

The estimation of incremental dynamic analysis diagram based on the N_2 method according to the Park-Ang damage model

Rasool Nodeh Farahani¹, Gholamreza Abdollahzadeh^{2*}, Alireza Mirza Goltabar Roshan³

1- PhD. Candidate, Department of civil engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

2- Professor, Department of civil engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

3- Associate Professor, Department of civil engineering, Babol Noshirvani University of Technology, Babol, Iran

ABSTRACT

This paper aims to estimate the maximum target displacement and structural performance at different damage levels under Incremental Dynamic Analysis (IDA) based on the Park-Ang damage index model. The mentioned method is based on the intersection of the pushover capacity curve with the seismic risk demand curve, known as the N_2 method, and the development of the energy-based Incremental Dynamic Analysis (IDA) until the collapse condition. Therefore, the nonlinear response acceleration ratio based on the Park-Ang damage model at different damage levels and periods of vibration was determined to develop the nonlinear response spectra from the elastic ones. Then, a relationship between the strength reduction factor (R), damage model, and period of vibration (R -DI- T) was extended to predict the target displacement at the desired seismic hazard level, known as the performance point. Also, the mathematical equations based on least-square nonlinear regression analysis were obtained to estimate the maximum nonlinear acceleration ratio and R -DI- T relation. Three 1-, 7-, and 10-story steel moment resisting frames and two empirical reinforced concrete (RC) pier were used to evaluate the accuracy of the proposed method. Statistical results show that the difference between estimated and mean displacements obtained from nonlinear time history analysis is not higher than 20%. Also, the mentioned difference is valid for IN_2 diagrams achieved from the estimated and direct values.

ARTICLE INFO

Receive Date: 03 September 2023

Revise Date: 17 December 2023

Accept Date: 25 January 2024

Keywords:

Target Displacement

Damage Index

Park-Ang

Spectrum

Incremental Dynamic Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2024.414678.3213>

*Corresponding author: Gholamreza Abdollahzadeh

Email address: g.abdollahzadeh@hotmail.com

مبتنی بر شاخص آسیب N_2 تخمین نمودار بار افزایشده دینامیکی بر اساس روش پارک - آنگ

رسول نوده فراهانی^۱، غلامرضا عبداللهزاده^{۲*}، علیرضا میرزا گلتهار روشن^۳

۱- دانشجوی دکتری، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، مازندران، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، مازندران، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی نوشیروانی بابل، بابل، مازندران، ایران

چکیده

هدف از این مقاله، تخمین حداکثر جابه‌جایی هدف و عملکرد سازه در سطوح مختلف آسیب تحت تحلیل بار افزایشده دینامیکی (IDA) مبتنی بر مدل شاخص آسیب پارک - آنگ است. روش مذکور بر مبنای تلاقی منحنی ظرفیت پوش‌آور با منحنی تقاضای خطر لرزه‌ای، موسوم به روش N_2 و توسعه منحنی بار افزایشده مبتنی بر انرژی، موسوم به dN_2 تا قبل از فروریزش است. از این‌روی نسبت شتاب پاسخ غیرخطی مبتنی بر شاخص خرابی در دوره تناوب و سطوح مختلف آسیب برای توسعه طیف‌های غیرالاستیک از طیف‌های الاستیک تعیین شد. سپس، به ایجاد ارتباط بین ضریب کاهش مقاومت (R)، شاخص خرابی در سطوح مختلف، و دوره تناوب سازه ($R-DI-T$) برای پیش‌بینی جابه‌جایی هدف در سطح آسیب موردنظر معروف به نقطه عملکرد پرداخته شد. لازم به ذکر است که روابط پیشنهادی برای تخمین نسبت شتاب پاسخ غیرخطی و ارتباط $R-DI-T$ بر اساس رگرسیون غیرخطی ارائه گردید. بررسی نتایج بر روی پنج مدل، شامل دوپایه پل بتن مسلح صحت سنجی شده، و سه سازه فولادی قاب خمشی ۱، ۷، و ۱۰ طبقه نشان داد که روش تخمینی در سطح خرابی موردنظر به‌خوبی و با خطای کمتر از ۲۰ درصد نسبت به میانگین پاسخ‌های به‌دست‌آمده از تحلیل تاریخچه زمانی قابل برآورد است. علاوه بر این، مقایسه نمودار بار افزایشده در روش تخمینی و تحلیل تاریخچه زمانی نشان داد که اختلاف نتایج بیش از ۲۰ درصد نیست.

کلمات کلیدی: جابه‌جایی هدف، شاخص خرابی، پارک - آنگ، طیف، بار افزایشده

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
doi:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
https://doi.org/10.22065/jsce.2024.414678.3213	۱۴۰۳/۰۷/۳۰	۱۴۰۲/۱۱/۰۵	۱۴۰۲/۱۱/۰۵	۱۴۰۲/۰۹/۲۶	۱۴۰۲/۰۶/۱۲
*نویسنده مسئول: غلامرضا عبداللهزاده abdollahzadeh@nit.ac.ir			پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

پیش‌بینی جابه‌جایی هدف در سطوح مختلف عملکردی یکی از مسائل اصلی و مهم در مهندسی زلزله و طراحی عملکردی سازه‌ها است. تخمین جابه‌جایی هدف برای ارزیابی و طراحی سازه در تئوری طراحی مبتنی بر عملکرد جهت بررسی وضعیت سازه در زلزله‌های آینده موضوع مهمی است که عموماً با استفاده از تحلیل پوش‌آور انجام می‌شود. از این‌روی، روش‌های متفاوتی توسط بسیاری از محققین برای تخمین جابه‌جایی هدف پیشنهاد شده است. روش ضرایب یکی از روش‌های ساده جهت تخمین حداکثر جابه‌جایی غیرخطی از حداکثر جابه‌جایی خطی در سیستم‌های تک درجه آزادی با میرایی و دوره تناوب ثابت است [۴-۱]. روش مذکور به طور جامع توسط میراندا و همکارانش به عنوان نسبت جابجایی غیرالاستیک توسعه یافت [۵-۱۱]. نسبت جابجایی غیرخطی به عنوان روش ضرائب در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای مانند FEMA-273 [۱۲]، FEMA-356 [۱۳]، FEMA-440 [۱۴]، و ASCE/SEI [۱۵] موجود است. روش طیف ظرفیت، ارائه توسط آیین‌نامه ATC-40 [۱۶] برای مقاوم سازی و ارزیابی سازه‌های بتن مسلح با استفاده از نسبت میرایی و دوره ارتعاش موثر، یکی دیگر از روش‌های قابل قبول است. روش انرژی معادل توسط لیلاتاویوات و همکارانش [۱۷-۲۰] بر اساس تلاقی منحنی انرژی نیاز و ظرفیت به منظور تخمین حداکثر جابجایی غیرخطی احتمالی در طراحی پلاستیک معرفی شد [۲۱]. روش N_2 یکی دیگر از روش‌های مناسب بوده که برای اولین بار توسط فایفر و فیشینگر [۲۲] برای سیستم‌های قاب خمشی بتنی معمولی جهت تخمین حداکثر جابجایی غیرخطی بر اساس تلاقی منحنی‌های ظرفیت (نمودار پوش‌آور) و تقاضا (طیف خطر زلزله) معرفی شد. روش N_2 توسط فایفر و گاسپارک [۲۳] برای ارزیابی نقطه عملکرد سازه با استفاده از مود اول ارتعاش توسعه داده شد. روش پیشنهادی N_2 توسط فایفر [۲۴، ۲۵] پایه گذاری شد و به صورت جامع تدوین و اثر مدهای بالاتر در این روش مورد توجه قرار گرفت. روش ارائه شده توسط آنها به شکل مدون جهت تخمین حداکثر جابجایی هدف فرمول نویسی شده بود. شایان ذکر است که روش N_2 برای سازه‌های پیچیده قابل کاربرد است [۲۶] و قابلیت استفاده برای ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود و جدید وجود دارد. به عنوان مثال، کرسلین و فایفر [۲۶] با استفاده از روش N_2 به ارزیابی لرزه‌ای یک سازه منظم در پلان و نامنظم در ارتفاع که در سال ۱۹۶۲ ساخته شده بود پرداختند که نتایج حاصل از این روش، مناسب و قابل قبول بود. یکی دیگر از ویژگی‌های اصلی این روش، قابلیت استفاده برای انواع سیستم‌های سازه‌ای مانند ساختمان‌های نامتقارن [۲۷، ۲۸]، قاب‌های بتن مسلح پرکننده، و سیستم‌های دارای اثرات نامنظمی پیچشی است. توسعه‌ی روش مذکور با در نظر گرفتن مدهای بالاتر توسط کرسلین و فایفر از سال ۲۰۱۰ تا ۲۰۱۲ گسترش یافت [۲۶، ۲۹، ۳۰]. کرسلین و فایفر با مدلسازی یک سازه هشت طبقه واقعی، پاسخ‌های حاصل از آن را تحت تحلیل تاریخچه زمانی با روش تخمینی مقایسه نمودند، که نتایج حاصل از آن بهبود روش تخمینی را در بخش‌های بالایی ساختمان نشان داد. با توجه به دقت مناسب روش N_2 در برآورد حداکثر جابجایی محتمل تحت زلزله‌های احتمالاتی آینده، دلسک و فایفر به تولید نمودار بار افزاینده دینامیکی با روش تخمینی به عنوان جایگزینی برای تحلیل‌های وقت گیر بارافزاینده پرداختند. لازم به ذکر است که روش پیشنهادی همان روش N_2 بوده، اما در سطوح خطر بالاتر تا نقطه فروریزش، که به عنوان روش IN_2 شناخته شد [۳۱-۳۴].

شایان‌ذکر است که روش N_2 بر اساس رابطه $R-\mu-T$ برای ارزیابی جابجایی هدف ارائه شده است. دو شدت شکل پذیری ثابت و ضریب کاهش مقاومت بر اساس رویکردهای مبتنی بر جابجایی و نیرو هستند، که تصویر واضح و دقیقی از رفتار سازه را در اختیار مهندسين قرار خواهند داد. علاوه بر اینکه، در نظر گرفتن اثر پارامترهایی نظیر انرژی هیستریزس، مدت زمان زلزله، و محتوای فرکانسی در آنها به صورت مستقیم امکان پذیر نیست. مطابق با بررسی محققان پیشین، عموماً پراکندگی جابجایی‌های غیرخطی بدست آمده در یک ضریب کاهش مقاومت ثابت، در دوره تناوب‌های کوتاه مدت، مقادیر بسیار بالایی را نشان داده بود که کاهش دقت روابط پیشنهادی را در بر داشت [۴]. امروزه ارزیابی آسیب در سیستم‌های سازه‌ای با شاخص‌های آسیب مبتنی بر انرژی به دلیل وجود انرژی هیستریزس به عنوان یک عامل اصلی در خرابی سیستم‌های سازه‌ای رایج شده است [۳۵-۳۷]. به عنوان مثال، ژای و همکاران [۳۸-۴۰] روش ضرائب را برای سیستم‌های یک درجه آزادی بر اساس مدل شاخص آسیب پارک-آنگ تحت زلزله‌های دور از گسل، نزدیک گسل، و پس لرزه، در سطوح مختلف آسیب و دوره تناوب‌های مختلف سازه‌ای توسعه دادند. اخیراً، امیرچوپانی و همکاران [۴۱] روش ضرائب مبتنی بر آسیب را بر اساس نسبت انرژی هیستریزس به انرژی ورودی برای پیش‌بینی حداکثر جابجایی هدف پیشنهاد کردند، اگرچه این روش فقط برای طراحی مبتنی

بر عملکرد قابل استفاده است. اگرچه پیش‌تر مدل‌های آسیب متفاوتی توسط بسیاری از محققین پیشنهاد شده است [۴۲-۴۹]، مدل آسیب پارک-آنگ یکی از شاخص‌های محبوب برای ارزیابی آسیب در عناصر سازه‌ای است. مهمترین ویژگی‌های استفاده از شاخص خرابی پارک-آنگ عبارت است از، سادگی جهت استفاده در ارزیابی و طراحی‌های عملکردی، در نظر گرفتن انرژی هیستریزس در این شاخص خرابی، توجه به اثر مدت زمان تداوم زلزله، دامنه سیکل‌های بارگذاری [۵۰] و محتوای فرکانسی در این شاخص خرابی، بررسی و ارزیابی اثر زلزله بر روی سازه نه تنها در قالب نیرو و یا جابجایی، بلکه در قالب اثر توامان این دو پارامتر به نام مفهوم انرژی، و قابلیت در نظر گرفتن اثرات پینچینگ، افت مقاومت، زوال در سختی و اثرات غیر خطی شدن مصالح.

روش N_2 در این تحقیق بر اساس شاخص خرابی پارک-آنگ تحت زمین لرزه‌های دور از گسل به نام روش DN_2 توسعه داده شده است. برخلاف روش N_2 که فقط بر اساس شکل‌پذیری است، نظریه ارائه شده قابلیت در نظر گرفتن انرژی هیستریزس به عنوان عامل اصلی خرابی در سیستم‌های سازه برای تخمین وضعیت سازه و جابجایی هدف را دارد. از این روی، نسبت شتاب پاسخ غیرخطی مبتنی بر شاخص خرابی برای ایجاد طیف‌های غیرخطی از مقادیر خطی توسعه یافت. سپس، رابطه‌ای بین ضریب کاهش مقاومت (ضریب R)، شاخص خرابی در سطوح مختلف، دوره تناوب سازه در مدل‌های هیستریزس الاستوپلاستیک، کلاف اصلاح شده، کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی متوسط، و کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی زیاد، برای تخمین جابجایی هدف و نقطه عملکرد تعیین شد. علاوه بر این، معادلات ریاضی بر اساس رگرسیون غیرخطی جهت محاسبه نسبت شتاب پاسخ غیرخطی مبتنی بر شاخص خرابی و رابطه $R-DI-T$ پیشنهاد شد. بررسی نتایج بر روی پنج مدل در نظر گرفته شده، شامل یک پایه پل بتنی صحت سنجی شده، و سه سازه فولادی قاب خمشی ۱، ۷، و ۱۰ طبقه، جهت صحت سنجی روش پیشنهادی و مقایسه نمودارهای تخمینی و دقیق بار افزاینده مورد استفاده قرار گرفت.

۲- روش تحقیق

۲-۱- شاخص خرابی پارک-آنگ

امروزه شاخص‌های آسیب زیادی جهت ارزیابی لرزه‌ای و طراحی عملکردی سازه‌های جدید مورد استفاده قرار می‌گیرد. یکی از شناخته‌شده‌ترین و بهترین شاخص‌های خرابی موجود، جهت ارزیابی لرزه‌ای و طراحی عملکردی سازه‌ها، شاخص خرابی پارک - آنگ است. شاخص خرابی ذکر شده علاوه بر ارزیابی خسارت سازه‌ها تحت اثر بارهای دینامیکی و استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) است. علاوه بر موارد ذکر شده، قابل کاربرد بودن برای تمامی سازه‌ها، از جمله سازه‌های بتنی، فولادی، کامپوزیت، و چوبی، از خصوصیات بارز استفاده از شاخص خرابی پارک - آنگ است. پارک - آنگ رابطه (۱) را به‌منظور ارزیابی خسارت در سازه‌ها ارائه دادند که عبارت است از:

$$DI = \frac{\mu_m - 1}{\mu_u - 1} + \beta \frac{E_h}{\mu_u F_y x_y} \quad (1)$$

که در رابطه بالا، μ_m حداکثر تغییر شکل غیرخطی سیستم، μ_u تغییر شکل نهایی سیستم، E_h انرژی هیستریزس اتلاف شده سیستم، F_y مقاومت تسلیم سیستم، x_y جابجایی تسلیم سازه و β یک پارامتر بی بعد که به عنوان شاخصی برای کالیبراسیون انرژی هیستریزس مورد استفاده قرار می‌گیرد.

