

Assessing Fragility and Gradual Collapse of Eccentrically Braced Steel Frame Using Incremental Dynamic Analysis

Mohsen Khazaei¹, Abdol Ghaium Dehviri^{2*}

1- Assistant Professor, Department of civil engineering, Quchan university of technology, Quchan, Iran

2- Assistant Professor, Department of civil engineering, Velayat university, Iranshahr, Iran

ABSTRACT

Today, extensively eccentrically braced structures are used to absorb seismic energy using link beam elements on beams. The function of this system is defined as yielding this beam elements during an earthquake and remaining safety and elastic of other structure elements. The length of the link beam is expressed as an effective parameter determining the type of behavior of it as shear or flexure, which determines the seismic performance and the amount of seismic energy absorbed by this element in this type of braced frames. In this research, using incremental dynamic analysis on steel frames under far field records and by performing modeling steps in Python version 3.8 and using of OpenSeesPy documentation, the variables of failure and frame reliability have been investigated. In this research, two samples of 6 and 12-story frames with changes the link beam length from 0.4, 0.6 and 0.8 m have been studied. The results show that the behavior of link beams is affected by the characteristics of the earthquake record and the capacity of the link beams with the same length is various for each record. The results of incremental dynamic analysis on the mentioned frames with different link lengths have shown that the length of short shear link beam in medium height frames has resulted in better seismic behavior and the optimal length of the link beam should be selected after seismic evaluation under different records. The maximum acceleration of the median collapse in this research has been obtained for 6-story frames and the link with 0.6 m length is 5.10, and for 12-story frame with the link of 0.6 m length, 4.20 times the acceleration of the earth's gravity.

ARTICLE INFO

Receive Date: 13 October 2021

Revise Date: 14 December 2021

Accept Date: 24 January 2022

Keywords:

Fragility Analysis

Shear Link Beam

Eccentrically Brace

Incremental Dynamic Analysis

Far Field Records

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.309321.2597>

*Corresponding author: Abdol Ghaium Dehviri.

Email address: a.dehviri@velayat.ac.ir

ارزیابی شکنندگی و فروریزش تدریجی قاب‌های فولادی با مهاربند واگرا با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

محسن خزائی^۱، عبدالقیوم دهواری^{۲*}

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران دانشگاه صنعتی قوچان، قوچان، ایران

۲- استادیار، گروه مهندسی عمران دانشگاه ولایت، ایرانشهر، ایران

چکیده

امروزه بطور گسترده‌ای سازه‌های مهاربندی شده خارج از مرکز برای جذب انرژی زلزله با استفاده از المان تیرپیوند روی تیرها بکار گرفته می‌شوند. عملکرد این سیستم به صورت تسلیم المان تیرپیوند در هنگام زلزله و جذب انرژی توسط این المان و ایمن شدن سازه اصلی تعریف شده است. طول تیرپیوند به عنوان پارامتر موثر بر نوع رفتار تیرپیوند بصورت برشی یا خمشی بیان شده است، که تعیین کننده عملکرد لرزه‌ای و میزان جذب انرژی زلزله توسط این المان در این نوع قاب‌های مهاربندی شده است. در این تحقیق با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی روی قاب‌های فولادی تحت رکوردهای دور از گسل و با انجام مراحل مدلسازی در نرم افزار *Python* نسخه ۳٫۸ و استفاده از کتابخانه *OpenSeesPy*، متغیرهای خرابی و اعتماد قاب‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق دو نمونه قاب ۶ و ۱۲ طبقه با تغییر در طول تیرپیوند برشی از ۰٫۴۰، ۰٫۶۰ و ۰٫۸۰ مورد بررسی و مطالعه قرار گرفته‌اند. نتایج نشان می‌دهد که رفتار تیرپیوند متأثر از خصوصیات رکورد زلزله است و میزان ظرفیت دوران تیرهای پیوند با طول یکسان برای رکوردهای مختلف زلزله متفاوت بدست آمده است. نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی روی قاب‌های مذکور با طول تیرهای پیوند متفاوت نشان می‌دهد که طول تیرپیوند برشی کوتاه در قاب‌های با ارتفاع متوسط منتج به رفتار لرزه‌ای بهتری شده است و باید طول بهینه مناسب تیرپیوند پس از ارزیابی لرزه‌ای تحت رکوردهای مختلف انتخاب گردد. حداکثر شتاب فروریزش میانه در این تحقیق برای قاب‌های ۶ طبقه در طول تیرپیوند ۰٫۶۰ متر ۵/۱۰ و برای قالب ۱۲ طبقه در طول تیرپیوند ۰٫۶۰ متر ۴/۲۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.

کلمات کلیدی: تحلیل شکنندگی، تیرپیوند برشی، قاب فولادی با مهاربند برون محور، تحلیل دینامیکی افزایشی، رکوردهای زلزله دور از گسل

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2022.309321.2597	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2022.309321.2597	۱۴۰۱/۰۷/۳۱	۱۴۰۰/۱۱/۰۴	۱۴۰۰/۱۱/۰۴	۱۴۰۰/۰۹/۲۳	۱۴۰۰/۰۷/۲۱
				نویسنده مسئول*		
				عبدالقیوم دهواری		
				a.dehviri@velayat.ac.ir		پست الکترونیکی:

۱- مقدمه

زلزله از عوامل مهم تخریب شهرها و سرمایه‌های یک کشور است. در دهه‌های گذشته زلزله خسارت‌های بسیار زیادی بر جوامع شهری تحمیل کرده و دانشمندان تلاش کرده‌اند تا راه حل‌های مناسبی برای مقابله با آن پیدا کنند. تعریف فیوزهای سازه‌ای برای کاهش آسیب‌های ناشی از زلزله با متمرکز ساختن خرابی‌ها در اعضای مشخص که قابلیت تعمیر یا تعویض را پس از خرابی داشته باشند، در سازه‌های مهاربندی شده خارج از مرکز بصورت المان تیرپیوند تعریف شده است. تیرپیوند به نوعی به عنوان یک وسیله کنترل غیر فعال برای جلوگیری از کمانش مهاربندها و جلوگیری از تسلیم سایر اعضای قاب بکار گرفته شده است. رفتار المان تیرپیوند ترکیبی از رفتار غیر شکل‌پذیر مهاربندهای هم مرکز و شکل‌پذیر قاب‌های خمشی بیان شده است. در همین راستا مطالعات گسترده‌ای برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهار بندی شده و اگر با المان‌های تیرپیوند با رفتارهای متنوع متأثر از طول این المان انجام شده است [۱-۴].

