction and Building Materials*. 2012;36:27-35.
- [21] Stavroulaki M, Riveiro B, Drosopoulos GA, Solla M, Koutsianitis P, Stavroulakis GE. Modelling and strength evaluation of masonry bridges using terrestrial photogrammetry and finite elements. *Advances in Engineering Software*. 2016;101:136-48.
- [22] Conde B, Matos JC, Oliveira DV, Riveiro B. Probabilistic-based structural assessment of a historic stone arch bridge. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2020;17(3):379-91. [10.1080/15732479.2020.175226](https://doi.org/10.1080/15732479.2020.175226)



Journal of Architectural Heritage. 2019;13(7):1142-64.

[41] ISO C. 13822 Bases for design of structures-Assessment of existing structures. CEN Brussels. 2005.

[42] Gulvanessian H, Calgaro J-A, Holický M. Designer's guide to EN 1990: eurocode: basis of structural design: Thomas Telford; 2002.

[43] Mahsuli M, Haukaas T. Computer program for multimodel reliability and optimization analysis. Journal of computing in civil engineering. 2013;27(1):87-98.

nonlinear dynamic analyses of masonry structures. Journal of Earthquake Engineering. 2014;18(2):231-63.

<https://doi.org/10.1080/13632469.2013.842190>.

[33] Seo J, Linzell DG. Horizontally curved steel bridge seismic vulnerability assessment. Engineering Structures. 2012;34:21-32. 10.1016/j.engstruct.2011.09.008.

[34] Ghosh S, Ghosh S, Chakraborty S. Seismic reliability analysis of reinforced concrete bridge pier using efficient response surface method-based simulation. Advances in Structural Engineering. 2018;21(15):2326-39. 10.1177/1369433218773422.

[35] Itasca D. Itasca. 3DEC (3-Dimensional distinct element code) Version 5.2 2019 Minneapolis (MN). 2019.

[36] Tóth AR, Orbán Z, Bagi K. Discrete element analysis of a stone masonry arch. Mechanics Research Communications. 2009;36(4):469-80. <https://doi.org/10.1016/j.mechrescom.2009.01.001>.

[37] Furukawa A, Yoshikawa H, Kiyono J. Investigation of the Tsujun Bridge damage mechanism during the 2016 Kumamoto earthquake. Japan Society for Natural Disaster Science. 2019;38:1-23. [https://doi.org/10.24762/jndsj.38.S06\\_1](https://doi.org/10.24762/jndsj.38.S06_1).

[38] ASCE7-16. ASCE7 (2016) Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston. 2016.

[39] Sýkora M, Holický M. Probabilistic model for masonry strength of existing structures. Engineering Mechanics. 2010;17(1):61-70.

[40] Saloustros S, Pelà L, Contrafatto FR, Roca P, Petromichelakis I. Analytical derivation of seismic fragility curves for historical masonry structures based on stochastic analysis of uncertain material parameters. International