همان‌طور که پیش‌تر عنوان شد، ضریب β پارامتری بی بعد جهت کالیبره کردن میزان انرژی هیستریزس است که این پارامتر بر مبنای حدس و گمان و نتایج آزمایشگاهی تعیین می‌شود. پارک - آنگ فرمولی برای تعیین ضریب β پیشنهاد کردند، اما پراکندگی بین داده‌های آنها بسیار زیاد بود [۵۱]. کارهای تجربی پیشین نشان داده که مقدار ضریب β بین ۰/۳- تا ۱/۲ با میانگین ۰/۱۵ در تحقیقات عموماً مورد استفاده قرار می‌گیرد [۴]. بنابر این، در این پژوهش ضریب β برابر با ۰/۱۵ در تمامی تحلیل‌ها در نظر گرفته شد. پارک آنگ مدل آسیب خود را به پنج دسته طبقه بندی کردند که عبارت بود از، عدم آسیب (بدون ترک)، آسیب جزئی با ترک‌های خفیف، آسیب متوسط با ترک خوردگی شدید و پوسته پوسته شدن پوشش اعضای بتنی، آسیب شدید با خرد شدن هسته اعضای بتنی و نمایان شدن میلگردها در عضو، و نهایتاً فروپاشی کلی سیستم، همان‌طور که در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول (۱): حدود شاخص خرابی پارک آنگ

شماره	توصیف	مقدار شاخص خرابی
۱	عدم آسیب (بدون ترک)	$DI < 0.10$
۲	آسیب جزئی با ترک‌های خفیف	$0.10 \leq DI < 0.25$
۳	آسیب متوسط با ترک خوردگی شدید و پوسته‌پوسته شدن پوشش اعضای بتنی،	$0.25 \leq DI < 0.40$
۴	آسیب شدید با خورد شدن هسته اعضای بتنی و نمایان شدن میلگردها در عضو	$0.40 \leq DI < 1.0$
۵	فروپاشی کلی	$DI \geq 1.0$

۲-۲- انتخاب رکوردهای زلزله

در این تحقیق، ۱۰۵ جفت شتابنگاشت شامل ۲۱۰ رکورد دور از گسل از سراسر جهان برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی انتخاب شدند. زلزله‌های انتخابی در سه گروه کلی، شامل ۳۵ زوج شتابنگاشت با سرعت موج برشی ۷۵۰ تا ۱۵۰۰ متر بر ثانیه، ۳۵ زوج شتابنگاشت با سرعت موج برشی ۳۶۵ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه، و ۳۵ زوج شتابنگاشت با سرعت موج برشی ۱۸۵ تا ۳۶۵ متر بر ثانیه بوده که مطابق با آیین نامه ۷ [۵۲] ASCE/SEI به ترتیب در رده خاک‌های نوع AB، C، و D قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که شتابنگاشت‌های ثبت شده در زمین‌های با خاک نرم (خاک نوع E و F) و شتابنگاشت‌های پالس‌دار با اثرات جهت داری، موسوم به زلزله‌های نزدیک گسل، در حیطه این تحقیق نمی‌باشند. تمامی شتابنگاشت‌های انتخابی از مرکز تحقیقات مهندسی زلزله (PEER) از پروژه زمین لرزه‌های سطحی و کم عمق در رژیم‌های تکتونیکی فعال در پروژه NGA/WEST2 انتخاب شده‌اند. جدول (۲) تا (۴) به ترتیب مشخصات و خصوصیات زلزله‌های مورد استفاده در این تحقیق را به ترتیب بر مبنای خاک نوع AB، C، و D نشان می‌دهد. خصوصیات ارائه شده در جداول (۲) تا (۴) به ترتیب شامل، شماره ایستگاه، سال وقوع، نام زلزله، ایستگاه ثبت داده، بزرگا گشتاوری، مکانیزم گسلش، فاصله جویتر-بور، فاصله تا محل گسیختگی، سرعت موج برشی، و مولفه شتاب داده‌ها در دو راستای طولی و عرضی می‌باشد. لازم به ذکر است که بیان نماییم، زلزله‌های انتخابی دارای ویژگی‌های ذیل هستند:

جدول (۲): شتابنگاشت های انتخابی مربوط به خاک نوع AB

PGA-2 (m/s ²)	PGA-1 (m/s ²)	Vs30 (m/sec)	R _{rup} (km)	R _{jb} (km)	مکانیزم گسل	بزرگا	ایستگاه ثبت	نام زلزله	سال	RSN
۲۰۰/۹	۹۳/۵	۹۶۹/۰۷	۲۱/۵	۲۱/۵	معکوس	۶/۶	Pasadena	San Fernando	۱۹۷۱	۸۰
۱۱۴/۴	۹۲/۲	۱۴۲۸/۱۴	۱۰/۶۷	۱۰/۲۱	راستا الغز	۵/۷	Gilroy Array #1	Coyote Lake	۱۹۷۹	۱۴۶
۹۶/۹	۶۸/۳	۱۴۲۸/۱۴	۱۴/۹۱	۱۴/۹	راستا الغز	۶/۱	Gilroy Array #1	Morgan Hill	۱۹۸۴	۴۵۵
۹۲/۹	۱۰۹/۶	۹۶۹/۰۷	۱۸/۱۲	۶/۷۸	معکوس مورب	۵/۹	Pasadena	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۶۸۰
۶۴/۵	۶۰/۷	۹۹۶/۴۳	۵۰/۳۹	۴۷/۲۵	معکوس مورب	۵/۹	Vasquez Rocks Park	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۷۰۳
۴۷۵/۴	۴۰/۷/۳	۱۴۲۸/۱۴	۹/۶۴	۸/۸۴	معکوس مورب	۶/۹	Gilroy Array #1	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۶۵
۷۰/۲	۸۲/۱	۸۹۵/۳۶	۷۳	۷۲/۹	معکوس مورب	۶/۹	Piedmont Jr High Sch	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۸۸
۷۲/۱	۷۰/۳	۱۳۱۵/۹۲	۸۳/۴۵	۸۳/۳۷	معکوس مورب	۶/۹	Point Bonita	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۸۹
۴۶/۶	۶۰/۸	۱۲۴۹/۸۶	۷۶/۰۵	۷۵/۹۶	معکوس مورب	۶/۹	SF-Pacific Heights	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۹۵
۹۱/۱	۷۷/۳	۸۷۳/۱	۷۴/۱۴	۷۴/۰۴	معکوس مورب	۶/۹	SF-Rincon Hill	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۹۷
۱۰۳/۱	۵۳/۱	۱۰۲۰/۶۲	۶۳/۱۵	۶۳/۰۳	معکوس مورب	۶/۹	So. San Francisco	Loma Prieta	۱۹۸۹	۸۰۴
۱۵۵/۹	۱۰/۱/۳	۱۲۲۲/۵۲	۲۰/۲۹	۱۵/۱۱	معکوس	۶/۶	LA-Wonderland Ave	Northridge	۱۹۹۴	۱۰۱۱
۱۳۶/۴	۱۴۸/۱	۹۹۶/۴۳	۲۳/۶۴	۲۳/۱	معکوس	۶/۶	Vasquez Rocks Park	Northridge	۱۹۹۴	۱۰۹۱
۳۰۵/۸	۲۷۰/۵	۱۰۴۳	۰/۹۲	۰/۹	راستا الغز	۶/۹	Kobe University	Kobe	۱۹۹۵	۱۱۰۸
۲۴/۸	۵۲/۰	۷۸۲	۲۵/۸۸	۲۵/۷۸	راستا الغز	۷/۱	Lamont 1060	Duzce	۱۹۹۹	۱۶۱۳
۱۲۲/۹	۹۶/۰	۹۹۶/۴۳	۳۹/۸۱	۳۷/۶۳	معکوس	۵/۶	Vasquez Rocks Park	Sierra Madre	۱۹۹۱	۱۶۴۹
۵۲/۳	۵۷/۸	۸۰۴/۳۶	۳۹/۳۲	۳۹/۳	راستا الغز	۶/۲	CHY102	Chi-Chi	۱۹۹۹	۲۷۵۳
۵۶/۲	۶۳/۰	۸۰۴/۳۶	۷۴/۱۶	۶۹/۷۶	معکوس	۶/۲	CHY102	Chi-Chi	۱۹۹۹	۲۹۸۹
۴۳/۲	۵۸/۴	۸۴۵/۳۴	۸۵/۱۷	۸۴/۶۸	معکوس	۶/۲	TTN042	Chi-Chi	۱۹۹۹	۳۳۵۱
۱۸۱/۱	۱۲۵/۳	۹۴۰/۲	۱۵/۲۳	۱۵/۲۳	راستا الغز	۶/۶	OKYH07	Tottori	۲۰۰۰	۳۹۲۵
۱۵۵/۵	۲۲۶/۲	۹۶۷/۲۷	۱۵/۵۹	۱۵/۵۸	راستا الغز	۶/۶	SMNH10	Tottori	۲۰۰۰	۳۹۵۴
۱۹۲/۳	۲۴۰/۶	۹۰۶/۹۶	۵/۲۹	۴/۶۶	راستا الغز	۶/۰	PARKFIELD	Parkfield	۲۰۰۴	۴۰۸۳
۱۴۰/۴	۹۶/۰	۸۲۸/۹۵	۵۲/۳	۵۲/۱۵	معکوس	۶/۶	FKSH07	Niigata	۲۰۰۴	۴۱۶۷
۶۶/۱	۴۹/۱	۹۲۲	۱۵/۷۲	۱۴/۶۷	نرمال	۵/۶	Gubbio	Umbria	۱۹۸۴	۴۳۱۲
۸۳/۴	۶۵/۱	۸۲۹/۴۶	۳۹/۴۱	۳۷/۴۵	معکوس	۶/۹	AKTH05	Iwate	۲۰۰۸	۵۴۸۳
۲۲۱/۲	۲۸۳/۱	۸۲۵/۸۳	۱۶/۲۷	۱۶/۲۶	معکوس	۶/۹	IWT010	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۱۸
۱۷۰/۷	۱۳۰/۱	۸۱۶/۳۱	۹۹/۰۵	۹۹/۰۴	معکوس	۶/۹	IWTH14	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۴۶
۵۹/۱	۵۸/۷	۱۲۶۹/۷۸	۷۲/۴۴	۷۲/۴۴	معکوس	۶/۹	IWTH17	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۴۹
۱۳۲/۴	۱۳۷/۶	۸۹۱/۵۵	۶۴/۲۷	۶۴/۲۷	معکوس	۶/۹	IWTH18	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۵۰
۱۱۶/۵	۱۰۵/۴	۹۲۲/۸۹	۶۸/۰۳	۶۸/۰۳	معکوس	۶/۹	IWTH23	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۵۵
۸۱/۳	۵۶/۰	۱۴۲۳/۸	۸۲/۹۳	۸۲/۹۳	معکوس	۶/۹	MYG011	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۷۰
۸۰/۳	۹۱/۲	۹۳۳/۹۶	۵۶/۷۲	۵۶/۷۲	معکوس	۶/۹	MYGH03	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۷۹
۲۲۳/۰	۱۴۹/۵	۸۴۹/۸۳	۴۰/۴۳	۴۰/۴۲	معکوس	۶/۹	MYGH04	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۸۰
۱۸۰/۹	۱۱۹/۴	۸۵۹/۱۹	۵۷/۱۵	۵۷/۱۵	معکوس	۶/۹	MYGH11	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۸۵
۳۳/۷	۴۵/۶	۱۱۰۰	۳۷/۹۷	۳۷/۹۲	معکوس	۶/۵	Diablo Canyon	San Simeon	۲۰۰۳	۸۱۶۷

تمامی شتابنگاشت‌های انتخابی بر اساس داده‌های ثبت شده با بزرگی بالاتر از ۵/۵ ریشتر انتخاب شدند. معیارهای ذکر شده به دلیل محتمل نبودن رفتار غیرخطی سازه‌ها در مقادیر کمتر از حد انتخابی قرار داده شده است. ۲- فاصله جویبر-بور در تمامی داده‌های ثبت شده دارای فاصله کمتر از ۸۰ کیلومتر است. ۳- تمامی زلزله‌ها از داده‌های ثبت شده روی زمین، و یا دستگاه‌های قرار گرفته بر روی سازه‌های کوتاه مرتبه یا روی سد بوده تا اثرات اندرکنش خاک و سازه روی آنها اثر نداشته باشد. ۴- تمامی داده‌ها برای رویدادهایی که دو مولفه افقی آنها موجود بوده، انتخاب شده است. ۵- داده‌های ثبت شده به گونه‌ای انتخاب شده‌اند که حداقل یکی از مولفه‌های آنها دارای شتاب بیشتر از ۴۰ سانتی متر بر مجذور ثانیه باشد. ۶- با توجه به تعداد اندک و کم رکوردهای ثبت شده با سرعت موج برشی ۱۵۰۰ تا ۷۵۰ متر بر ثانیه، خاک‌های نوع A و B ادغام شده و در یک گروه ارائه گردیده است.

جدول (۳): شتابنگاشت های انتخابی مربوط به خاک نوع C

PGA-2 (m/s ²)	PGA-1 (m/s ²)	Vs30 (m/sec)	R _{rup} (km)	R _{jb} (km)	مکانیزم گسل	بزرگا	ایستگاه ثبت	نام زلزله	سال	RSN
۲۶۹٫۹	۳۱۴٫۴	۴۵۰٫۲۸	۲۲٫۶۳	۱۹٫۳۳	معکوس	۶٫۶	Castaic-Old Ridge Route	San Fernando	۱۹۷۱	۵۷
۳۰۹٫۱	۳۵۰٫۳	۵۰۵٫۲۳	۱۵٫۸۲	۱۴٫۹۷	معکوس	۶٫۵	Tolmezzo	Friuli	۱۹۷۶	۱۲۵
۴۰۱٫۶	۳۱۷٫۷	۴۷۱٫۵۳	۱۳٫۹۴	۰	معکوس	۷٫۳	Dayhook	Tabas	۱۹۷۸	۱۳۹
۲۶۶٫۲	۴۲۲٫۱	۵۳۷٫۱۶	۱۵٫۴۶	۱۲٫۵۶	نرمال/مورب	۶٫۰	Long Valley Dam	Mammoth Lakes	۱۹۸۰	۲۳۱
۴۰۵٫۹	۹۲۷٫۳	۵۳۷٫۱۶	۱۶٫۰۳	۹٫۶۵	راستالغز	۵٫۹	Long Valley Dam	Mammoth Lakes	۱۹۸۰	۲۵۰
۶۲۰٫۵	۶۳۳٫۱	۴۷۱٫۵۳	۱۴٫۳۷	۱۳٫۸	راستالغز	۶٫۳	Cerro Prieto	Victoria	۱۹۸۰	۲۶۵
۲۸۳٫۹	۴۱۴٫۸	۴۸۸٫۷۷	۳٫۲۶	۳٫۲۲	راستالغز	۶٫۱	Anderson Dam	Morgan Hill	۱۹۸۴	۴۴۸
۳۴۸٫۳	۵۰۹٫۳	۶۰۵٫۰۴	۴٫۹۳	۰	معکوس	۶٫۷	Site 2	Nahanni	۱۹۸۵	۴۹۶
۲۶۷٫۲	۲۳۴٫۱	۳۸۲٫۲۱	۶٫۴۵	۶٫۴۵	نرمال	۶٫۲	Kalamata	Kalamata	۱۹۸۶	۵۶۴
۳۸۰٫۱	۲۸۴٫۲	۵۴۹٫۷۵	۱۴٫۶۶	۱٫۶۷	معکوس/مورب	۵٫۹	Alhambra-Fremont School	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۵۸۹
۲۰۸٫۵	۲۵۷٫۳	۴۰۱٫۳۷	۱۵٫۲	۰	معکوس/مورب	۵٫۹	San Gabriel-E Grand Ave	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۶۹۰
۴۷۵٫۵	۱۴۹٫۰	۵۶۱٫۴۳	۲۰٫۳۴	۱۹٫۹۷	معکوس/مورب	۶٫۹	Coyote Lake Dam	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۵۵
۲۷۱٫۹	۱۹۱٫۱	۴۲۵٫۳	۳۰٫۸۶	۳۰٫۶۲	معکوس/مورب	۶٫۹	Palo Alto - SLAC Lab	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۸۷
۲۵۳٫۹	۲۷۱٫۱	۶۷۱٫۷۷	۱۴٫۶۹	۱۴٫۱۸	معکوس/مورب	۶٫۹	San Jose - Santa Teresa Hills	Loma Prieta	۱۹۸۹	۸۰۱
۳۷۴٫۶	۲۵۸٫۰	۷۰۶٫۲۲	۱۹۰٫۷	۹٫۸۷	معکوس	۶٫۶	LA 00	Northridge	۱۹۹۴	۱۰۱۲
۳۰۱٫۱	۴۳۸٫۸	۴۴۳٫۰۴	۸٫۲	۰	معکوس/مورب	۷٫۶	TCU078	Chi-Chi	۱۹۹۹	۱۵۱۲
۲۲۵٫۰	۳۴۶٫۶	۶۷۱٫۵۲	۹	۰	معکوس/مورب	۷٫۶	TCU089	Chi-Chi	۱۹۹۹	۱۵۲۱
۳۲۲٫۰	۲۶۰٫۴	۷۲۶	۱۱٫۶۶	۱۰٫۳۵	راستالغز	۷٫۱	Hector	Hector Mine	۱۹۹۹	۱۷۸۷
۱۵۸٫۰	۵۱۱٫۷	۶۱۴٫۹۸	۱۴٫۶۶	۱۳٫۰۴	معکوس	۶٫۲	TCU076	Chi-Chi	۱۹۹۹	۲۶۲۷
۲۶۶٫۰	۴۳۹٫۰	۴۴۳٫۰۴	۷٫۶۲	۰	معکوس	۶٫۲	TCU078	Chi-Chi	۱۹۹۹	۲۶۲۸
۴۷۳٫۳	۴۲۶٫۹	۴۱۰٫۶۶	۶٫۲۲	۵٫۰۷	معکوس	۶٫۵	Templeton-1-story Hospital	San Simeon	۲۰۰۳	۴۰۳۱
۲۸۴٫۲	۲۶۳٫۳	۳۸۱٫۲۷	۲٫۹۶	۱٫۵۹	راستالغز	۶٫۰	Parkfield-Vineyard Cany 1E	Parkfield-02	۲۰۰۴	۴۱۳۰
۲۳۵٫۳	۳۶۰٫۳	۴۴۰٫۵۹	۹٫۶۱	۹٫۱۴	راستالغز	۶٫۰	PARKFIELD - UPSAR 05	Parkfield-02	۲۰۰۴	۴۱۴۱
۳۶۸٫۴	۳۱۹٫۷	۴۴۰٫۵۹	۹٫۶۱	۹٫۱۴	راستالغز	۶٫۰	PARKFIELD - UPSAR 07	Parkfield-02	۲۰۰۴	۴۱۴۳
۳۵۰٫۰	۴۵۶٫۸	۴۶۶٫۱۲	۹٫۴۱	۸٫۹۳	راستالغز	۶٫۰	PARKFIELD - UPSAR 11	Parkfield-02	۲۰۰۴	۴۱۴۷
۳۹۷٫۰	۲۷۴٫۹	۶۵۴٫۷۶	۲۵٫۸۲	۲۵٫۳۳	معکوس	۶٫۶	NIG023	Niigata	۲۰۰۴	۴۲۱۳
۴۰۹٫۵	۳۴۳٫۴	۵۶۴٫۲۵	۱۰٫۷۲	۹٫۹۳	معکوس	۶٫۶	NIGH12	Niigata	۲۰۰۴	۴۲۲۹
۵۰۷٫۱	۴۷۲٫۴	۶۸۵	۶٫۸۱	۰	نرمال	۶٫۳	L'Aquila-V. Aterno	L'Aquila	۲۰۰۹	۴۴۸۱
۳۱۹٫۶	۲۷۵٫۴	۶۰۵٫۷۱	۳۱٫۴۳	۲۸٫۰۷	معکوس	۶٫۸	Joetsu Yanagishima	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۴۶
۲۷۸٫۶	۳۱۲٫۶	۶۵۵٫۴۵	۱۶٫۱	۴٫۶۹	معکوس	۶٫۸	Yoitamachi Yoita	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۶۴
۷۱۳٫۰	۳۵۵٫۲	۵۶۱٫۵۹	۲۰٫۰۳	۱۰٫۳۸	معکوس	۶٫۸	Kashiwazaki City	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۷۳
۲۷۰٫۴	۱۶۸٫۳	۴۶۱٫۱	۳۳٫۵۷	۲۹٫۸۴	معکوس	۶٫۸	NIGH13	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۵۲۸۶
۳۶۰٫۹	۳۵۸٫۸	۵۵۵٫۹۶	۱۶٫۹۶	۱۱٫۶۸	معکوس	۶٫۹	AKT023	Iwate	۲۰۰۸	۵۴۷۸
۵۰۸٫۷	۴۲۹٫۸	۴۸۶٫۴۱	۵٫۱۸	۳٫۱	معکوس	۶٫۹	IWTH24	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۵۶
۲۵۳٫۹	۲۷۰٫۸	۳۷۶	۵٫۲۸	۴٫۵۱	راستالغز	۶٫۰	Hog Canyon	Parkfield-02	۲۰۰۴	۸۴۸۶