المان تیرپیوند به عنوان فیوز سازه می‌تواند انرژی ورودی زلزله را بدون کاهش در سختی و مقاومت سایر اعضای خارج از ناحیه تیرپیوند جذب نماید. طول تیرپیوند پارامتر مهمی در طراحی این نوع سیستم است. تیرپیوند متأثر از طول خودش می‌تواند رفتاری بصورت برشی، خمشی، و برشی-خمشی داشته باشد. تیرهای پیوند با رفتار برشی همواره در مطالعات رفتار لرزه‌ای بهتری از خود نشان داده‌اند و بیشتر مورد توجه محققین بوده‌اند [۱-۲].

امروزه بررسی فروریزش تدریجی سازه‌ها و توسعه منحنی‌های شکنندگی جهت ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها بیش از پیش مورد توجه محققین قرار گرفته است، حال با توجه به کاربرد روزافزون استفاده از این نوع سیستم باربر جانبی در صنعت ساخت و ساز نیاز به مطالعه بیشتر رفتار لرزه‌ای قاب‌های فولادی مهاربندی شده خارج از مرکز با استفاده از روش تحلیل دینامیکی بار افزون و ارائه نتایج آن بصورت منحنی‌های شکنندگی ضرورتی اجتناب‌ناپذیر بوسیله نویسندگان این تحقیق شناخته شده است. بخاطر نقش مهم پارامتر طول تیرپیوند در پارامترهای لرزه‌ای و نقش آن در پایدار ماندن سیستم باربر جانبی ساختمان، در این تحقیق اثر تغییر طول در رفتار تیرپیوند با عملکرد برشی مورد مطالعه قرار گرفته است.

۲- تاریخچه تحقیقات

سیاه‌پلو و سوینی [۵] در تحقیق خود پارامترهایی مانند تعداد و ضخامت ورق‌ها، تعداد و فاصله پیچ‌ها، و تعداد و نوع فولاد مقطع را در تیر پیوند تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار دادند. نتایج تحقیق آن‌ها تسلیم برشی کامل تیر پیوند را نشان داده است، همچنین تاثیر طراحی مناسب در ظرفیت مقاومت برشی و ظرفیت استهلاک انرژی در این تحقیق حائز اهمیت بیان شده است. اوزکیلیک و توپکایا [۶] به مطالعه آزمایشگاهی و عددی اثر اتصال ورق انتهایی با و بدون سخت کننده روی عملکرد تیرهای پیوند برشی قابل جایگزین پرداختند. در تحقیق آنها ۱۰ مدل با مقیاس واقعی بصورت سیستم مهاربندی برون محور در نظر گرفته شده که ضخامت، عرض و سختی ورق انتهایی آنها متغیر بیان شده است. نتایج آن‌ها نشان داد که طراحی ورق انتهایی براساس آیین نامه AISC یا آیین نامه اروپا، عملکرد قابل قبولی در پارامترهای زاویه چرخش تیرپیوند خواهد داشت. جی جی من و همکاران [۷] ساختار قاب هیبریدی با ستون بتنی تقویت شده و تیر فولادی به همراه تیرهای پیوند برشی قابل جایگزین را پیشنهاد دادند. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که تغییر شکل ماندگار با افزایش دررفت بین طبقه‌ای افزایش و با افزایش نسبت طول کاهش یافته است. علاوه بر این آن‌ها نشان دادند که جذب انرژی از طریق تغییر شکل پلاستیک تیر پیوند قابل جایگزین در طول تحریک زلزله قابل توجه است. قدمی و همکاران [۸] در تحقیق خود اعضاء خارج از تیرپیوند برشی کوتاه با و بدون سخت کننده از فولادهای با نقطه تسلیم پایین و مقاومت تسلیم اسمی بین ۱۰۰ تا ۲۲۵ مگاپاسکال را مورد بررسی قرار دادند. ۱۴۷ تیرپیوند برشی با نسبت‌های طول تیر پیوند بین ۰/۳۴ تا ۱/۸۳ تحلیل و مقایسه شدند. نتایج نشان داد که نیروی تولید شده بوسیله تیرپیوند برشی کوتاه به طول و لاغری تیر پیوند وابسته نیست و المان‌های خارج از تیر پیوند برشی کوتاه ساخته شده از مواد با مقاومت تسلیم کمتر، باید برای نیروهای بزرگتری در مقایسه با معادلات AISC 341-16 طراحی شوند.

نتایج تحقیق جک باو کمپ و همکاران [۹] روی تیرپیوند قائم برشی در سیستم‌های مهاربند برون محور نشان داده است که مقاومت برشی نهایی تیرپیوند قائم حداقل دو برابر بیشتر از مقاومت تسلیم است. دانش و فریدالام [۱۰] بر روی رفتار اتصالات تیرپیوند به ستون در سیستم‌های مهاربند برون محور تحقیق کردند و با توجه به دوران پلاستیک کامل در المان تیرپیوند، به این نتیجه رسیدند که چاله دسترسی جوش، فاکتور مهمی برای شکست ناپهنگام در اتصالات ستون به تیرپیوند است. همچنین آن‌ها به این نتیجه رسیدند که مد شکست قبل از رسیدن به ۵۰ درصد دوران کامل پلاستیک در تیرهای پیوند ایجاد می‌شود. مجرد و همکاران [۱۱] الگوریتم بهینه‌سازی برای پیدا کردن بهترین الگو و ترکیب برای میانگین سخت کننده‌های تیرپیوند در سیستم‌های مهاربند برون محور ارائه داده‌اند. در این تحقیق تابع هدف، میزان جذب انرژی پلاستیک تیرپیوند قبل شکست و متغیر طراحی، موقعیت سخت کننده‌ها در نظر گرفته شده است. نتایج مطالعه آن‌ها نشان داد که انرژی جذب شده قبل شکست می‌تواند بطور مشخص با اصلاح و تقویت سخت کننده‌ها افزایش یابد. جنایی و توپکایا [۱۲] روی شیوه بارگذاری نامتقارن برای تیرهای پیوند برشی در قاب‌های مهاربند و اگر تحقیق کردند. در تحقیق آن‌ها ۲۰ قاب دارای مهاربند و اگر براساس استاندارد ASCE7-16 طراحی و نسبت طول تیرپیوند به طول دهانه، تعداد طبقات، نوع مهاربند برون محور و سطح حرکت زمین مورد بررسی قرار گرفت. نتایج تحقیق آن‌ها نشان داد که دوران تیرپیوند بطور مشخص به نسبت طول تیرپیوند به دهانه و سطح انرژی ورودی زلزله وابسته است. یک مدل آزمایشگاهی در مطالعه کاپریلی و همکاران [۱۳] بصورت یک قاب یک طبقه یک دهانه جهت بررسی رفتار تیرپیوند برشی افقی و قائم ارائه شد. آنها با اعمال بارهای سیکلی مختلف روی مدل، رفتار تیرپیوند را مورد بررسی دقیق قرار داده و تاثیر تیرپیوند برشی در کاهش آسیب به سازه اصلی و جذب انرژی بالای آن در نتایج تحقیق آن‌ها ارائه گردیده است. وتر و همکاران [۱۴] رفتار لرزه‌ای سیستم مهاربند برون محور با تیرپیوند برشی قائم را مورد بررسی و تحلیل قرار دادند. آن‌ها رفتار غیر خطی سیستم مهاربند برون محور با تیرپیوند برشی قائم پیش بینی کرده و نتایج همگرایی خوبی را برای مدل تحلیلی نسبت به مدل آزمایشگاهی نشان داده‌اند.