در این مقاله، دو مدل پایه پیل بتن مسلح (RC) تجربی به صورت عددی مدل سازی شد تا روش پیشنهادی را با مدل های فایبری برای درک بهتر مورد بررسی قرار دهیم. شوتر و همکاران [۵۳] در سال ۲۰۱۵ گزارش جامعی در مورد پایه پیل بتن آرمه در مقیاس واقعی بر روی میز لرزه ای و به صورت تک محوری با اعمال زمین لرزه های متوالی بررسی نمودند. لازم به ذکر است که آنها به منظور ایجاد پایداری سیستم پیل پس از هر بار اعمال بار لرزه ای، مدت زمانی را قرار دادند تا سیستم پیل به حالت پایدار برسد [۵۴]. آنها زلزله های اعمال شده را از شدت کم تا زیاد تغییر دادند، تا سیستم را به مرز شرایط فروریزش نزدیک کنند. شایان ذکر است که پایه پیل بتن مسلح مطابق با آیین نامه Caltrans طراحی شده [۵۵]، و در دانشگاه کالیفرنیا (برکلی) مطابق شکل (۱) مورد آزمایش واقع شد. جدول (۵) مربوط به مشخصات

هندسی و مقاومت پایه پل آزمایش شده، شامل قطر پایه، ارتفاع، کاور بتن، قطر میلگردهای طولی، تنش تسلیم میلگردهای طولی، تنش نهایی میلگردهای طولی، سختی اولیه مدل، سختی پس از تسلیم، کرنش تسلیم و نهایی، قطر میلگردهای عرضی (خاموت)، تنش تسلیم و نهایی میلگردهای عرضی، و بار محوری می‌باشد.

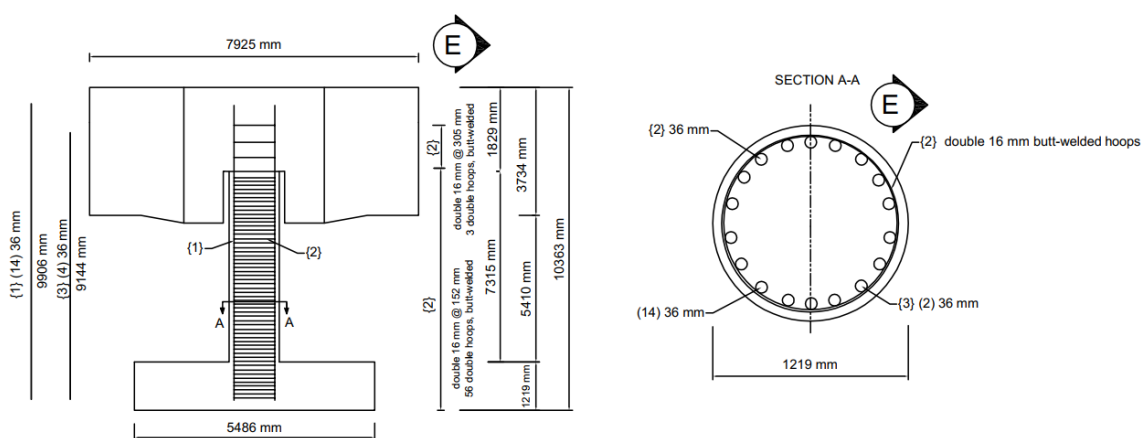
جدول (۴): شتابنگاشت های انتخابی مربوط به خاک نوع D

PGA-2 (m/s ²)	PGA-1 (m/s ²)	Vs30 (m/sec)	R _{rup} (km)	R _{jb} (km)	مکانیزم گسل	بزرگا	ایستگاه ثبت	نام زلزله	سال	RSN
۳۲۳/۳	۳۶۴/۸	۲۸۸/۷۷	۴/۰۶	۳/۵۱	راستالغز	۶/۲۴	Managua-ESSO	Managua	۱۹۷۲	۹۵
۳۷۲/۲	۳۵۹/۸	۱۹۶/۲۵	۱۲/۵۶	۱۲/۵۶	راستالغز	۶/۵۳	El Centro Array #11	Imperial Valley	۱۹۷۹	۱۷۴
۴۵۷/۲	۵۹۸/۵	۲۰۶/۰۸	۳/۸۶	۳/۸۶	راستالغز	۶/۵۳	El Centro Array #8	Imperial Valley	۱۹۷۹	۱۸۳
۲۸۳/۰	۲۲۱/۱	۲۷۴/۷۳	۲۴/۰۲	۲۲/۷۸	معکوس	۶/۳۶	Cantua Creek School	Coalinga	۱۹۸۳	۳۲۲
۲۶۶/۷	۲۹۴/۶	۲۵۷/۳۸	۸/۴۱	۷/۶۹	معکوس	۶/۳۶	Pleasant Valley P.P. - bldg	Coalinga	۱۹۸۳	۳۶۷
۳۴۱/۶	۲۲۷/۳	۲۴۵/۰۶	۲۰/۷۹	۱۴/۹	معکوس/مورب	۵/۹۹	Downey - Birchdale	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۶۱۴
۵۸۷/۴	۴۶۳/۰	۲۵۷/۲۱	۴۱/۲۲	۳۸/۲۴	معکوس/مورب	۵/۹۹	Tarzana - Cedar Hill	Whittier Narrows	۱۹۸۷	۷۰۰
۲۸۰/۷	۴۶۶/۰	۳۱۶/۶۴	۱۱/۱۶	۱۱/۱۶	راستالغز	۶/۵۴	Poe Road (temp)	Superstition Hills	۱۹۸۷	۷۲۵
۱۷۵/۳	۳۶۲/۹	۲۸۲/۱۴	۲۷/۹۳	۲۷/۶۷	معکوس/مورب	۶/۹۳	Hollister - South & Pine	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۷۶
۲۷۳/۳	۲۶۳/۸	۲۱۵/۵۴	۲۴/۸۲	۲۴/۵۲	معکوس/مورب	۶/۹۳	Hollister Differential Array	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۷۸
۲۶۵/۵	۲۸۴/۷	۲۴۸/۶۲	۷۴/۲۶	۷۴/۱۶	معکوس/مورب	۶/۹۳	Oakland - Outer Harbor	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۸۳
۳۲۴/۱	۲۳۱/۴	۱۹۰/۱۴	۵۸/۶۵	۵۸/۵۲	معکوس/مورب	۶/۹۳	SF Intern. Airport	Loma Prieta	۱۹۸۹	۷۹۹
۴۰۹/۳	۲۷۸/۳	۳۵۲/۹۸	۱۹/۷۴	۱۹/۷۴	راستالغز	۷/۲۸	Coolwater	Landers	۱۹۹۲	۸۴۸
۳۰/۱/۹	۳۳۸/۵	۲۹۷/۷۱	۸/۶۶	۳/۳	معکوس	۶/۶۹	Arleta - Nordhoff Fire Sta	Northridge	۱۹۹۴	۹۴۹
۳۵۱/۵	۲۲۷/۰	۳۱۶/۴۶	۲۴/۰۳	۱۹/۷۳	معکوس	۶/۶۹	LA - Hollywood Stor FF	Northridge	۱۹۹۴	۹۹۵
۳۲۶/۷	۴۲۴/۰	۳۱۵/۰۶	۲۶/۷۳	۲۳/۴	معکوس	۶/۶۹	LA - N Westmoreland	Northridge	۱۹۹۴	۹۹۸
۵۵۱/۹	۳۴۷/۹	۳۴۹/۴۳	۳۷/۳۶	۳۵/۴۳	معکوس	۶/۶۹	LA - Obregon Park	Northridge	۱۹۹۴	۹۹۹
۴۳۸/۷	۲۷۱/۴	۳۲۰/۹۳	۱۰/۰۵	۵/۵۹	معکوس	۶/۶۹	Sun Valley - Roscoe Blvd	Northridge	۱۹۹۴	۱۰۸۲
۳۲۰/۶	۲۷۰/۵	۲۵۶	۱۱/۳۴	۱۱/۳۴	راستالغز	۶/۹	Amagasaki	Kobe	۱۹۹۵	۱۱۰۱
۲۷۳/۳	۳۲۰/۱	۲۱۹/۷۵	۳/۳۶	۰	نرمال	۶/۴	Dinar	Dinar	۱۹۹۵	۱۱۴۱
۲۷۷/۷	۳۲۶/۶	۳۵۵/۱۸	۲۰/۴۱	۱۶/۵۴	معکوس	۷/۰۱	Fortuna Fire Station	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۳۷۴۹
۳۹۳/۹	۳۷۱/۷	۲۱۱/۷۴	۲/۷۳	۱/۱	راستالغز	۶	Parkfield - Fault Zone 3	Parkfield	۲۰۰۴	۴۱۰۸
۴۷۹/۴	۵۶۳/۱	۳۰۸/۸۴	۳/۹۵	۳/۰۵	راستالغز	۶	Parkfield - Fault Zone 8	Parkfield	۲۰۰۴	۴۱۱۲
۴۶۷/۳	۳۷۰/۹	۲۷۴/۱۷	۱۲/۸۱	۴/۲۲	معکوس	۶/۶۳	NIG017	Niigata	۲۰۰۴	۴۲۰۷
۳۴۴/۹	۳۱۹/۰	۳۱۹	۱۹/۸۹	۱۰/۷۳	معکوس	۶/۸	Nakanoshima Nagaoka	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۶۱
۳۴۹/۹	۳۱۷/۴	۳۳۸/۳۲	۱۱/۷۵	۰	معکوس	۶/۸	Kawanishi Izumozaki	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۶۶
۴۶۵/۹	۳۵۳/۱	۲۸۲/۵۷	۱۲	۰	معکوس	۶/۸	Kariwa	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۷۵
۳۴۵/۹	۴۳۶/۰	۲۰۱	۱۰/۹۷	۰	معکوس	۶/۸	Kashiwazaki NPP	Chuetsu-oki	۲۰۰۷	۴۸۹۶
۴۳۷/۱	۵۲۵/۳	۳۶۱/۲۴	۱۳/۴۷	۱۰/۷۱	معکوس	۶/۹	MYG005	Iwate	۲۰۰۸	۵۶۶۴
۲۳۲/۰	۳۱۲/۱	۲۴۸/۱۹	۳۱/۰۸	۳۱/۰۷	معکوس	۶/۹	Furukawa Osaki City	Iwate	۲۰۰۸	۵۸۱۴
۴۳۰/۹	۲۸۵/۸	۲۶۴/۵۷	۲۹	۲۸/۵۳	راستالغز	۷/۲	El Centro - Meloland Geot	El Mayor	۲۰۱۰	۵۸۳۶
۲۰۵/۸	۳۹۹/۳	۲۹۲/۱۲	۲۵/۵۳	۲۵/۰۴	راستالغز	۶/۱	Indio - Jackson Road	Joshua Tree	۱۹۹۲	۶۸۷۷
۵۰۲/۹	۴۶۲/۶	۳۴۴/۰۲	۱۱/۸۶	۱۱/۸۶	راستالغز	۷	DFHS	Darfield	۲۰۱۰	۶۸۹۳
۲۹۵/۷	۳۵۲/۸	۲۵۵	۳۰/۵۳	۳۰/۵۳	راستالغز	۷	Kaiapoi North School	Darfield	۲۰۱۰	۶۹۲۳
۳۴۲/۴	۳۹۲/۸	۲۰۴	۴/۴۶	۴/۴۴	معکوس/مورب	۶/۲	Christchurch Cashmere	Christchurch	۲۰۱۱	۸۰۶۷

مدل دوم مربوط به مدل پایه پل بتن آرمه با مقطع توخالی در دانشگاه پاویا ایتالیا است که با استفاده از میز لرزه‌ای توسط پترینی و همکاران [۵۶] مورد بررسی واقع شد. همان‌طور که در شکل (۲) نشان داده شده است، پایه پل بتن آرمه در دو بخش شامل هجده میلگرد طولی با دورپیچ‌های عرضی و گام ۳۰ میلی‌متری از فاصله ۵۰ سانتی‌متر از روی فونداسیون، و گام‌های ۶۰ میلی‌متری در قسمت‌های بالایی

ساخته شده است. جدول (۶) ابعاد پایه و مشخصات مصالح مورد استفاده در مدل تجربی را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که شبیه‌سازی صورت‌گرفته تحت رویداد مورگان هیل در سال ۱۹۸۴ با بزرگای گشتاوری ۶/۲ و بیشینه شتاب ۰/۱۵ برابر شتاب ثقل با استفاده از میز لرزاننده انجام شد.

مدل‌سازی مبتنی بر تحلیل فایبری با استفاده از المان تیر-ستون سه بعدی غیرخطی با پنج نقطه انتگرال‌گیری در امتداد ارتفاع پایه توسط نرم‌افزار اپنسیس (ورژن ۳/۰/۳) [۵۷] جهت مدل‌سازی عددی مورد استفاده قرار گرفت. به منظور مدل‌سازی بتن در دو ناحیه محصور و غیر محصور از مدل Concrete02 مربوط به کنت و پارک استفاده شد [۵۸]. لازم به ذکر است که ناحیه غیر محصور مربوط به کاور بتن، و ناحیه محصور مربوط به هسته بتن محصور شده با خاموت‌های عرضی می‌باشد. همچنین، مصالح فولادی Reinforcing بر اساس معادله کافین-مانسن برای در نظر گرفتن اثر مکانیکی کمانش فولاد، انتقال از رفتار الاستیک به غیر الاستیک، نرم‌شدگی در اثر افزایش کرنش، و خستگی چرخه‌ای، با توجه به کتابخانه مصالح موجود در نرم‌افزار اپنسیس تعریف شد ($\alpha=0.506$, $C_f=0.361$ در مدل کافین-مانسن از $C_e=0.6$ استفاده شد).



شکل (۱): شکل کامل پایه پل آزمایش شده توسط شوتلر و همکاران در دانشگاه کالیفرنیا

سطح مقطع پایه پل در نقاط انتگرال‌گیری مختلف به ۱۵۰ المان تقسیم شد (مش بندی) تا نتایج دقیق حاصل شود (شکل ۳-الف). علاوه بر این، رفتار لغزش-پیوند^۱ برای مدل‌سازی چرخش انتهایی عضو جهت مدل‌سازی نفوذ کرنش بین فنداسیون و پایه بتن مسلح در نظر گرفته شد. از این روی، روش مذکور با تعریف یک المان با طول صفر^۲ برای محاسبه پاسخ‌های ناشی از گشتاور-انحنای با توجه به رفتار لغزش پیوند در انتهای عضو کمک گرفته شد، همانطور که در شکل‌های ۳-ب تا ۳-پ نشان داده شده است. روش ارائه شده (مدل‌سازی لغزش-پیوند با یک فنر به سطح مقطع صفر) توسط ژائو^۳ و سیریتاران^۴ در سال ۲۰۰۷، با تعریف شش پارامتر برای در نظر گرفتن تأثیر لغزش در اتصال بین عناصر استفاده شد (همانطور که در شکل ۳-پ نشان داده شده است). مقادیر S_y و S_u با استفاده از معادلات (۲) و (۳) به صورت زیر محاسبه شدند. صحت سنجی مربوط به پایه پل تست شده با مقیاس کامل تحت شش زلزله و پایه پل بتن مسلح دوم تحت زلزله مورگان هیل به ترتیب در شکل (۴) و (۵) نشان داده شده است.

$$S_y = 2.54 \left[\frac{d_b}{8437} \frac{F_y}{\sqrt{f_c}} (2\alpha + 1) \right]^{1/\alpha} + 0.34 \quad (2)$$

¹ bond-slip

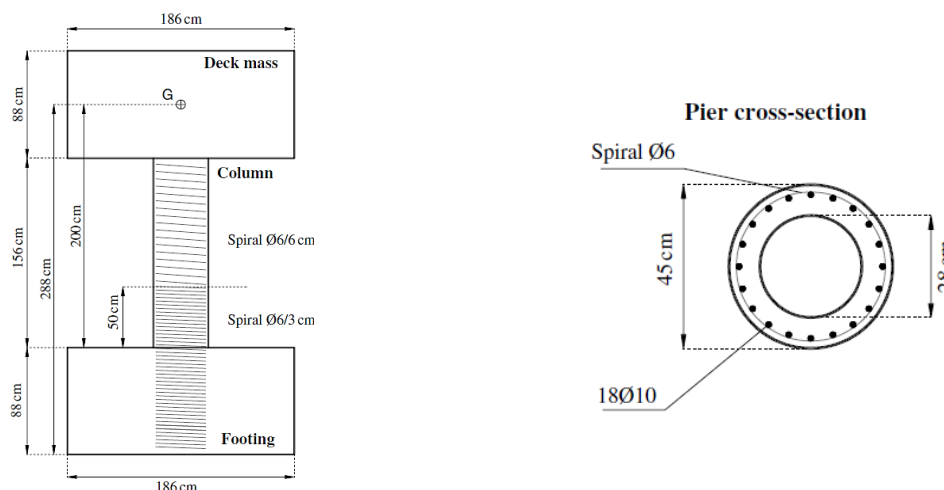
² Zero-length

³ Zhao

⁴ Sritharan

$$S_u = 30 \sim 40 S_y \quad (3)$$

که در روابط بالا، d_b قطر میلگرد بر حسب میلی متر، F_y تنش تسلیم میلگردهای طولی بر حسب مگاپاسکال، f_c مقاومت فشاری بتن بر حسب مگاپاسکال، α پارامتر ثابتی است که عموماً برابر با 0.4 در نظر گرفته می‌شود. مقادیر $S_y=0.548$, $S_u=19.18$, $b=0.4$, $R=0.75$ برای پایه پل آزمایش شده توسط شوتلر و همکاران در نظر گرفته شد و مقادیر $S_y=0.35$, $S_u=12.21$, $b=0.4$, $R=0.75$ برای پایه پل آزمایش شده توسط پترینی و همکاران در نظر گرفته شد.



شکل (۲): شکل کامل پایه پل آزمایش شده توسط پترینی و همکاران در دانشگاه پاویا ایتالیا [۵۶]

علاوه بر مدل‌های صحت سنجی شده، از سه سازه فولادی ۱، ۷، و ۱۰ طبقه فولادی با سیستم قاب خمشی جهت مقایسه و بررسی نتایج استفاده شد. لازم به ذکر است که تمامی سازه‌ها بر اساس آیین‌نامه بارگذاری آمریکا و آیین‌نامه طراحی سازه‌های فولادی آمریکا [۵۹] طراحی شده است. از سیستم قاب خمشی معمولی (OMF) برای سازه ۱ طبقه و سیستم قاب خمشی ویژه (SMF) برای سازه‌های ۷ و ۱۰ طبقه جهت بررسی صحت سنجی نتایج در محدوده دوره تناوب‌های مختلف استفاده شد. ضریب رفتار سازه (R)، ضریب تشدید (C_d) و اضافه مقاومت (Ω) برای سازه ۱ طبقه به ترتیب برابر با ۳/۵، ۳، ۳، و برای سازه ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب برابر با ۸، ۵/۵، ۳ در نظر گرفته شد. بار مرده ۳۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر مربع همزمان با بار لرزه‌ای تحت سطح خطر لرزه‌ای طراحی (DE) در نظر گرفته شدند، که در آن شتاب طیفی در دوره‌های کوتاه و بلند به ترتیب ۰/۸۴۲ و ۰/۳۷۹ برابر شتاب ثقل بوده است. همچنین طول دهانه ۵ متر و ارتفاع ۳/۵ متر در تمامی مدل‌ها ثابت است که ارتفاع کل سازه‌های ۱، ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۳/۵ متر، ۲۴/۵ متر و ۴۲ متر است. لازم به تذکر است که مقدار دررفت میان طبقه‌ای تحت بار لرزه‌ای (طراحی خطی) کمتر از ۲/۵٪ برای سازه ۱ طبقه و کمتر از ۲٪ برای سازه‌های ۷ و ۱۰ طبقه بوده است. شکل (۶) پیکربندی مدل‌های طراحی شده و خصوصیات مقطع آن‌ها (شکل W) را نشان می‌دهد که با استفاده از مصالح فولادی با تنش تسلیم ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و تنش نهایی ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع طراحی شده‌اند. به منظور طراحی اولیه تمامی سازه‌های فولادی از نرم افزار طراحی ایتبس ورژن ۲۱ استفاده شده است. لازم به ذکر است که به منظور تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های فولادی از مدلسازی فایبری و المان تیر-ستون سه بعدی غیرخطی با پنج نقطه انتگرال‌گیری در امتداد هر عضو کمک گرفته شد. همچنین، از مدل رفتاری Steel02 موجود در کتابخانه نرم افزار اپنسیس جهت مدلسازی رفتار هیستریزس المان‌های سازه فولادی استفاده شد.

جدول (۵): مشخصات هندسی و مصالح مصرفی در پایه پل آزمایش شده توسط شوتلر و همکاران [۵۳]

پارامترها	مقادیر	توضیحات
قطر ستون (متر)	۱.۲۲	-
ارتفاع ستون (متر)	۷.۳۲	-
کاور بتن (میلی متر)	۵۰	-
قطر میلگردهای طولی (میلی متر)	۱۸Φ۳۵/۸	p=1.55%
تنش تسلیم میلگردهای طولی (مگاپاسکال)	۵۱۹	-
تنش نهایی میلگردهای طولی (مگاپاسکال)	۷۰۷	-
شیب الاستیک اولیه (مگاپاسکال)	۱۹۶۰۰۰	-
شیب ناحیه پس از تسلیم (مگاپاسکال)	۵۵۲۰	-
کرنش در ناحیه تسلیم برای میلگردهای طولی (%)	۱.۱	-
کرنش نهایی میلگردهای طولی (%)	۱۲.۲	-
قطر میلگردهای عرضی (میلی متر)	۱۵/۹ @ ۱۵۲	p=0.95%
تنش تسلیم خاموت‌های عرضی (مگاپاسکال)	۳۳۸	-
تنش نهایی خاموت‌های عرضی (مگاپاسکال)	۵۹۲	-
کرنش نهایی خاموت‌ها (%)	۱۲.۵	-
بارمحوری (کیلونیوتن)	۲.۳۲	-

جدول (۶): مشخصات هندسی و مصالح مصرفی در پایه پل آزمایش شده توسط پترینی و همکاران [۵۶]

پارامترها	مقادیر	توضیحات
قطر ستون (متر)	۰.۴۵	-
ارتفاع ستون (متر)	۲	-
کاور بتن (میلی متر)	۲۵	-
قطر میلگردهای طولی (میلی متر)	۱۸ تا قطر ۱۰	-
تنش تسلیم میلگردهای طولی (مگاپاسکال)	۵۱۴	-
تنش نهایی میلگردهای طولی (مگاپاسکال)	۷۰۷	-
شیب الاستیک اولیه (مگاپاسکال)	۲۱۰۰۰۰	-
قطر میلگردهای عرضی (میلی متر)	قطر ۶، هر ۳۰ سانتی متر	p=0.93%
تنش تسلیم خاموت‌های عرضی (مگاپاسکال)	۵۱۴	-
تنش نهایی خاموت‌های عرضی (مگاپاسکال)	۷۰۷	-
بارمحوری (کیلونیوتن)	۷۸	-

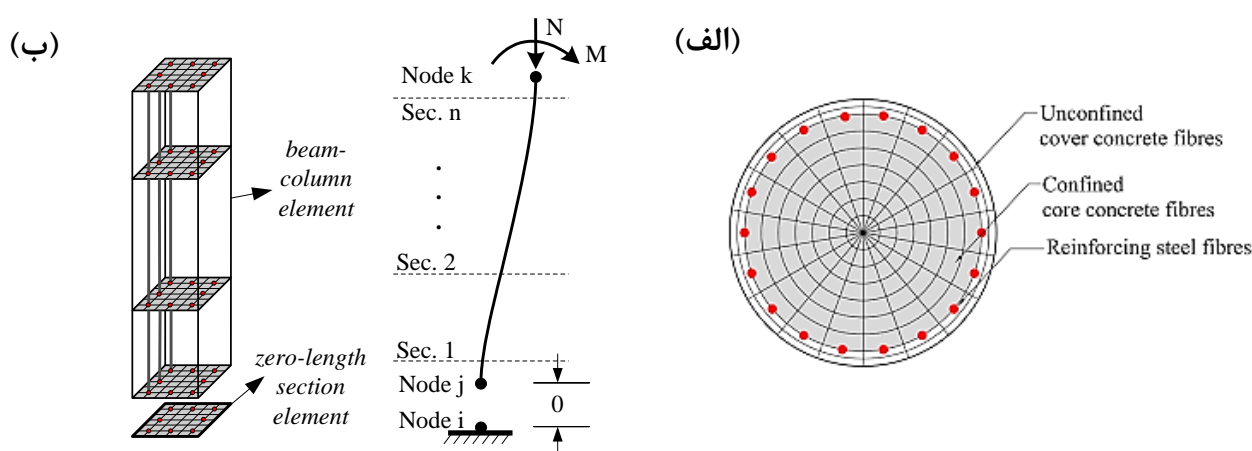
۲-۴- بر آورد تغییر مکان هدف در سطوح مختلف خرابی

در مرحله اول، طیف شتاب باید به صورت فرمت شتاب - جابه‌جایی (AD) برای سیستم‌های یک درجه آزادی (SDOF) الاستیک با استفاده از رابطه زیر تبدیل شود که عبارت است از:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (۴)$$

که در روابط بالا، T دوره تناوب سازه، و S_{ae} شتاب پاسخ الاستیک است.

در مرحله دوم، منحنی طیف شتاب غیرخطی مبتنی بر شاخص خرابی پارک - آنگ، عبارت از نسبت شتاب پاسخ غیرخطی به شتاب پاسخ خطی تعیین شد. لازم به ذکر است که شتاب‌های پاسخ غیرخطی مبتنی بر شاخص خرابی در مدل آسیب پارک - آنگ در ۳۰ دوره تناوب، از ۰/۱ تا ۳ ثانیه، با گام زمانی ۰/۱ ثانیه و چهار سطح آسیب، شامل ۰/۱۰، ۰/۲۵، ۰/۴۰ و ۰/۸۰ تعیین شد. شایان ذکر است که آسیب بالاتر از ۰/۸۰ در این تحقیق در نظر گرفته نشده است، زیرا مقادیر بالاتر، سازه را در معرض شرایط احتمالی فروپاشی قرار داده و این شرایط در تئوری طراحی مبتنی بر عملکرد مناسب نیست. به منظور تعیین شتاب پاسخ غیرخطی در شاخص‌های آسیب مختلف، از یک کد غیرخطی در نرم‌افزارهای ایتبس و متلب جهت انجام تحلیل‌های غیرخطی و پس‌پردازش داده‌های گردآوری شده کمک گرفته شد. همان‌طور که در شکل (۷) نشان داده شده است، شتاب‌نگاشت‌های انتخابی، مدل هیستریزیس، دوره تناوب سازه، نسبت میرایی، سختی سازه، جرم، شکل‌پذیری نهایی سیستم، ضریب β و سطح آسیب هدف برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی خطی و غیرخطی جهت تعیین طیف پاسخ شتاب غیرخطی مشخص شد.



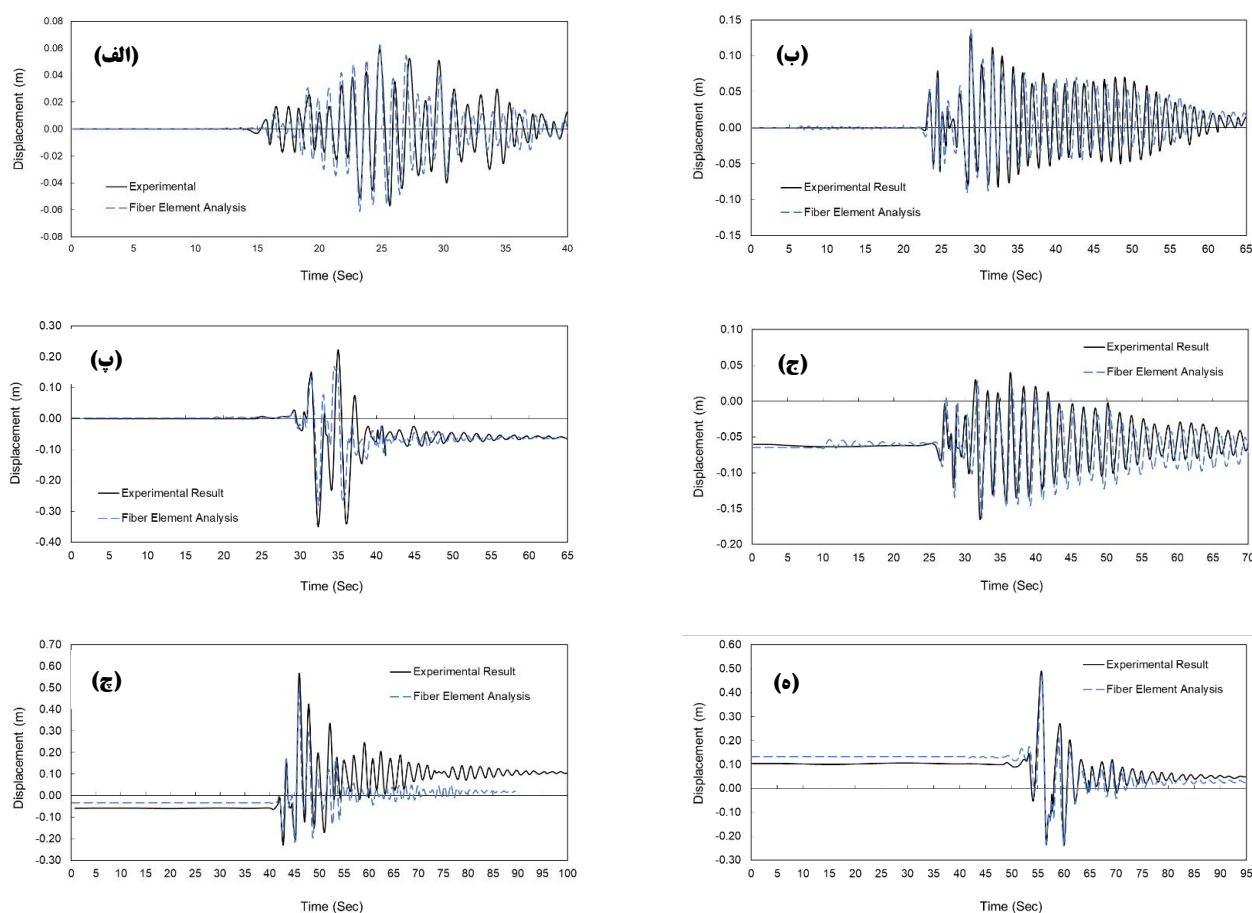
شکل (۳): الف) مدل مقطع فیبری ب) توزیع مفصل پلاستیکی با رفتار لغزش پیوند ج) مصالح لغزش پیوند تک محوری

مقاومت تسلیم سیستم تک درجه آزادی، برابر است با $R = F_e / F_y = m \cdot S_{ae} / F_y$ ، که نیروی تسلیم سیستم عبارت خواهد بود از $F_y = m \cdot S_{ae}$ ، که m جرم سیستم تک درجه آزادی است. سپس، مقاومت جانبی سیستم به تدریج کاهش یافت و خسارت در هر سطح با روش سعی و خطا با خطای کمتر از ۰/۱ محاسبه شد. هنگامی که شاخص آسیب محاسبه شده به مقدار هدف (با خطای کمتر از ۰/۱) رسید، شتاب پاسخ غیرخطی در مقدار آسیب هدف ثبت گردید. بنابراین، نسبت شتاب پاسخ به عنوان نسبت شتاب غیرخطی به خطی برای پیش‌بینی مقادیر غیر الاستیک از مقادیر الاستیک تعیین شد. روش مذکور برای ۳۰ دوره تناوب مختلف، چهار سطح آسیب، چهار مدل

هیستریزیس، سه شکل پذیری نهایی از ۴ تا ۸، و ۲۱۰ زلزله دور از گسل با انجام ۳۰۲۴۰۰ تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تکرار شد. شکل (۸) نشان دهنده نسبت شتاب خطی در ۴ سطح مختلف خرابی از کم به زیاد و سه شکل پذیری نهایی شامل ۴، ۶، و ۸ می باشد. همانطور که مشاهده می شود، با افزایش سطح خرابی، نسبت شتاب طیفی کاهش پیدا کرده، و با افزایش شکل پذیری نهایی، نسبت شتاب طیفی با کاهش بیشتری روبرو می شود. علاوه بر اینکه، بیشترین تغییرات در دوره تناوب های کوتاه مدت اتفاق افتاده، و در دوره تناوب های میان مدت و بلند مدت این نسبت به مقدار ثابتی رسیده است. به منظور برآورد نسبت شتاب طیفی غیرخطی (نسبت شتاب غیرخطی در سطح خرابی هدف به شتاب الاستیک) از روش رگرسیون غیرخطی کمک گرفته شد. رابطه پیشنهادی عبارت است از:

$$\frac{S_a}{S_{ae}} = a + b \left[\frac{DI}{T} \right]^2 \quad (5)$$

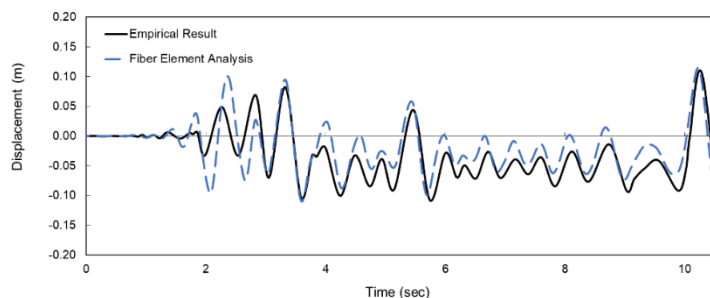
که در رابطه (۵)، S_a شتاب غیرخطی در سطح خرابی هدف، S_{ae} شتاب الاستیک، DI سطح خرابی بر اساس شاخص خرابی پارک-آنگ، T دوره تناوب سازه، a و b ثابت های مربوط به رابطه پیشنهادی بر اساس رگرسیون غیرخطی بر اساس جدول (۷) هستند.