بیشتر نتایج تحقیقات فوق از رفتار لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده و اگر مبتنی بر تحلیل‌های استاتیکی با یک الگوی بار ثابت ارائه شده‌اند. در تحقیق حاضر علاوه بر نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی در استخراج منحنی شکنندگی و تعیین شتاب فروریزش میانه، منحنی‌های پوش دینامیکی از تحلیل دینامیکی افزایشی استخراج و مورد بررسی قرار گرفته است و هدف اصلی تحقیق، بررسی رفتار تیرهای پیوند برشی کوتاه و بلند تحت رکوردهای زلزله دور از گسل می‌باشد. خلاصه اهداف این مطالعه بصورت زیر بیان شده‌اند:

- ۱- بررسی رفتار لرزه‌ای تیرهای پیوند برشی کوتاه و بلند تحت رکوردهای دور از گسل
- ۲- مطالعه تاثیر ارتفاع قاب مهاربندی شده و اگر در رفتار تیرهای پیوند تحت رکوردهای زلزله دور از گسل
- ۳- تعیین طول بهینه تیر پیوند از منحنی‌های شکنندگی در قاب‌های مورد مطالعه

۳- معرفی تیر پیوند با عملکرد برشی

در این تحقیق ابتدا قاب‌های فولادی خمشی متوسط با استفاده از آیین نامه AISC 341-16 [۱۸] طراحی و مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند. نتایج ارزیابی حاکی از ضعف در پاسخ‌های لرزه‌ای همراه با افزایش تعداد طبقات در این نوع قاب‌ها بوده است. اتصالات در این نوع قاب‌های نقش اساسی در تحمل بارهای جانبی ایفا می‌کنند. لذا تعمیر و بازسازی آن پس از نیروهای ناشی از زلزله‌های محتمل هزینه‌های بالا و مواجهه با شرایط اجرایی بسیار مشکل و پیچیده است. لذا استفاده از مهاربندهای برون محور و انتقال تغییر شکل‌های پلاستیک از محل اتصال تیر به ستون به تیرپیوند برشی، می‌تواند شرایط مناسب‌تر و ایمن تری برای بازسازی و تعمیر پس از رخداد زلزله فراهم نماید. در قاب‌های خمشی با مهاربند برون محور، نیروهای محوری در مهاربندها بصورت نیروی برشی در قسمتی از تیر به نام تیرپیوند منتقل می‌شوند. تیرهای پیوند برشی مکانیسم جذب انرژی زلزله را در این نوع سیستم مهاربندی انجام می‌دهند. طول تیرهای پیوند با توجه به رفتار غیرخطی مد غالب تعیین شده است. تیرهای پیوند کوتاه براساس کرنش‌های غیرخطی برشی جان جذب انرژی را انجام داده، در حالیکه تیرهای پیوند بلندتر از طریق کرنش‌های غیرخطی نرمال بال، انرژی ورودی را جذب می‌کنند [۱۵-۱۷].

در آیین نامه‌های بهسازی لرزه‌ای FEMA356 و FEMA 273 [۱۹-۲۰] با توجه به طول تیرپیوند سه رفتار غیر الاستیک برشی، خمشی و برشی - خمشی مختلف تعریف شده است. در صورتی که M_{CE} ممان پلاستیک تیرپیوند و V_{CE} برش پلاستیک تیرپیوند با طول e کمتر از $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ باشد، رفتار تیر پیوند با برش کنترل شده، که تیرپیوند برشی خوانده می‌شود. رفتار غیرالاستیک تیرپیوند با طول بزرگ تر از $\frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$ ، با خمش کنترل شده، که تیرپیوند خمشی نامیده می‌شود. تیرهای پیوند با طول بین این دو مقدار که تحت ترکیب خمش و برش کنترل شده، که تیرپیوند متوسط نامیده شده‌اند [۱۷]. در جدول ۱ مقادیر مجاز دوران تیرپیوند برشی برای سطوح عملکردی مختلف داده شده است.

جدول ۱: مقادیر دوران مجاز تیر پیوند در مهاربندهای برون محور طبق FEMA356، و FEMA 273 [۱۹-۲۰]

CP	LS	IO	دوران تیر پیوند برشی در سطوح عملکردی(رادیان)
0.14	0.11	0.005	$e \leq \frac{1.6M_{CE}}{V_{CE}}$

۴- فرضیات و جزئیات مدل سازی و تحلیل

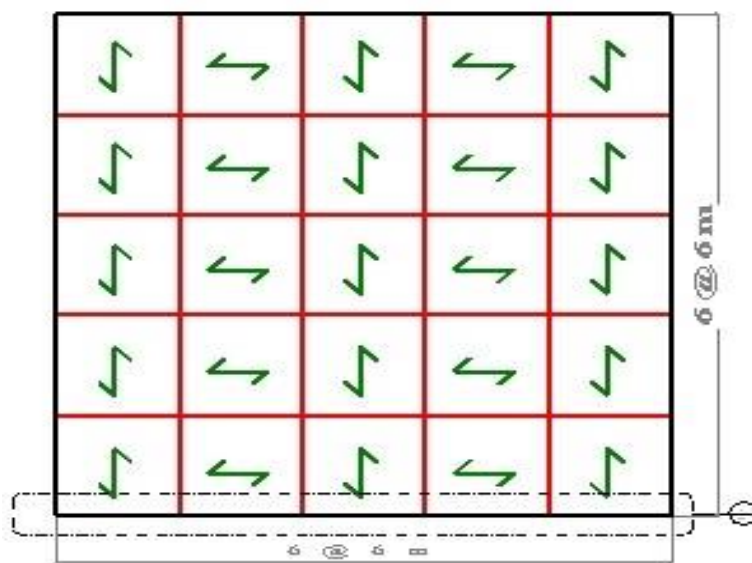
در این تحقیق، رفتار لرزه‌ای سازه‌های دارای سیستم مهاربندی برون محور با تمرکز روی طول تیرپیوند برشی، بررسی و مقایسه شده است. به منظور رسیدن به اهداف این تحقیق، ابتدا سازه‌های ۶ و ۱۲ طبقه به صورت سه بعدی طراحی شده‌اند. در طراحی سازه‌های مذکور تحلیل استاتیکی معادل بکارگیری شده است. مقاطع طراحی شده برای تیرها و ستون‌ها IPB و برای بادبندها HSS استفاده شده که در جدول ۲ ارائه شده‌اند.