شکل (۴): صحت سنجی مدل عددی و تجربی مربوط آزمایش میز لرزه ای توسط شوتلر و همکاران

در مرحله سوم، ضریب کاهش مقاومت جانبی مبتنی بر شاخص خرابی پارک - آنگ باتوجه به رابطه مربوط به مقاومت $R_{DI} = \frac{mS_a}{F_y} = \frac{F_e}{F_y}$ در سطوح مختلف خرابی تعیین شد، که m جرم، F_e مقاومت الاستیک سیستم یک درجه آزاد و F_y مقاومت تسلیم است. بنابراین، ضریب کاهش مقاومت برای سیستم یک درجه آزادی، در چهار سطح خرابی (شامل ۱۰٪، ۲۵٪، ۴۰٪ و ۸۰٪)، دوره تناوب های ۰/۱ تا ۳ ثانیه، و سه مقدار شکل پذیری نهایی (شامل ۴، ۶، و ۸) استخراج شد. شکل (۹) نشان دهنده ارتباط بین $R - DI - T$ ، برای مدل

هیستریزیس الاستوپلاستیک می‌باشد. همانطور که در شکل (۹) نشان داده شده است، مقدار ضریب کاهش مقاومت با افزایش سطح آسیب افزایش می‌یابد. علاوه بر اینکه، ضریب کاهش مقاومت جانبی مبتنی بر شاخص خرابی در منطقه با دوره تناوب کوتاه مدت حساس بوده و حساسیت ذکر شده با رشد سطح خرابی افزایش می‌یابد. لازم به توضیح است که مقادیر ضریب کاهش مقاومت به طور محسوس تحت تأثیر شکل پذیری نهایی سیستم قرار می‌گیرند.



شکل (۵): صحت سنجی مدل عددی و تجربی مربوط به آزمایش میز لرزه‌ای توسط پترینی و همکاران [56]



	W14X34	W14X34	W14X34	W14X34	W14X34	
W14X48	W14X38	W14X38	W14X38	W14X38	W14X38	W14X48
W14X53	W14X68	W14X68	W14X68	W14X68	W14X68	W14X53
W14X61	W14X74	W14X74	W14X74	W14X74	W14X74	W14X61
W14X68	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82	W14X82	W14X68
W14X74	W14X90	W14X90	W14X90	W14X90	W14X90	W14X74
W14X82	W14X99	W14X99	W14X99	W14X99	W14X99	W14X82
W14X90	W14X109	W14X109	W14X109	W14X109	W14X109	W14X90
W14X99	W18X120	W18X120	W18X120	W18X120	W18X120	W14X99
W14X109	W14X132	W14X132	W14X132	W14X132	W14X132	W14X109
W14X120	W14X145	W14X145	W14X145	W14X145	W14X145	W14X120

شکل (۶): پیکربندی کلی سه سازه ۱، ۷، و ۱۰ طبقه

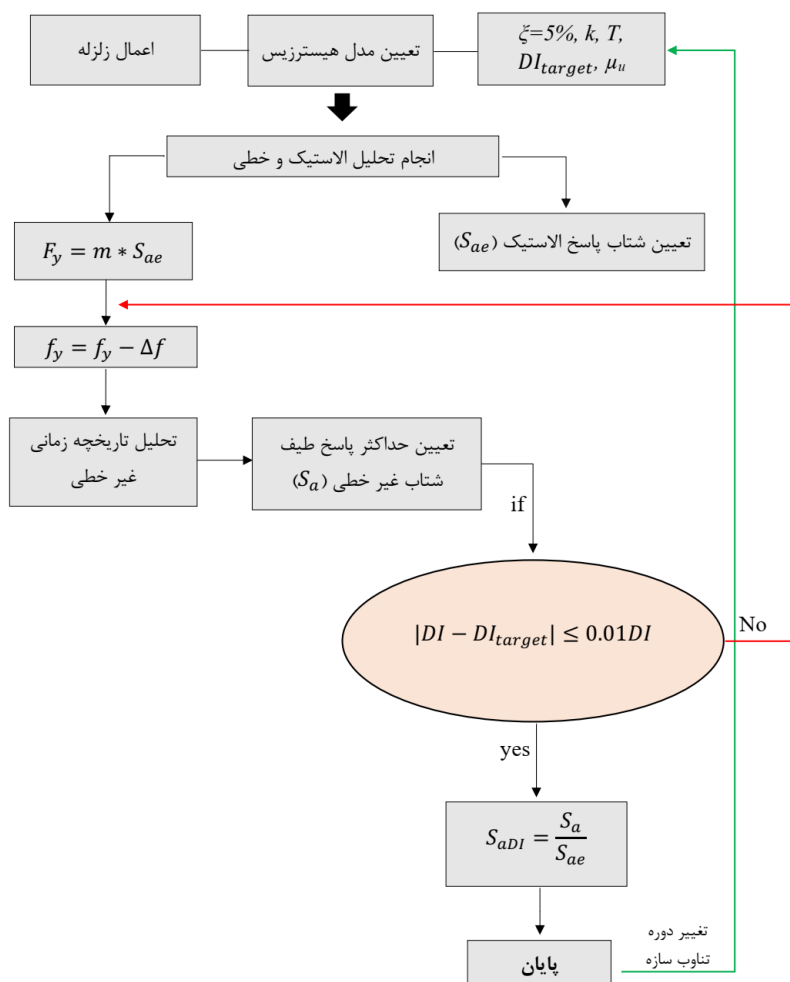
لازم به ذکر است که رابطه زیر با استفاده از تحلیل رگرسیون غیرخطی برای تعیین ضریب کاهش مقاومت جانبی سیستم مبتنی بر شاخص خرابی ارائه شده است:

$$R_{DI} = a + [b \times DI]^c \exp^{(cT)} \quad (۶)$$

که DI شاخص خرابی پارک - آنگ، T دوره تناوب اصلی سازه، و پارامترهای a، b، و c مربوط به رگرسیون غیرخطی بر اساس جدول (۸) است.

لازم به ذکر است که چهار مدل هیستریزیس، شامل مدل الاستوپلاستیک کامل، مدل کلاف اصلاح شده، مدل کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی متوسط، و مدل کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی زیاد در نظر گرفته شد. مدل الاستوپلاستیک عموماً مدلی مناسب برای مدل سازی رفتار سازه های فولادی، و مدل کلاف اصلاح شده، مدلی مناسب برای سازه های بتنی است. باتوجه به اینکه روش ارائه شده در این تحقیق، علاوه بر استفاده در طراحی های عملکردی، قابلیت ارزیابی تغییر مکان هدف برای سازه های موجود را داراست، در نظر گرفتن اثرات زوال در سختی و افت مقاومت دارای اهمیت است. شکل (۱۰) نشان دهنده چهار مدل هیستریزیس مختلف استفاده شده در این تحقیق می باشد. مدل های هیستریزیس مورد استفاده، مدل های پر کاربردی هستند که در بسیاری از مقالات نظیر بررسی های امیرچوپانی و همکاران در [۴۱] ۲۰۲۳، عبدالله زاده و همکاران در سال [۵۴] ۲۰۲۳، و آیین نامه های مربوط به طراحی و ارزیابی عملکردی نظیر FEMA-273 [۱۲]، FEMA-356 [۱۳]، FEMA-440 [۱۴]، ASCE/SEI 41-17 [۱۵] به آنها اشاره شده است. لازم به ذکر است که عموماً زوال سختی و افت مقاومت کم تا متوسط در سازه های مناسب طراحی شده با شکل پذیری زیاد، و زوال و

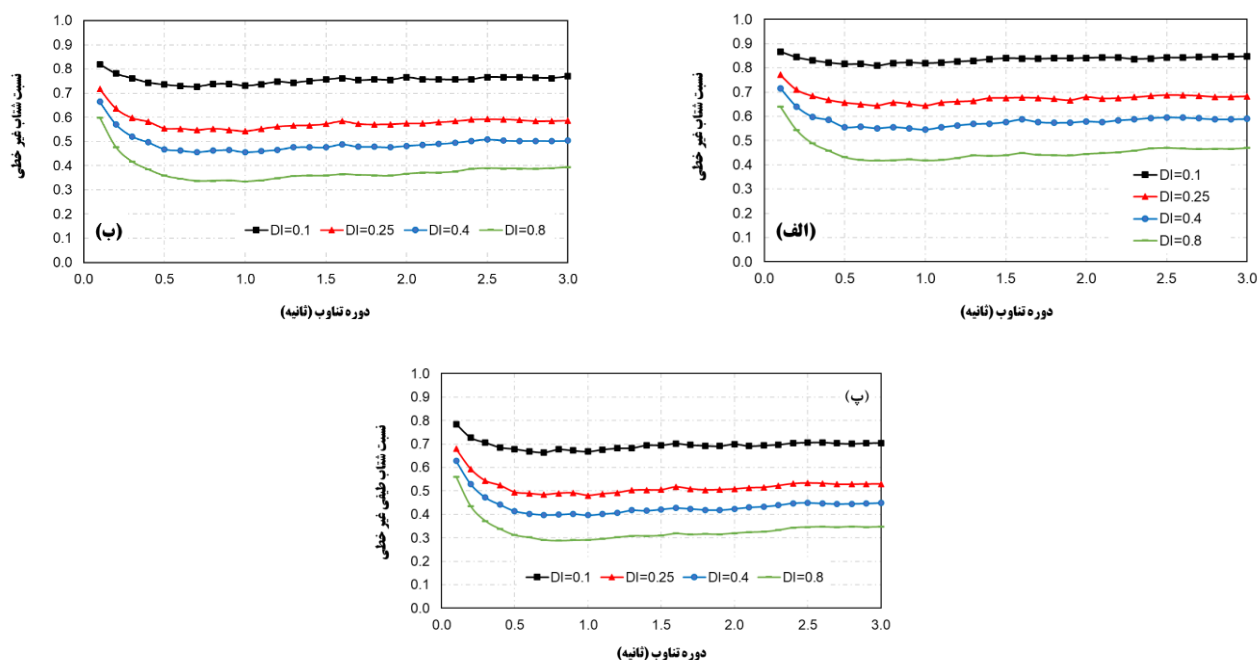
افت مقاومت زیاد در سازه‌هایی با طراحی نامناسب و شکل پذیری کم اتفاق می‌افتد. علاوه بر اینکه، پارامترهایی نظیر لغزش میلگردهای داخل بتن، رفتار لغزش پیوند^۵، ترک خوردن و پوسته پوسته شدن بتن در هنگام تحریک لرزه‌ای، از مهمترین عوامل ایجاد افت مقاومت و زوال در سختی بوده، که با افزایش شکل پذیری نرخ تغییرات آن افزایش می‌یابد.



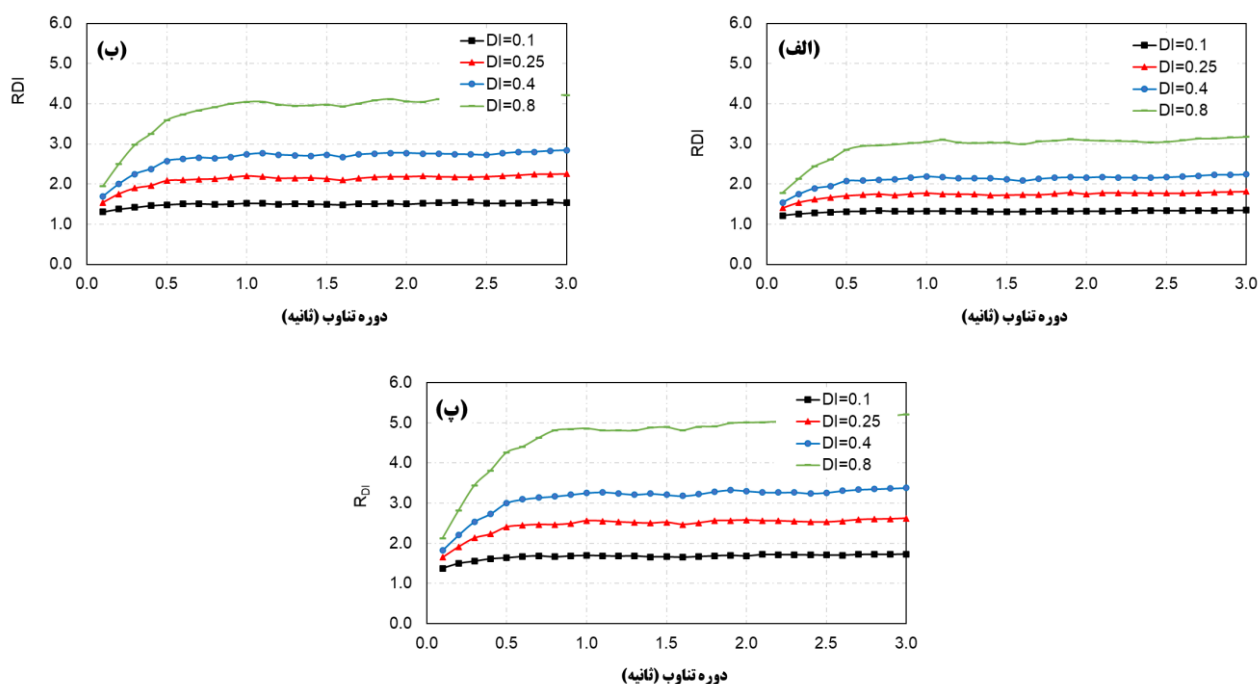
شکل (۷): فلوچارت مراحل تعیین نسبت طیف شتاب غیر خطی مبتنی بر شاخص خرابی به طیف شتاب الاستیک

در مرحله چهارم، تحلیل پوش‌آور غیرخطی با قراردادن سازه در معرض یک الگوی بار جانبی یکنواخت انجام شد. تحلیل مذکور منجر به یافتن مقاومت جانبی، جابه‌جایی تسلیم، و جابه‌جایی نهایی سازه جهت پیش‌بینی رفتار اجزای سازه‌ای در زمان قرارگرفتن سازه در معرض زمین‌لرزه است. تحت اثر تحلیل پوش‌آور، المان‌های سازه‌ای متعاقباً تسلیم شده و ازدست‌دادن سختی به دلیل افزایش الگوی بار جانبی در سیستم رخ می‌دهد؛ بنابراین، رابطه نیرو - جابه‌جایی با انجام تحلیل پوش‌آور برای سیستم چند درجه آزادی تعیین شد. لازم به ذکر است که برش پایه کل و جابه‌جایی بام به‌عنوان نقطه کنترل در رابطه Δ -F در نظر گرفته شد. الگوی بار جانبی مناسب یک مسئله مهم جهت اعمال به سازه به‌منظور تعیین جابه‌جایی هدف و مشخصات ظرفیت سیستم است. در این تحقیق الگوی بار جانبی بر اساس توصیه ASCE/SEI 41-17 تعیین شد.