جدول ۲: مقاطع بکار رفته در مدل‌های سازه ای

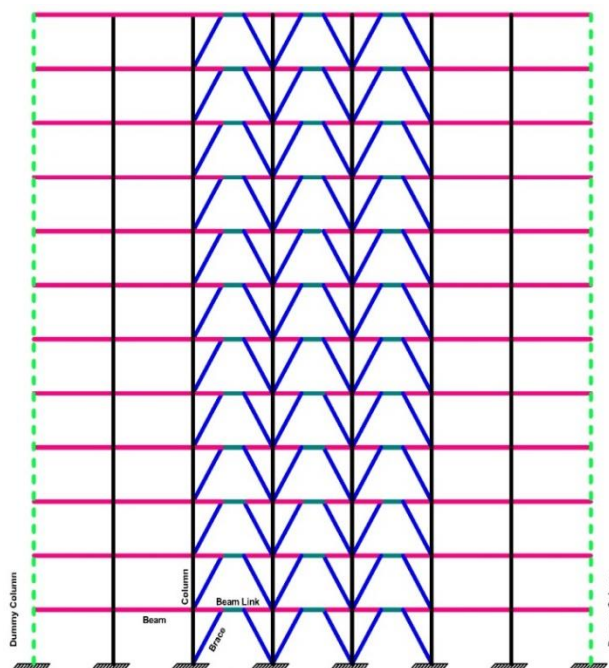
اتصال تیر به ستون	تراز طبقه	ستون‌های میانی	ستون‌های دهانه بادبندی	ستون‌های کناری	تیرها	بادبندی	
صلب	۱۲	IPB160	IPB 160	IPB 140	IPB 180	HSS 4×4×1/2	
	۱۱						
	۱۰						
	۹	IPB 200	IPB 200	IPB 260	IPB 180	HSS 5×5×1/2	
	۸						
	۷						
	۶	IPB 260	IPB 260	IPB 300	IPB 200	IPB 220	HSS 5×5×1/2
	۵						
	۴						
	۳	IPB 300 IPB 400	IPB 300 IPB 400	IPB 700	IPB 240	IPB 220	HSS 5×5×1/2
	۲						
	۱						

پلان سازه‌های مذکور مطابق شکل ۱ در هر جهت دارای ۵ دهانه است. فاصله دهانه‌ها ۶ متر و ارتفاع طبقات ۳ متر در نظر گرفته شده و نمای قاب‌های ۶ و ۱۲ طبقه در شکل‌های ۲ و ۳ نمایش داده شده است. بار مرده‌ی طبقات ۵۰۰ کیلوگرم بر متر مربع و بار زنده‌ی طبقات و بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر متر مربع لحاظ گردیده است. در این مقاله، مصالح به کار رفته در تیرها، ستون‌ها و

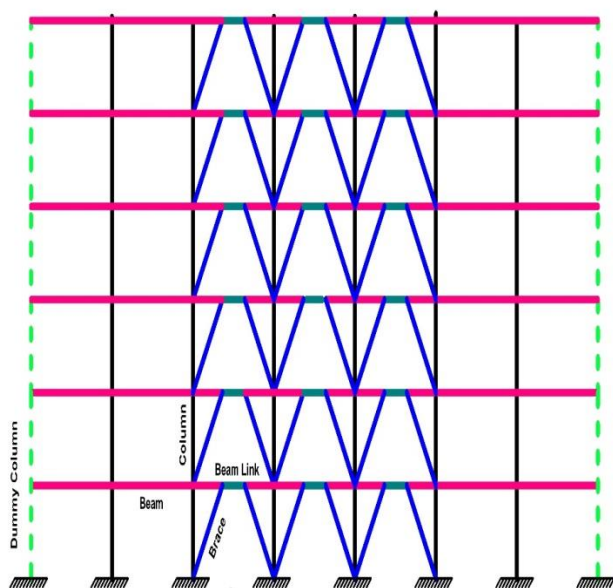
مهاربندها همگی از نوع ST37 با مدول الاستیسیته برابر ۲۱۰۰۰۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال، در نظر گرفته شده است.