⁵ Bond-Slip behaviour



شکل (۸): نسبت شتاب غیر خطی برای مدل هیستریزیس الاستوپلاستیک برای الف) ظرفیت شکل پذیری ۴، ب) ظرفیت شکل پذیری ۶، پ) ظرفیت شکل پذیری ۸



شکل (۹): ارتباط بین $R - DI - T$ در مدل هیستریزیس الاستوپلاستیک برای الف) شکل پذیری ۴، ب) الف) شکل پذیری ۶، پ) الف) شکل پذیری ۸

شکل (۱۱) نشان دهنده منحنی‌های پوش اور مربوط به مدل‌های انتخاب شده تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و منحنی ایده آل‌سازی شده تا مرحله فروپاشی است. لازم به ذکر است که دوره تناوب اصلی دو مدل پایه پل صحت سنجی شده، و سه سازه قاب خمشی فولادی ۱، ۷، و ۱۰ طبقه بر اساس تحلیل مقدار ویژه، به ترتیب برابر با ۰/۶۱۶، ۰/۱۶۹، ۰/۳۳۵، ۱/۹۴ و ۲/۶۵ ثانیه می‌باشد. در مرحله

پنجم، تقاضای لرزه‌ای برای مدل یک درجه آزادی معادل با توجه به معادله (۷) و (۸) تعیین شد. لازم به ذکر است که ضریب کاهش مقاومت (R) در معادله (۷) مبتنی بر شاخص خرابی پارک-آنگ بوده، که منجر به تخمین جابجایی هدف در سطح خسارت مورد نظر می‌شود.

$$R_{DI} = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} \quad (۷)$$

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_{DI}} \left(1 + (R_{DI} - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad \text{if } T^* < T_C \quad (۸)$$

$$S_d = S_{de} \quad \text{if } T^* \geq T_C$$

در روابط (۷) و (۸)، S_{ae} شتاب پاسخ طیف الاستیک، S_{ay} شتاب پاسخ تسلیم، S_{de} جابجایی طیفی الاستیک، T_C دوره تناوب مشخصه مربوط به طیف خطر منطقه، T^* دوره تناوب مدل یک درجه آزادی معادل، R_{DI} ضریب کاهش مقاومت مبتنی بر شاخص خرابی، و S_d جابجایی هدف می‌باشد.

جدول (۷): پارمترهای ثابت از تحلیل رگرسیون غیرخطی برای تعیین نسبت حداکثر شتاب طیفی مبتنی بر انرژی

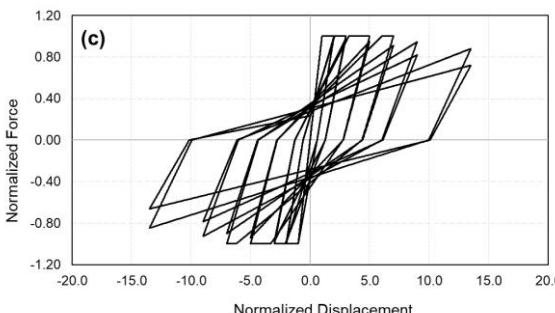
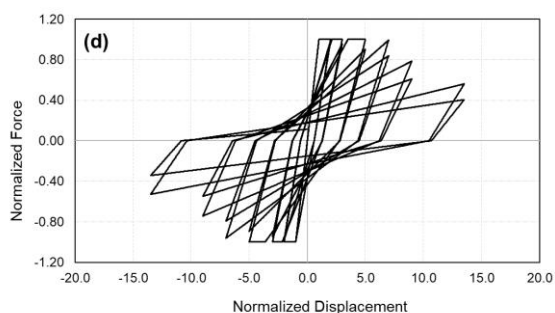
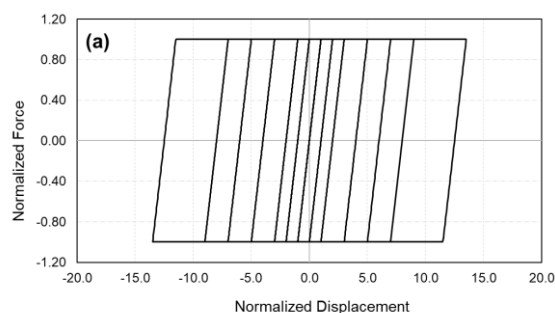
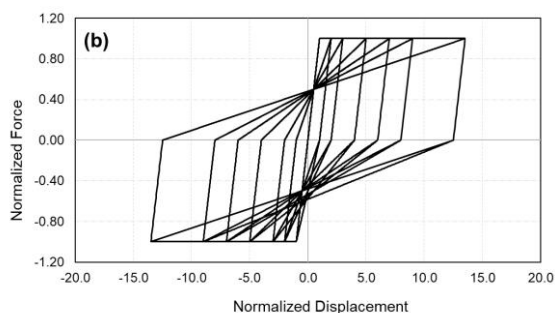
شکل پذیری نهایی	DI	EPP		MC		MSD		SSD	
		a	b	a	b	a	b	a	b
$\mu_u=4$	۰.۱۰	۰.۸۳	۳۱.۹۴	۰.۸۵	۱۹.۷۴	۰.۸۵	۱۶.۹۶	۰.۸۵	۱۵.۸۵
	۰.۲۵	۰.۶۷	۶۱.۰۰	۰.۶۷	۴۰.۶۹	۰.۶۷	۳۹.۰۸	۰.۶۷	۳۲.۸۷
	۰.۴۰	۰.۵۷	۱۰۷.۴	۰.۵۶	۳۳.۱۱	۰.۵۶	۲۹.۴۰	۰.۵۵	۲۶.۱۸
	۰.۸۰	۰.۴۴	۳۰۱.۳	۰.۴۱	۸۹.۸۵	۰.۴۱	۷۶.۴۸	۰.۴۱	۵۹.۳۵
$\mu_u=6$	۰.۱۰	۰.۷۵	۱۴.۶۹	۰.۷۶	۱۰.۲۰	۰.۷۶	۸.۷۰	۰.۷۶	۸.۲۳۰
	۰.۲۵	۰.۵۷	۴۰.۹۷	۰.۵۶	۲۷.۷۱	۰.۵۶	۲۵.۵۰	۰.۵۶	۲۰.۸۲
	۰.۴۰	۰.۴۸	۸۱.۸۲	۰.۴۵	۲۴.۱۱	۰.۴۵	۲۰.۸۰	۰.۴۵	۱۷.۶۶
	۰.۸۰	۰.۳۶	۲۵۲.۱	۰.۳۲	۸۲.۵۴	۰.۳۲	۶۴.۵۷	۰.۳۳	۵۲.۱۴
$\mu_u=8$	۰.۱۰	۰.۶۹	۱۰.۴۷	۰.۶۹	۷.۳۸	۰.۷۰	۶.۷۳۰	۰.۷۰	۵.۹۱۶
	۰.۲۵	۰.۵۱	۳۴.۳۰	۰.۴۹	۲۲.۸۴	۰.۴۹	۲۰.۶۸	۰.۴۹	۱۶.۳۶
	۰.۴۰	۰.۴۲	۷۲.۲۴	۰.۳۹	۲۱.۴۷	۰.۳۹	۱۸.۵۹	۰.۳۹	۱۴.۹۳
	۰.۸۰	۰.۳۲	۲۴۳.۱	۰.۲۸	۷۸.۸۶	۰.۲۸	۶۲.۸۴	۰.۲۸	۵۲.۱۰

منحنی‌های ظرفیت و تقاضای لرزه‌ای برای دو شرایط مختلف $T^* < T_C$ و $T^* \geq T_C$ به ترتیب در شکل (۱۲-الف) و (۱۲-ب) نشان داده شده است. مطابق با شکل (۱۲)، محل تقاطع دو منحنی ظرفیت و تقاضا که با خط چین در منحنی ADRS نشان داده شده، به عنوان نقطه عملکردی شناخته می‌شود. به منظور صحت سنجی روابط و روش پیشنهادی، شانزده رکورد زمین لرزه از جدول (۳) با تطابق طیفی مناسب با سطح خطر لرزه‌ای برای بررسی کاربردی بودن روش پیشنهادی انتخاب شد. لازم به توضیح است که زلزله‌های انتخابی بر اساس سطح خطری با مشخصات $SD_1=0.3795g$ و $SD_5=0.842g$ می‌باشند. لازم به ذکر است که جابجایی غیرخطی طبقه بام و شاخص آسیب سازه در سطح لرزه‌ای $SD_1=0.795g$ و $SD_5=1.684g$ تعیین شد. سطح خطر لرزه‌ای ذکر شده برای ارزیابی سازه‌های منتخب جهت قرار دادن آنها در شرایط غیرخطی بالاتر در نظر گرفته شد، زیرا غیرخطی بودن بالاتر عموماً با رشد پراکندگی و کاهش دقت برآورد همراه است. در مرحله ششم، زلزله‌های انتخاب شده تا سطح خطر لرزه‌ای مورد نظر مقیاس شدند. اگرچه روش‌های مختلفی برای مقیاس زلزله وجود دارد، در این مقاله از روش مقیاس امیرچوپانی و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۶۰] جهت به حداقل رساندن پراکندگی و افزایش دقت نتایج

استفاده شد. سپس، میانگین جابجایی بام و شاخص آسیب کلی ($DI = [x_{mi} - x_{yi}] / [x_{ui} - x_{yi}]_{max} + \beta / V_y x_u \int dE_h$) در هر سازه تحت تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی محاسبه شد [۶۱]، که در آن x_{mi} حداکثر جابجایی در طبقه i ، مقدار تسلیم مربوط به نسبت دریافت میان طبقه‌های i و x_{ui} ظرفیت شکل پذیری برابر با $\mu_{x_{ui}}$ است. مقادیر شاخص خسارت پارک-انگ با رویکرد کلی و حداکثر جابجایی تحت اثر رکوردهای انتخاب شده در جدول (۹) ارائه شده است.

جدول (۸): پارمترهای ثابت از تحلیل رگرسیون غیر خطی برای تعیین R_{DI}

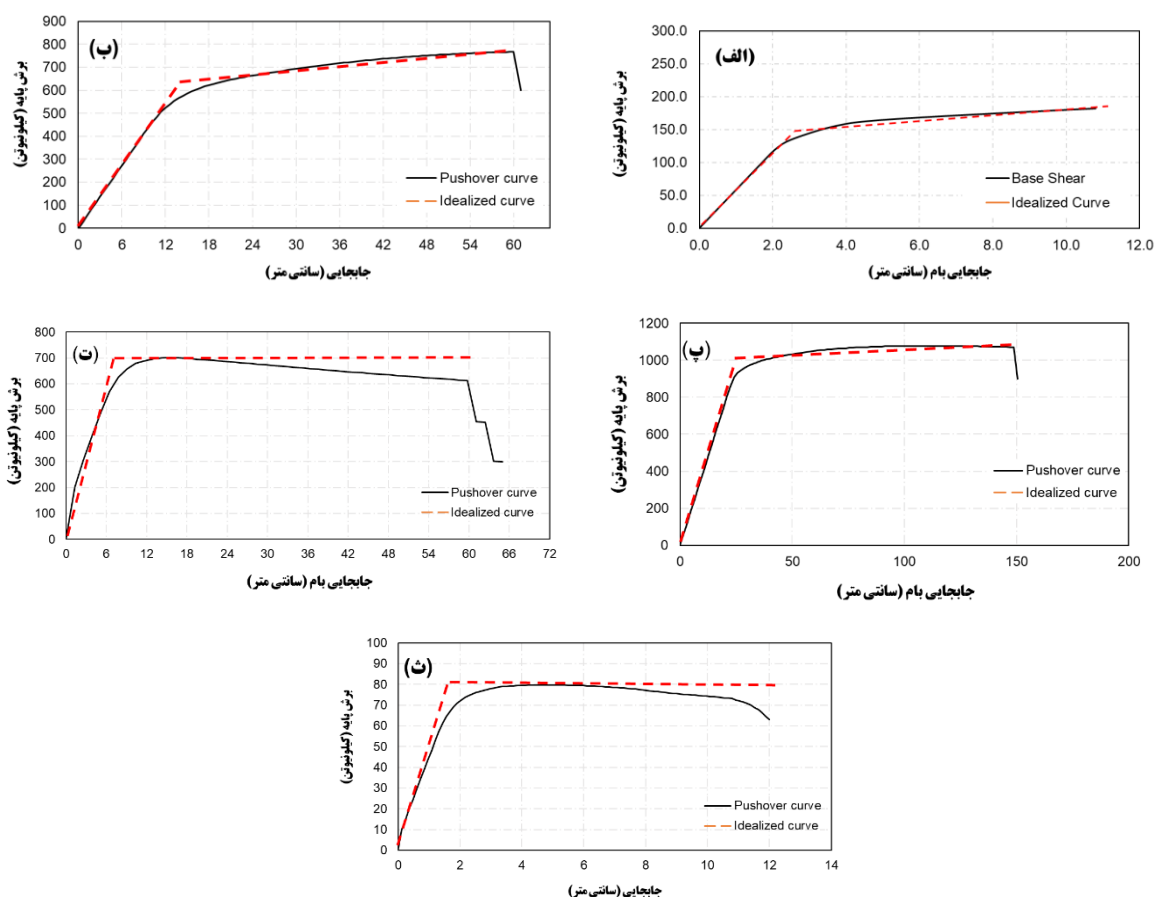
شکل پذیری نهایی	DI	EPP			MC			MSD			SSD		
		a	b	c	a	B	c	a	b	c	a	b	c
$\mu_u=4$	۰/۱۰	۱/۳۳	-۱/۸۴	-۴/۶۸	۱/۳۰	-۱/۶۴	-۲/۸۰	۱/۳۰	-۱/۸۲	-۲/۸۷	۱/۳۰	-۱/۹۱	-۲/۸۴
	۰/۲۵	۱/۷۷	-۲/۲۲	-۴/۴۱	۱/۷۶	-۲/۳۸	-۳/۱۳	۱/۷۶	-۲/۴۶	-۳/۰۶	۱/۷۶	-۲/۷۳	-۳/۲۳
	۰/۴۰	۲/۱۷	-۲/۳۴	-۴/۰۰	۲/۲۲	-۲/۶۵	-۲/۹۸	۲/۲۲	-۲/۷۷	-۲/۹۸	۲/۲۲	-۳/۱۸	-۳/۲۴
	۰/۸۰	۳/۰۹	-۲/۴۱	-۳/۷۱	۳/۳۳	-۲/۸۸	-۲/۸۱	۳/۳۴	-۳/۱۴	-۲/۸۷	۳/۳۵	-۳/۴۷	-۲/۸۶
$\mu_u=6$	۰/۱۰	۱/۵۲	-۳/۳۰	-۴/۳۲	۱/۴۹	-۳/۳۴	-۳/۱۰	۱/۴۹	-۳/۷۲	-۳/۲۴	۱/۴۸	-۳/۸۳	-۳/۱۸
	۰/۲۵	۲/۱۸	-۳/۸۳	-۳/۹۹	۲/۲۳	-۴/۲۸	-۲/۹۵	۲/۲۳	-۴/۴۹	-۲/۹۳	۲/۲۳	-۵/۰۸	-۳/۱۶
	۰/۴۰	۲/۷۶	-۳/۸۷	-۳/۷۲	۲/۹۲	-۴/۵۰	-۲/۷۵	۲/۹۲	-۴/۸۸	-۲/۸۱	۲/۹۳	-۵/۴۳	-۲/۹۰
	۰/۸۰	۴/۰۹	-۳/۷۶	-۳/۳۲	۴/۵۹	-۴/۶۸	-۲/۶۶	۴/۶۵	-۵/۱۰	-۲/۶۰	۴/۶۳	-۵/۱۶	-۲/۳۲
$\mu_u=8$	۰/۱۰	۱/۷۰	-۴/۸۵	-۴/۲۳	۱/۶۸	-۵/۰۶	-۳/۰۱	۱/۶۸	-۵/۳۵	-۳/۰۵	۱/۶۷	-۵/۸۲	-۳/۲۱
	۰/۲۵	۲/۵۵	-۵/۳۲	-۳/۷۹	۲/۶۷	-۶/۱۲	-۲/۷۸	۲/۶۷	-۶/۵۱	-۲/۷۹	۲/۶۸	-۷/۴۵	-۳/۰۵
	۰/۴۰	۳/۲۹	-۵/۲۸	-۳/۵۳	۳/۵۶	-۶/۳۴	-۲/۷۱	۳/۵۸	-۶/۹۴	-۲/۷۷	۳/۵۹	-۷/۴۴	-۲/۶۹
	۰/۸۰	۵/۰۰	-۴/۹۵	-۳/۱۱	۵/۷۹	-۶/۴۱	-۲/۵۱	۵/۸۶	-۶/۹۴	-۲/۴۰	۵/۸۱	-۶/۹۸	-۲/۲۶



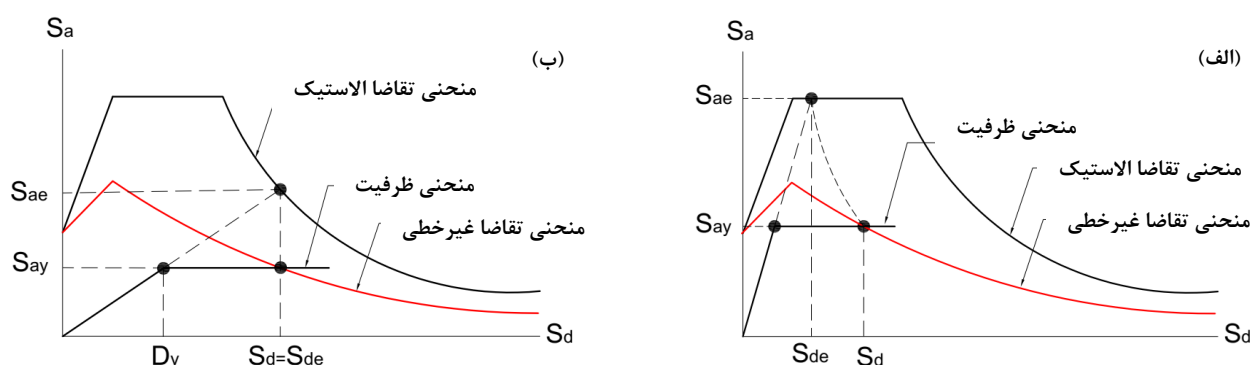
شکل (۱۰): مدل‌های هیستریزیس، شامل الف) مدل الاستوپلاستیک کامل ب) مدل کلاف اصلاح شده پ) مدل کلاف با افت مقاومت و زوال در سختی متوسط ت) مدل کلاف با افت مقاومت و زوال در سختی شدید

باتوجه به اینکه اثرات مودال بر روی پاسخ نهایی یک سازه دارای تأثیر است، ضریب انتقال از سیستم یک درجه آزادی به چند درجه آزادی بر مبنای ضریب C_0 از آیین نامه ASCE/SEI 41-17 تعیین شد. بر این اساس، ضریب تبدیل سیستم یک درجه آزادی به چند

درجه آزادی برای پایه‌های پل صحت سنجی شده و سازه ۱ طبقه برابر با ۱، و برای سازه‌های ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب برابر با ۱/۴۴ و ۱/۵ است. لازم به ذکر است که برای مدل‌های فولادی از مدل رفتاری الاستوپلاستیک و برای پایه‌های پل بتن مسلح از مدل رفتاری کلاف استفاده شده است. همانطور که در جدول (۱۰) نشان داده شده است، جابجایی هدف با دقت مناسب در سازه‌هایی با پیوند کوتاه مدت در مقایسه با روش ضرائب پیشنهادی ژای و همکاران برآورد شده است. مطابق با نتایج ارائه شده، خطای روش پیشنهادی در مقایسه با میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در سازه یک طبقه، و دو پایه پل بتن مسلح به ترتیب ۱/۹، ۹/۱۸، و ۱۸ درصد است. در حالی که روش ضرائب خطای ۱۳/۲۵، ۲۳/۸۵، و ۲۱/۵ درصد را نشان می‌دهد. بر خلاف سازه‌های پیوند کوتاه، تفاوت معنی‌داری بین دو روش پیشنهادی و ضرائب در سازه‌هایی با پیوند بلند مدت وجود ندارد، و اختلاف بین پاسخ تخمینی و میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در هر دو روش حدود ۷ درصد است. بنابراین، جابجایی هدف در روش پیشنهادی به خوبی در تمامی سازه‌ها با دوره تناوب‌های مختلف برآورد شده است.



شکل (۱۱): نمودار تحلیل پوش‌آور غیرخطی بر روی سازه‌های الف) فولادی قاب خمشی یک طبقه ب) فولادی قاب خمشی هفت طبقه پ) فولادی قاب خمشی ده طبقه ت) پایه پل صحت سنجی شده مدل شوتلر و همکاران (ث) پایه پل صحت سنجی شده مدل پترینی و همکاران



شکل (۱۲): تعیین نقطه عملکردی و جابجایی هدف در دو حالت مختلف الف) $T^* < T_c$ و ب) $T^* \geq T_c$

همان‌طور که پیش‌تر بیان شد، تعیین نمودار بار افزایش‌دهنده دینامیکی یکی از نمودارهای مهم جهت بررسی رفتار و عملکرد سازه در نقاط مختلف است. عموماً استفاده از تحلیل بار افزایش‌دهنده دینامیکی جهت تعیین جابجایی و عملکرد سازه‌ها تحت زلزله‌های مختلف نیازمند صرف وقت و هزینه قابل توجه است؛ بنابراین، نمودار بار افزایش‌دهنده دینامیکی برای سه سازه ۱ و ۷ طبقه فولادی و پایه پیل بتن مسلح در مقیاس کامل با استفاده از روش تخمینی و همچنین تحلیل دینامیکی مستقیم تعیین و مقایسه شده است. لازم به ذکر است که به‌منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی بار افزایش‌دهنده از مجموعه ۴۴ شتاب‌نگاشت آیین‌نامه FEMA-P695 استفاده شد. نمودار شماتیک منحنی IN_2 برای یک مدل یک درجه آزادی در قالب منحنی شتاب - جابجایی در شکل (۱۳) ارائه شده است. دونقطه P_1 و P_2 از منحنی IN_2 مربوط به دو شدت یا سطح خطر مختلف است که به‌صورت شماتیک با روش N_2 ساخته شده است. خط شعاعی گذرنده از مبدأ و عبور کرده از نقطه تسلیم نشان‌دهنده سیستم الاستیک با دوره T است.

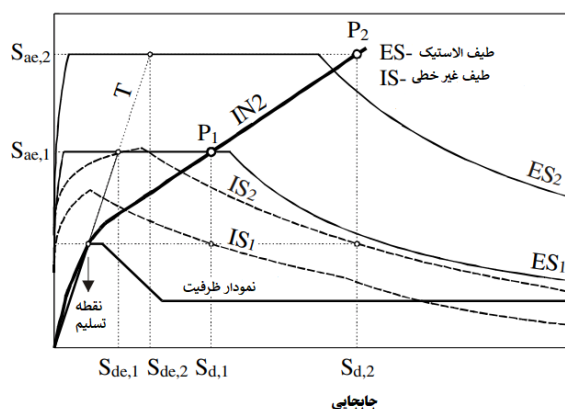
جدول (۹): مقادیر شاخص خسارت پارک-انگ با رویکرد کلی و حداکثر جابجایی تحت اثر رکوردهای انتخابی

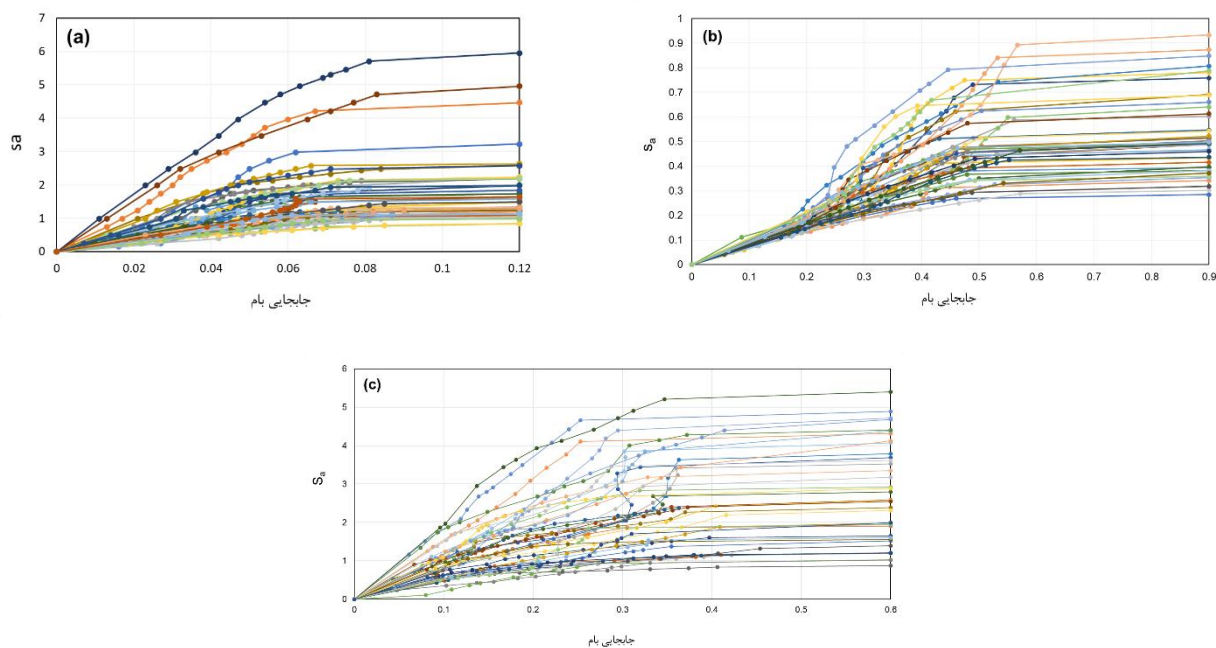
شماره	شماره ایستگاه	پایه پل صحت سنجی شده مدل شوتلر و همکاران		پایه پل صحت سنجی مدل پترینی و همکاران		سازه قاب خمشی ۱ طبقه		سازه قاب خمشی ۷ طبقه		سازه قاب خمشی ۱۰ طبقه	
		DI	D_{max}	DI	D_{max}	DI	D_{max}	DI	D_{max}	DI	D_{max}
۱	۵۷	۰/۲۴	۰/۱۱۹	۰/۱۲	۰/۰۲۴	۰/۵۲	۰/۰۵۲	۰/۲۸	۰/۲۳۹	۰/۲۱	۰/۴۸۹
۲	۱۲۵	۰/۲۳	۰/۱۶	۰/۱۳	۰/۰۲۵	۰/۴۱	۰/۰۵	۰/۱۸	۰/۲۱۸	۰/۲۲	۰/۴۴۹
۳	۱۳۹	۰/۳۰	۰/۱۶۵	۰/۰۶	۰/۰۱۹	۰/۴۱	۰/۰۴۷	۰/۳۴	۰/۳۰۲	۰/۳۱	۰/۵۳۵
۴	۲۳۱	۰/۲۷	۰/۱۵۹	۰/۰۶	۰/۰۱۸	۰/۵۰	۰/۰۵۳	۰/۳۱	۰/۲۴۳	۰/۳۰	۰/۶۲۶
۵	۲۵۰	۰/۲۰	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۰۲۴	۰/۳۲	۰/۰۴۷	۰/۰۸	۰/۱۳	۰/۰۵	۰/۲۸۳
۶	۲۶۵	۰/۲۸	۰/۱۴۵	۰/۱۰	۰/۰۲۴	۰/۵۵	۰/۰۶	۰/۱۷	۰/۲۱۲	۰/۳۰	۰/۶۱۲
۹	۵۶۴	۰/۱۸	۰/۱۲۹	۰/۱۴	۰/۰۲۶	۰/۴۸	۰/۰۵۲	۰/۲۶	۰/۲۴۳	۰/۳۵	۰/۴۷۸
۱۰	۵۸۹	۰/۲۲	۰/۱۳	۰/۱۱	۰/۰۲۵	۰/۲۰	۰/۰۳۸	۰/۱۶	۰/۲۰۱	۰/۳۱	۰/۴۹۱
۱۱	۶۹۰	۰/۱۸	۰/۱۲۳	۰/۰۳	۰/۰۱۸	۰/۳۰	۰/۰۴	۰/۳۳	۰/۲۳۲	۰/۳۹	۰/۴۳۳
۱۲	۷۵۵	۰/۲۷	۰/۱۲۹	۰/۱۰	۰/۰۲۱	۰/۵۲	۰/۰۴۷	۰/۵۱	۰/۳۴۹	۰/۳۱	۰/۵
۱۳	۷۸۷	۰/۲۹	۰/۱۷۷	۰/۲۳	۰/۰۳۳	۱/۰۲	۰/۰۹۴	۰/۵۹	۰/۳۸۷	۰/۴۴	۰/۵۸۳
۱۴	۸۰۱	۰/۲۶	۰/۱۴۵	۰/۰۷	۰/۰۲۰	۰/۲۶	۰/۰۴۱	۰/۳۰	۰/۲۵۶	۰/۵۸	۰/۸۵۴
۱۵	۱۰۱۲	۰/۲۰	۰/۱۳۷	۰/۲۱	۰/۰۳۱	۰/۵۹	۰/۰۵۸	۰/۱۵	۰/۱۹۶	۰/۳۹	۰/۶۰۸
۱۶	۱۵۱۲	۰/۳۳	۰/۱۳۷	۰/۱۷	۰/۰۲۳	۰/۴۵	۰/۰۴۵	۰/۳۳	۰/۲۴۵	۰/۳۸	۰/۴۳۷
۱۸	۱۷۸۷	۰/۴۲	۰/۱۹۹	۰/۱۴	۰/۰۲۳	۰/۳۶	۰/۰۴۳	۰/۲۴	۰/۲۳۱	۰/۳۳	۰/۴۷۹
۲۰	۲۶۲۸	۰/۱۲	۰/۱۹۷	۰/۲۴	۰/۰۳۵	۰/۰۹	۰/۰۶۳	۰/۴۱	۰/۳۳۱	۰/۶۵	۱/۰۲۹
Mean		۰/۲۵	۰/۱۴۸	۰/۱۵	۰/۰۲۴	۰/۲۴	۰/۰۴۹	۰/۳۰	۰/۲۵۱	۰/۳۵	۰/۵۵۵

جدول (۱۰): مقایسه روش تخمینی پیشنهادی با تحلیل دینامیکی مستقیم و روش تخمینی ژای و همکاران

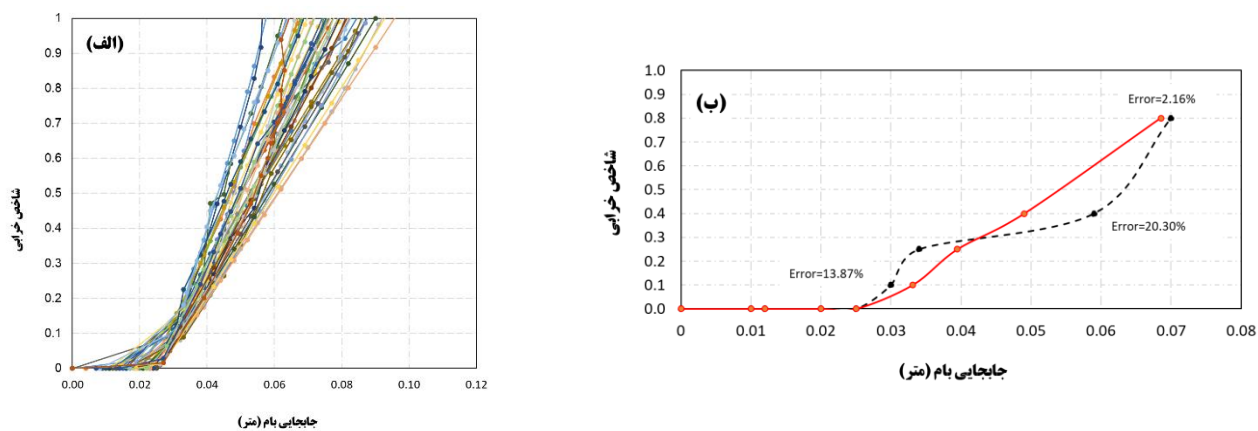
سازه‌ها	سازه ده	سازه هفت	سازه یک	پایه پل صحت سنجی شده، مدل پترینی و همکاران	پایه پل صحت سنجی شده، مدل شوتلر و همکاران
میانگین خسارت	۰/۳۵۰	۰/۳۰۰	۰/۴۰۰	۰/۱۵۰	۰/۲۵۰
جابه‌جایی تخمین زده شده	۰/۵۹۵	۰/۲۶۹	۰/۰۵۰	۰/۰۲۷	۰/۱۷۵
جابه‌جایی به روش ژای و همکاران	۰/۵۹۹	۰/۲۷۱	۰/۰۴۳	۰/۰۱۹	۰/۱۱۶
جابه‌جایی تحت زلزله دینامیکی	۰/۵۵۵	۰/۲۵۱	۰/۰۴۹	۰/۰۲۴	۰/۱۴۸
خطا در این مطالعه	۷/۰۸۲	۷/۲۱۱	۱/۹۰۲	۹/۱۷۹	۱۸/۰۹۴
خطا در روش ژای و همکاران	۷/۸۱۰	۷/۹۱۹	۱۳/۲۵۶	۲۳/۸۴۷	۲۱/۵۱۶

محل تلاقی این خط با طیف الاستیک برای سطوح خطر مختلف، طیف الاستیک شتاب Sae_1 یا Sae_2 و جابه‌جایی طیفی الاستیک مربوطه Sde_1 یا Sde_2 است. همچنین، جابه‌جایی هدف غیرالاستیک Sd_1 یا Sd_2 با روش N_2 تعیین می‌شود. لازم به ذکر است که شتاب طیفی الاستیک در محور قائم و تقاضای جابجایی غیرالاستیک مربوطه در محور افقی، یک نقطه از منحنی بار افزایشی می‌باشد. عموماً محور قائم در منحنی بار افزایشی شتاب و محور افقی در یافت، جابجایی بام، چرخش مفصل و غیره می‌باشد. در این تحقیق، از شاخص خرابی پارک-آنگ به عنوان شدت در محور قائم و از جابجایی بام در محور افقی استفاده شده است. نمودار بار افزایشی برای سازه‌های فولادی ۱ و ۷ طبقه و پایه پل بتن مسلح در مقیاس کامل در شکل (۱۴) نشان داده شده است. علاوه بر این، نمودار بارافزاینده با روش تخمینی مبتنی بر شاخص خرابی پارک-آنگ برای دو سازه فولادی ۱ و ۷ طبقه، و پایه پل بتن مسلح مطابق با شکل‌های (۱۵) تا (۱۷) نشان داده شده است، که تطابق مناسبی با نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی دارد. لازم به ذکر است که خطای روش تخمینی و میانگین پاسخ‌ها ناشی از تحلیل بار افزایشی دینامیکی در سازه‌های ۱ و ۷ طبقه در نقاط عملکردی مختلف حداکثر به ۲۰٪ رسیده است. علاوه بر اینکه نتایج برآورد شده برای پایه پل بتنی دارای خطاهای بیشتری نسبت به دو مدل طراحی شده دارد، اگرچه مقدار خطا کمتر از ۲۰ درصد بوده و غیر قابل قبول و دور از واقعیت نیست.