شکل ۱: پلان ساختمان مورد تحلیل در تحقیق برای قاب‌های ۶ و ۱۲ طبقه



شکل ۲: قاب دو بعدی کناری استخراج شده از مدل سه بعدی ۱۲ طبقه

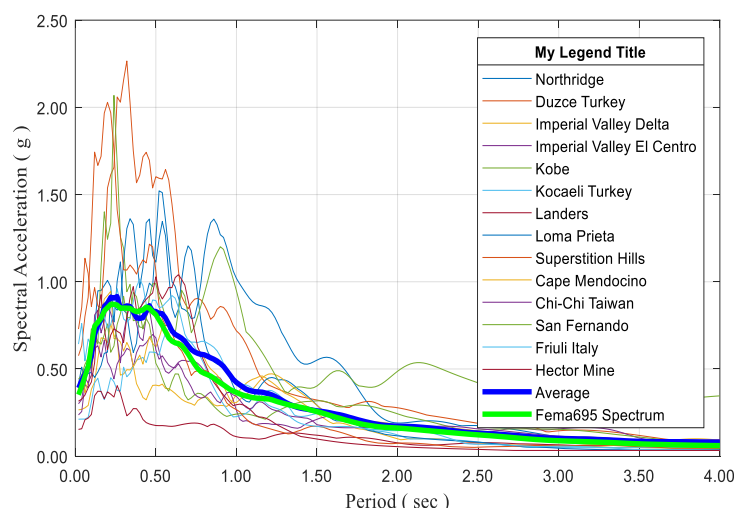


شکل ۳: قاب دو بعدی کناری استخراج شده از قاب سه بعدی ۶ طبقه

جهت انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی از ۱۴ رکورد دور از گسل استفاده شده است. براساس دستورالعمل ارزیابی احتمالاتی فروریزش سازه‌ها (FEMA 695) [۲۱]، همه رکورد های ارائه شده به سطوح فزآینده با افزایش گام $0.1g$ تا رسیدن به معیارهای فروریزش مقیاس شده اند، همچنین شتاب طیفی همه رکوردها در زمان تناوب مد اول سازه، به عدد یک مقیاس شده‌اند. در ادامه‌ی مدل سازی، در هر سازه یکی از قاب‌های کناری با استفاده از نرم افزار Python نسخه ۳.۸ و استفاده از کتابخانه OpenSeesPy، به صورت دو بعدی مدل شده و رفتار غیر ارتجاعی قاب‌ها، که در دهانه‌های کناری دارای مهاربند هستند، با سه نوع طول تیرپیوند 0.80 ، 0.60 و 0.40 متر با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی تحت ۱۴ شتاب‌نگاشت دور از گسل پیشنهادی دستورالعمل FEMA P-695 بررسی شده است. هر سازه ۱۴ بار تحت تحلیل دینامیکی افزایشی قرار گرفته و برای هر تحلیل یک ظرفیت فروریزش بدست آمده و از نتایج آن‌ها جهت ارزیابی احتمال فروریزش قاب‌ها استفاده گردیده است. مبنای فروریزش و توقف تحلیل دینامیکی افزایشی برای قاب های بهسازی شده با مهاربند برون محور با شرط زودتر محقق شدن هر کدام، مقدار چرخش تیر پیوند در حالت فروریزش (0.14 رادیان) مطابق جدول ۱. تحقیق، حداکثر دریافت مجاز بین طبقه ای (۱۰ درصد)، و رسیدن به شیب ۲۰ درصد در منحنی تحلیل دینامیکی افزایشی در نظر گرفته شده است. سپس منحنی‌های شکنندگی با استفاده از خروجی‌های تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی توسط نرم افزار Matlab نسخه 2017a ترسیم شده و از تفسیر نتایج آن در جهت تعیین سطوح عملکرد سازه بهره گرفته شده است. شتاب‌نگاشت‌های موردنظر با مشخصات مندرج در جدول ۳ از سایت PEER [۲۲] استخراج شده‌اند و با استفاده از نرم افزار Matlab، با میرایی ۵٪ مقیاس شده‌اند. در این جدول ضرایب مقیاس نهائی اعمال شده به شتاب‌نگاشت‌های موردنظر ارائه شده است. همچنین در شکل ۴ نمودار میانگین شتاب طیفی رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحقیق نمایش داده شده است.

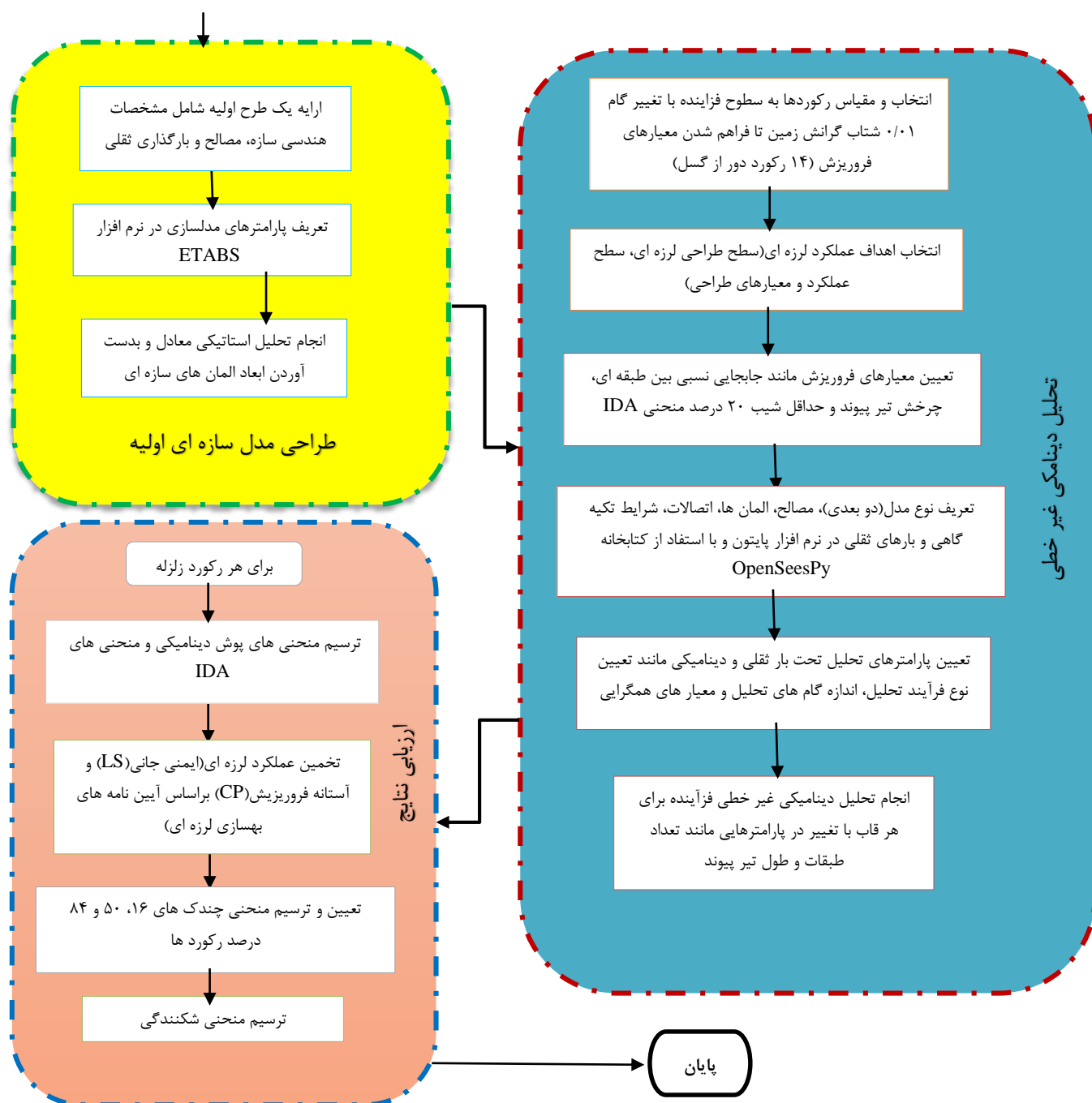
جدول ۳: جزئیات رکورد زلزله‌های مقیاس شده بکار رفته در تحلیل دینامیکی غیرخطی

شماره	بزرگی (M) (ریشتر)	سال وقوع	زلزله	ایستگاه زلزله	ضرایب مقیاس نهائی (g)	
					مولفه T	مولفه L
۱	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	Delta	۰/۲۶	۰/۴۸
۲	۶/۵	۱۹۷۹	Imperial Valley	El Centro Array #11	۰/۲۴	۰/۲۳
۳	۶/۹	۱۹۸۰	Hector Mine	Sturno	۰/۳۵	۰/۳۷
۴	۶/۵	۱۹۸۷	Superstation Hills-02	El Centro Imp. Co.	۰/۳۱	۰/۲۵
۵	۶/۹	۱۹۸۹	Loma Prieta	Capitola	۰/۴۶	۰/۲۸
۶	۶/۷	۱۹۹۲	Friuli Italy	Erzincan	۰/۲۵	۰/۳۰
۷	۷/۰	۱۹۹۲	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass	۰/۵۴	۰/۳۹
۸	۶/۷	۱۹۹۴	Northridge	Beverly Hills - Mulhol	۱/۰۲	۰/۹۴
۹	۷/۱	۱۹۹۹	Duzce Turkey	Bolu	۰/۷۲	۱/۱۶
۱۰	۶/۹	۱۹۹۵	Kobe	Nishi-Akashi	۰/۳۱	۰/۲۹
۱۱	۷/۵	۱۹۹۹	Kocaeli Turkey	Duzce	۰/۴۳	۰/۶۱
۱۲	۷/۳	۱۹۹۲	Landers	Yermo Fire Station	۰/۵۰	۰/۳۳
۱۳	۷/۶	۱۹۹۹	Chi-Chi Taiwan	CHY101	۰/۴۹	۰/۹۵
۱۴	۶/۶	۱۹۷۱	San Fernando	LA - Hollywood Stor	۰/۲۵	۰/۱۵