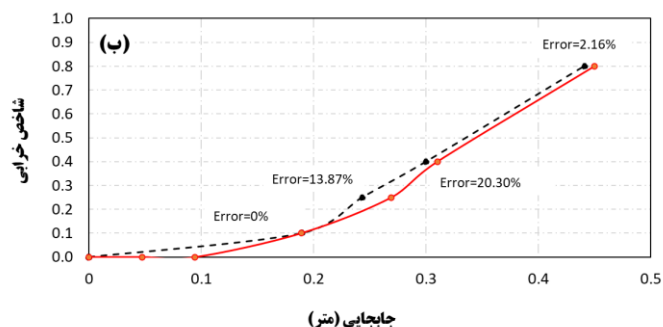
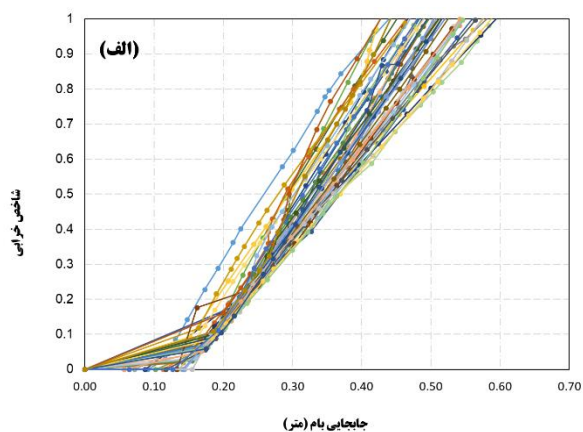
شکل (۱۳): نمودار تعیین IN_2



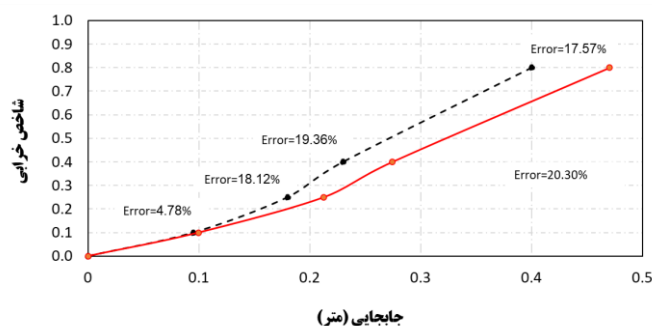
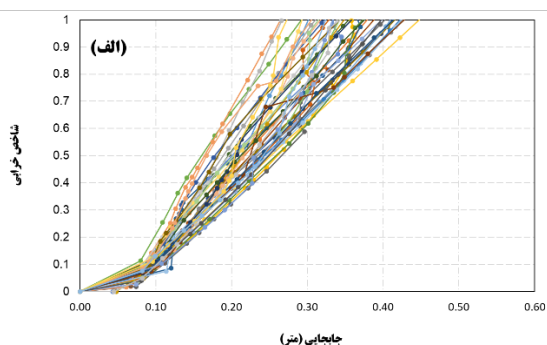
شکل (۱۴): نمودار بار افزاینده دینامیکی بر اساس شتاب-دریفت برای دو سازه فولادی الف) یک طبقه ب) هفت طبقه و پ) پایه پل بتن مسلح در مقیاس کامل



شکل (۱۵): نمودار بار افزاینده مبتنی بر شاخص خرابی برای سازه ۱-طبقه



شکل (۱۶): نمودار بار افزاینده مبتنی بر شاخص خرابی برای سازه ۷-طبقه



شکل (۱۷): نمودار بار افزاینده مبتنی بر شاخص خرابی برای پایه پل صحت سنجی شده

۳- جمع بندی و نتایج

در این تحقیق، تئوری N_2 بر اساس مدل شاخص آسیب پارک-انگ به نام روش DN_2 برای ارزیابی جابجایی هدف و نقطه عملکرد در سازه‌های فولادی و بتنی متعارف تحت زلزله‌های دور از گسل توسعه داده شد. از این روی، نسبت شتاب پاسخ غیرخطی و ضریب کاهش مقاومت جانبی مبتنی بر شاخص خرابی ($R_{DI}-T-DI$) برای چهار مدل هیستریزیس، از جمله مدل الاستوپلاستیک کامل، مدل کلاف اصلاح شده، مدل کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی متوسط، و مدل کلاف اصلاح شده با افت مقاومت و زوال در سختی زیاد، در چهار سطح آسیب و ۳۰ دوره ارتعاش برای تخمین طیف شتاب غیرالاستیک از طیف شتاب الاستیک و برآورد خرابی سازه در سطح خطر مورد نظر به ترتیب تعیین شد. علاوه بر این، دقت و کاربرد روش پیشنهادی با استفاده از دو پایه پل بتن مسلح صحت سنجی شده و سه سازه فولادی قاب خمشی ۱، ۷ و ۱۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. مدل‌های مذکور تحت شانزده رکورد زلزله قرار گرفت که به سطح خطر لرزه‌ای مورد نظر، بالاتر از سطح خطر طراحی مقیاس‌بندی شده‌اند، تا مدل‌ها در شرایط غیرخطی زیاد قرار گیرند. سپس، جابجایی‌های غیرخطی تخمینی با جابجایی بام سازه حاصل از تحلیل دینامیکی در شاخص خرابی مورد نظر مقایسه شدند، که نتایج زیر را در بر داشت:

۱- جابجایی هدف با استفاده از روش تخمینی پیشنهاد شده در این مطالعه برای سازه‌های کوتاه مرتبه با دوره تناوب کوتاه مدت در مقایسه با روش ضرائب، خطای کمتری را نسبت به میانگین پاسخ‌های بدست آمده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی نشان داد. خطای روش پیشنهادی در مقایسه با میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در سازه یک طبقه، و دو پایه پل بتن مسلح به ترتیب ۱/۹، ۹/۱۸ و ۱۸ درصد بود، در حالی که روش ضرائب خطای ۱۳/۲۵، ۲۳/۸۵، و ۲۱/۵ درصد را نشان داد.

۲- بر خلاف سازه‌های پریود کوتاه، تفاوت معنی داری بین دو روش پیشنهادی و ضرائب در سازه‌های با پریود بلند مدت وجود نداشت، و اختلاف بین پاسخ تخمینی و میانگین پاسخ‌های حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی در هر دو روش حدود ۷ درصد را نشان داد.

۳- مقایسه نمودار بارافزاینده مبتنی بر شاخص خرابی حاصل از روش تخمینی پیشنهاد شده و تحلیل‌های بار افزاینده نتایج قابل قبولی را نشان داد. خطای روش تخمینی و میانگین پاسخ‌ها ناشی از تحلیل بار افزاینده دینامیکی در پایه پل بتن مسلح و سازه‌های فولادی ۱ و ۷ طبقه در نقاط عملکردی مختلف از ۲۰٪ فراتر نرفت.

مراجع:

- [1] Veletsos, A. S., & Newmark, N. M. (1960). *Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions*. Department of Civil Engineering, University of Illinois.
- [2] Veletsos, A. S., Newmark, N. M., & Chelapati, C. V. (1965). Deformation spectra for elastic and elastoplastic systems subjected to ground shock and earthquake motions. *Proceedings In: 3rd World Conference on Earthquake Engineering*, 663–682.
- [3] Amirchoupani, P., Abdollahzadeh, G., & Hamidi, H. (2023). Development of inelastic displacement ratio using constant energy-based damage index for performance-based design. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 21(7), 3461-3491.
- [4] Amirchoupani, P., Farahani, R. N., & Abdollahzadeh, G. (2023). The constant damage inelastic displacement ratio for performance design of self-centering systems under far-field earthquake ground motions. *Structures*, 57.
- [5] Miranda, E. (2000). Inelastic displacement ratios for structures on firm sites. *Journal of Structural Engineering*, 126(10), 1150–1159.
- [6] Miranda, E. (2001). Estimation of inelastic deformation demands of SDOF systems. *Journal of Structural Engineering*. 127(9), 1005-1012. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(2001\)127:9\(1005\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2001)127:9(1005))
- [7] Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2003). Inelastic displacement ratios for evaluation of existing structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(8), 1237–1258.
- [8] Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2007). Probabilistic estimation of maximum inelastic displacement demands for performance-based design. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(9), 1235–1254.
- [9] Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2006). Inelastic displacement ratios for evaluation of structures built on soft soil sites. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 35(6), 679–694.
- [10] Miranda, E., & Bertero, V. V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357–379.
- [11] Ruiz-García, J., & Miranda, E. (2004). Inelastic displacement ratios for design of structures on soft soils sites. *Journal of Structural Engineering*, 130(12), 2051–2061.
- [12] FEMA-273. (1997). *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- [13] FEMA-356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- [14] FEMA-440. (2005). *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*. Washington DC: Federal Emergency Management Agency.
- [15] ASCE 41-17. (2017). *Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*. Washington DC: Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. <https://doi.org/10.1061/9780784414859>
- [16] ATC-40. (1996). *Seismic Analysis and Retrofit of Concrete Buildings*. Redwood City: Applied Technology Council.

- [17] Liao, W. C., & Goel, S. C. (2014). Performance-based seismic design of RC SMF using target drift and yield mechanism as performance criteria. *Advances in Structural Engineering*, 17(4), 529–542.
- [18] Leelataviwat, S., Goel, S. C., & Stojadinović, B. (2002). Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift. *Journal of Structural Engineering*, 128(8), 1046–1054.
- [19] Leelataviwat, S., Saewon, W., & Goel, S. C. (2009). Application of energy balance concept in seismic evaluation of structures. *Journal of Structural Engineering*, 135(2), 113–121.
- [20] Leelataviwat, S., Goel, S. C., & Stojadinović, B. (1999). Toward performance-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, 15(3), 435–461.
- [21] Farahani, N., Abdollahzadeh, G., and Mirza Goltabar Roshan, A. (2023). The Modified Energy-based Method for Seismic Evaluation of Structural Systems with Different Hardening Ratios, Deterioration Hysteresis Models. *Periodica Polytechnica Civil Engineering*. <https://doi.org/10.3311/PPci.21359>.
- [22] Fajfar, P., & Fischinger, M. (1988). A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. In: *Ninth World Conference in Earthquake Engineering*, 5, 111–116.
- [23] Fajfar, P., & Gašperšič, P. (1996). The N_2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31–46.
- [24] Fajfar, P. (2000). A nonlinear analysis method for performance-based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
- [25] Fajfar, P. (1999). Capacity spectrum method based on inelastic demand spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(9), 979–993.
- [26] Kreslin, M., & Fajfar, P. (2010). Seismic evaluation of an existing complex RC building. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8, 363–385.
- [27] Kilar, V., & Fajfar, P. (1997). Simple push-over analysis of asymmetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 26(2), 233–249.
- [28] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2007). Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 2021–2041.
- [29] Kreslin, M., & Fajfar, P. (2012). The extended N_2 method considering higher mode effects in both plan and elevation. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 10(2), 695–715.
- [30] Kreslin, M., & Fajfar, P. (2011). The extended N_2 method taking into account higher mode effects in elevation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(14), 1571–1589.
- [31] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2004). IN_2 -A simple alternative for IDA. In: *13th World Conference on Earthquake Engineering*, 1–6.
- [32] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2008). The effect of masonry infills on the seismic response of a four storey reinforced concrete frame—a probabilistic assessment. *Engineering Structures*, 30(11), 3186–3192.
- [33] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2007). Simplified probabilistic seismic performance assessment of plan-asymmetric buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13), 2021–2041.
- [34] Dolšek, M., & Fajfar, P. (2005). Simplified non-linear seismic analysis of infilled reinforced concrete frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 34(1), 49–66.
- [35] Gholhaki, M., & Pachideh, G. (2015). Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans. *Int J Rev Life Sci*, 5(1), 992-997.
- [36] Pachideh, G., Gholhaki, M., & Daryan, A. S. (2019). Analyzing the damage index of steel plate shear walls using pushover analysis. *Structures*, 20.

- [37] Moradiyan, M., Pachideh, G., & Moshtagh, A. (2022). Study of seismic behavior and development of fragility curves of divergent braced frames under successive earthquakes. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8 (4), 156-175.
- [38] Zhai, C. H., Wen, W. P., Zhu, T. T., Li, S., & Xie, L. L. (2013). Inelastic displacement ratios for design of structures with constant damage performance. *Engineering Structures*, 52, 53-63. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.02.008>
- [39] Wen, W. P., Zhai, C. H., Li, S., Chang, Z., & Xie, L. L. (2014). Constant damage inelastic displacement ratios for the near-fault pulse-like ground motions. *Engineering Structures*. 59, 599-607. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2013.11.011>
- [40] Zhai, C. H., Zheng, Z., Li, S., & Xie, L. L. (2015). Seismic analyses of a RCC building under mainshock-aftershock seismic sequences. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 74, 46-55. <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2015.03.006>
- [41] Amirchoupani, P., Abdollahzadeh, G., & Hamidi, H. (2023). Development of inelastic displacement ratio using constant energy-based damage index for performance-based design. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 21(7), 3461-3491. <https://doi.org/10.1007/s10518-023-01652-8>
- [42] Mahboubi, S., & Shiravand, M. R. (2019). Seismic evaluation of bridge bearings based on damage index. *Bulletin of Earthquake Engineering*. 17, 4269-4297. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00614-3>
- [43] Diaz, S. A., Pujades, L. G., Barbat, A. H., Vargas, Y. F., & Hidalgo-Leiva, D. A. (2017). Energy damage index based on capacity and response spectra. *Engineering Structures*. 152, 424-436. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.09.019>
- [44] Mahboubi, S., & Shiravand, M. R. (2019). Proposed Input Energy-Based Damage Index for RC Bridge Piers. *Journal of Bridge Engineering*. 24(1), 04018103. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)BE.1943-5592.0001326](https://doi.org/10.1061/(ASCE)BE.1943-5592.0001326)
- [45] Mohebi, B., Chegini, T. A. H., & Miri, T. A. R. (2019). A new damage index for steel MRFs based on incremental dynamic analysis. *Journal of Constructional Steel Research*. 156, 137-154. <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.005>
- [46] Jara, J. M., López, M. G., Jara, M., & Olmos, B. A. (2014). Rotation and damage index demands for RC medium-length span bridges. *Engineering Structures*. 74, 205-217. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2014.05.029>
- [47] Rodriguez, M. E. (2018). Damage Index for Different Structural Systems Subjected to Recorded Earthquake Ground Motions. *Earthquake Spectra*, 34(2), 773-793.
- [48] Amirchoupani, P., Abdollahzadeh, G., & Hamidi, H. (2021). Improvement of energy damage index bounds for circular reinforced concrete bridge piers under dynamic analysis. *Structural Concrete*, 22(6), 3315-3335.
- [49] Sharifi, A., Banan, M. R., & Banan, M. R. (2012). A strain-consistent approach for determination of bounds of ductility damage index for different performance levels for seismic design of RC frame members. *Engineering Structures*. 37, 143-151. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2011.12.025>
- [50] Kheyroddin, A., Gholhaki, M., & Pachideh, G. (2019). Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and pushover methods in the near-fault field. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(1), 159-173.
- [51] Park, Y. J., & Ang, A. H. S. (1985). Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete. *Journal of Structural Engineering*. 111(4), 722-739. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1985\)111:4\(722\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1985)111:4(722))
- [52] ASCE/SEI 7-16. (2016). *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures*. Reston: American Society of Civil Engineers.
- [53] Schoettler, M. J., Restrepo, J. I., Guerrini, G., Duck, D. E., & Carrea, F. (2015). *A full-scale, single-column bridge bent tested by shake-table excitation*. University of California, Berkeley, CA.

- [54] Abdollahzadeh, G., Pourkalhor, S., Vakhideh, A., Pourbahram, Z., & Amirchoupani, P. (2023). Quantifying the optimal time gap between consecutive events. *Asian Journal of Civil Engineering*, 24(5), 1373-1392. <https://doi.org/10.1007/s42107-023-00575-8>
- [55] Caltrans, S. D. C. (2010). *Caltrans seismic design criteria version 1.6*. Sacramento: California Department of Transportation.
- [56] Petrini, L., Maggi, C., Priestley, M. N., & Calvi, G. M. (2008). Experimental verification of viscous damping modeling for inelastic time history analyzes. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(S1), 125-145.
- [57] Mazzoni, S., McKenna, F., Scott, M. H., & Fenves, G. L. (2006). OpenSees command language manual. *Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) Centre*, 264(1), 137-158.
- [58] Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*.
- [59] AISI 360-16. (2016). Specification for Structural Steel Buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [60] Amirchoupani, P., Abdollahzadeh, G., & Hamidi, H. (2020). Spectral acceleration matching procedure with respect to normalization approach. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 18(11), 5165-5191.
- [61] Ghosh, S., Datta, D., & Katakdhond, A. A. (2011). Estimation of the Park-Ang damage index for planar multi-storey frames using equivalent single-degree systems. *Engineering Structures*, 33(9), 2509-2524.