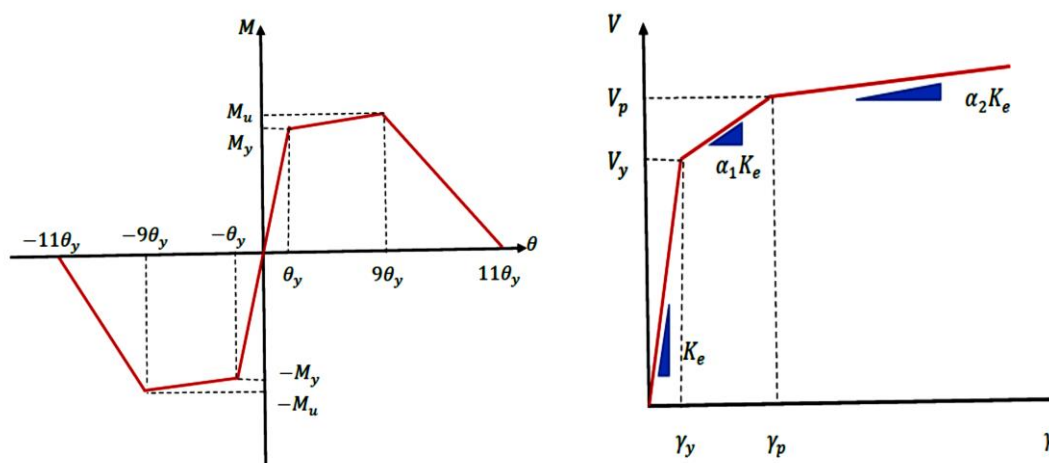


شکل ۴: نمودار میانگین شتاب طیفی رکوردهای زلزله مورد استفاده در تحقیق

مدلسازی رفتار خمشی مصالح فولادی برای اتصالات المان‌های قاب و رفتار خمشی تیر پیوند بصورت مدل ایبرا-کراونیکلر با المان‌های zero-length و مصالح دو خطی (bilinear material)، و برای اعضای سازه‌ای تیر، ستون و خرپا از المان تیر-ستون الاستیک (elasticBeamColumn) در مدل سازی استفاده شده است. مدل سازی رفتار برشی تیر پیوند به وسیله المان zero-length و مصالح هیسترتیک (hysteretic material) انجام شده است، شکل ۶. همچنین اتصالات تیر به ستون و ستون به پی، صلب فرض شده است.



شکل ۵: فرآیند طراحی تا تعیین عملکرد لرزه ای قاب های فولادی خمشی دارای مهاربند برون محور



شکل ۶: مدل رفتار برشی تیر پیوند بصورت مدل هیستریتیک چند خطی (ب) مدلسازی رفتار خمشی تیر پیوند و اتصالات خمشی

شکل ۶: مدلسازی رفتار غیرخطی مصالح در برش و خم

در شکل ۶ الف و ب، V_y مقاومت برشی تسلیم، V_p مقاومت برشی پلاستیک، γ_p کرنش برشی پلاستیک، $K_e = \frac{GA_{shear}}{e}$ سختی برشی الاستیک، α ضریب کرنش سخت شوندگی ($\alpha_1=0.030$, $\alpha_2=0.015$)، G مدول برشی فولادی، A_{shear} سطح مقطع برشی، e طول تیر پیوند، M_y مقاومت خمشی تسلیم، θ_y چرخش تسلیم، و M_u مقاومت خمشی نهایی، به عنوان پارامترهای مدل المان تیر پیوند و اتصالات خمشی قاب‌های مورد استفاده در تحلیل تعریف شده‌اند.

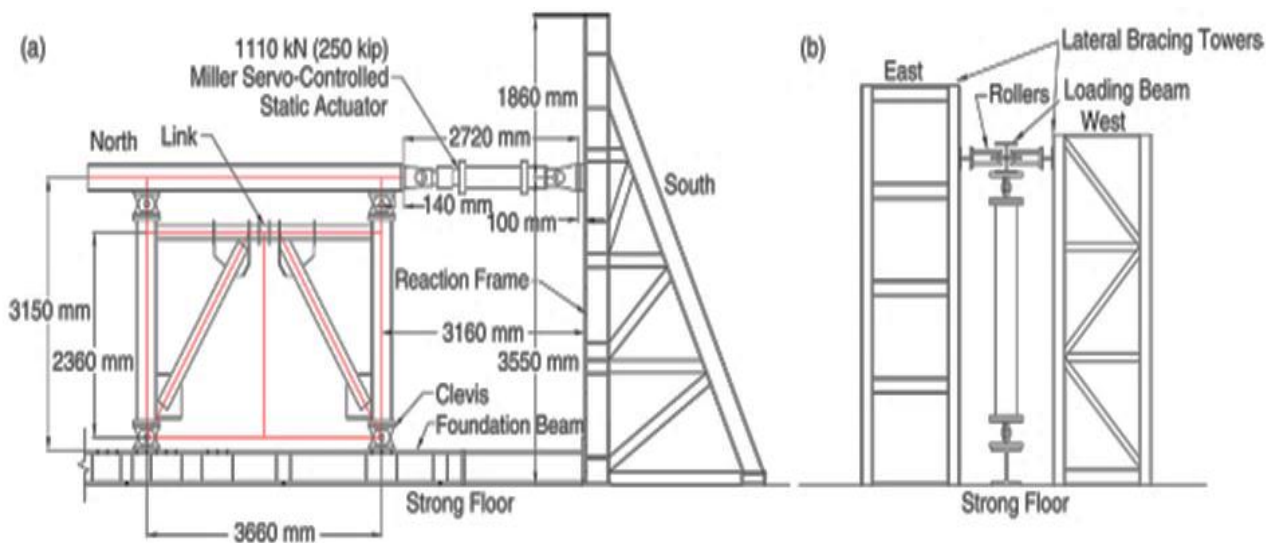
۵- صحت‌سنجی

۵-۱- معرفی مدل آزمایشگاهی

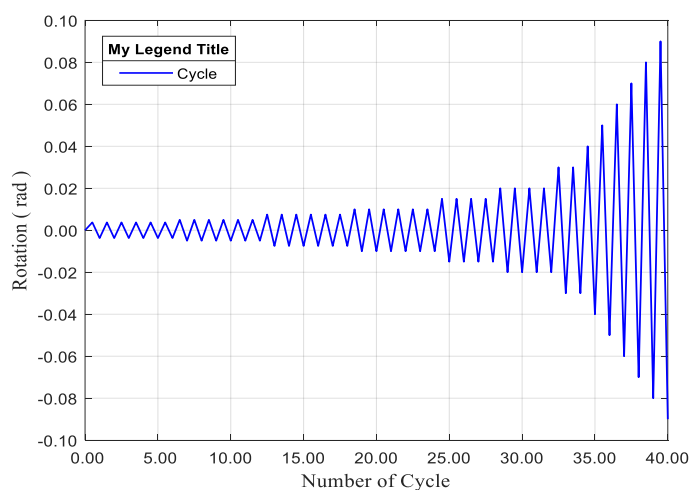
در این مقاله جهت صحت‌سنجی نتایج بدست آمده از مدلسازی عددی در نرم افزار Python نسخه ۳.۸ و استفاده از کتابخانه OpenSeesPy، از نتایج تحقیق برمن و برونو [۲۳] که از تیرهای پیوند برشی قوطی شکل در مدل آزمایشگاهی استفاده کردند، بهره برده شده است. مدل آزمایشگاهی شامل یک قاب فولادی یک طبقه یک دهانه به ارتفاع ۳۱۵۰ میلی‌متر و ۳۶۶۰ میلی‌متر طول دهانه است. از محرک هیدرولیکی افقی برای اعمال نیرو به تیر و برای پایداری خارج از صفحه از مهار کلی قاب استفاده شده است. مقطع HSS برای مهاربند مدل آزمایشگاهی استفاده شده، و جزئیات مدل در شکل ۷ نشان داده شده است.

۵-۲- جزئیات اتصالات و بارگذاری تیر پیوند

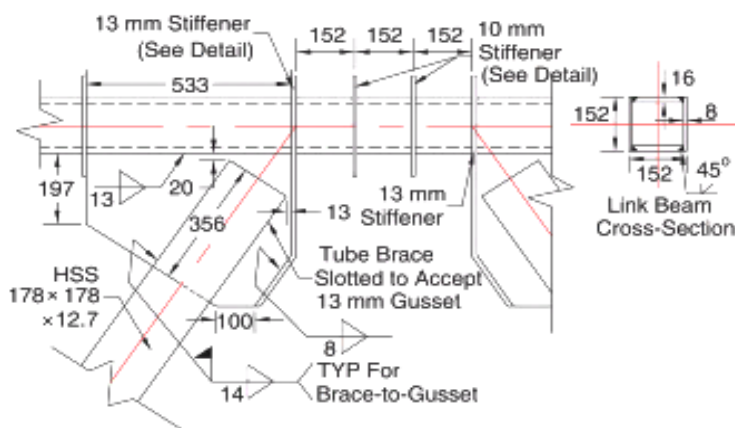
با توجه به طراحی انجام شده، ابعاد مقطع مهاربند $d=b=150$ mm، $t_f=8$ mm، $b_f=16$ mm و طول تیر پیوند $e=460$ mm می‌باشد. با توجه به مقادیر مقاطع، نیروی برشی پلاستیک 381 KN، لنگر پلاستیک 120 KN و برش پایه پلاستیک 519 KN بدست آمده است. در شکل ۸ تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای مورد استفاده در این تحقیق نمایش داده شده است. برای تیر پیوند از مقطع HSS 7×7×1/2 استفاده و اتصالات بصورت خمشی طراحی شده‌اند. فاصله سخت کننده‌ها ۱۵۰ میلی‌متر، حداقل ضخامت آنها ۱۰ میلی‌متر و حداقل عرض ۶۴ میلی‌متر است. جزئیات اجرایی در شکل ۹ نمایش داده شده است [۲۳].



شکل ۷: تست آزمایشگاهی مدل برمن و بروتنو [۲۳]



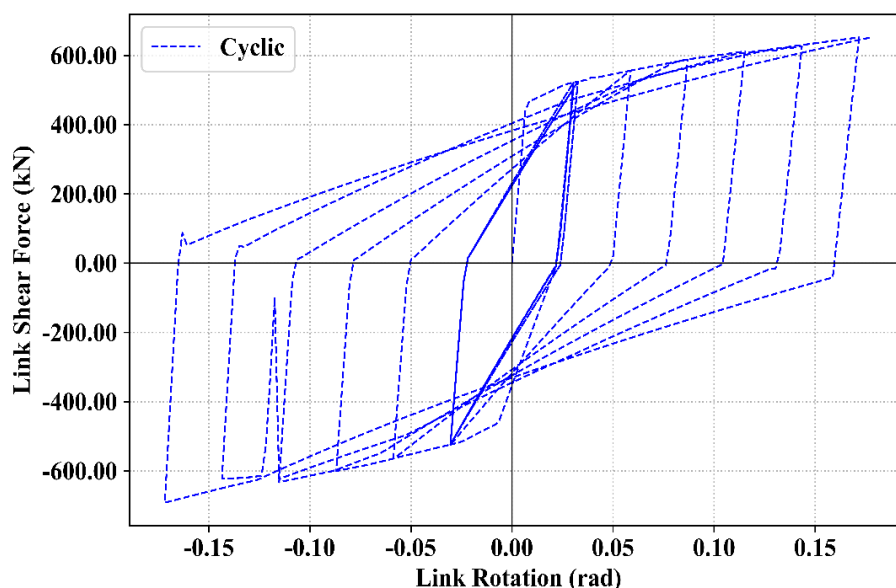
شکل ۸: نمودار بار چرخه‌ای اعمالی به مدل جهت صحت‌سنجی نتایج [۱]



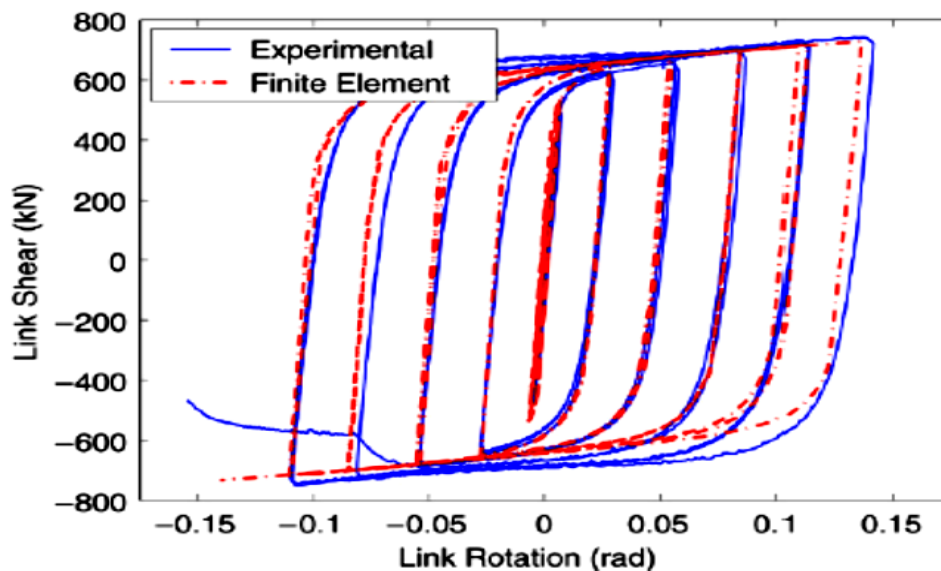
شکل ۹: جزئیات اتصال بادبند و تیر پیوند [۲۳]

۳-۵- نتیجه صحت‌سنجی

با مدل سازی عددی مدل آزمایشگاهی در نرم افزار Python نسخه ۳٫۸ و با استفاده از کتابخانه OpenSeesPy چرخه هیستریزس المان تیر پیوند مطابق با پروتکل بارگذاری که در شکل ۸ نشان داده شده است بدست آمده است. همپوشانی قابل قبولی با چرخه هیستریزس مدل آزمایشگاهی مشاهده شده است، شکل ۱۰ الف و ب. همچنین نتایج این همپوشانی و میزان دقت بدست آمده در ارزیابی صحت سنجی در جدول ۴ ارائه شده‌اند.



(الف) صحت سنجی مدل ایجاد شده در نرم افزار Python نسخه ۳٫۸ و استفاده از کتابخانه OpenSeesPy در این تحقیق



(ب) نتایج آزمایشگاهی و تحلیل المان محدود مرجع [۲۳]

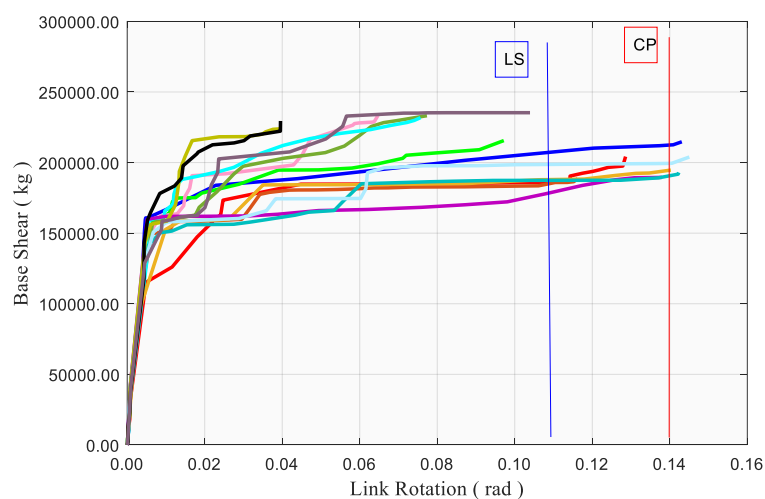
شکل ۱۰: صحت‌سنجی مدل المان تیر پیوند مورد استفاده در این تحقیق

جدول ۴: درصد خطای پارامترهای مورد مطالعه تحت بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ی عددی و آزمایشگاهی

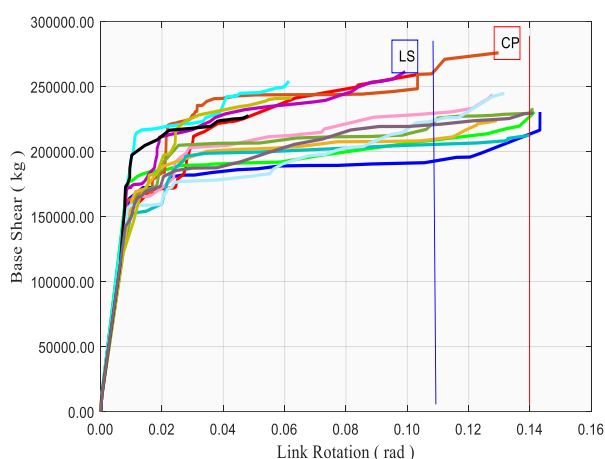
چرخش (رادیان)	نیروی معادل (بررسی آزمایشگاهی مرجع [۹])	نیروی معادل (تحلیل عددی)	درصد خطا (%)
۰/۰۰۴	۱۵۶	۱۴۷	۵/۷۷
۰/۰۰۸	۳۱۸	۳۱۰	۲/۵۲
۰/۰۰۹	۳۲۷	۳۲۵	۰/۶۱
۰/۰۱۳	۴۷۵	۴۳۳	۸/۸۴
۰/۰۱۴	۴۹۱	۴۵۲	۷/۹۴
۰/۰۳۷	۶۲۵	۵۸۷	۶/۰۸
۰/۰۳۸	۶۱۹	۵۶۰	۹/۵۳
۰/۰۶۶	۶۷۱	۶۳۵	۵/۳۷
۰/۰۶۷	۶۵۶	۶۲۸	۴/۲۷
۰/۰۹۳	۷۰۳	۶۴۰	۸/۹۶
۰/۰۹۶	۶۹۶	۶۴۳	۷/۶۱
۰/۱۲۳	۷۲۸	۶۵۵	۱۰/۰۳
۰/۱۵۱	۷۴۲	۶۶۱	۱۰/۹۲

۶- نتایج تحلیل‌های تیرپیوند

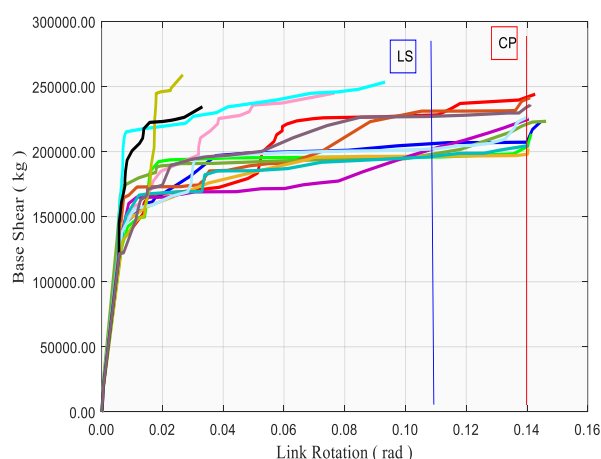
در این تحقیق به بررسی اثرات تغییر طول تیرپیوند با رفتار برشی در میزان شکنندگی مدل‌ها پرداخته شده است. با توجه به تعیین مقادیر ۰/۴۰، ۰/۶۰ و ۰/۸۰ متر برای طول تیرپیوند، مدل‌ها تحت تحلیل دینامیکی غیر خطی با استفاده از رکوردهای حوزه دور از گسل قرار گرفته و نتایج در ادامه ارائه شده است. مقادیر LS و CP طبق جدول ۱. تحقیق که در آن میزان دوران تیرپیوند برای سطوح عملکردی مدنظر مختلف داده شده، در نمودارها تعیین شده است.



(الف) طول تیرپیوند ۰/۴۰ متر



(ج) طول تیر پیوند ۰/۸۰ متر



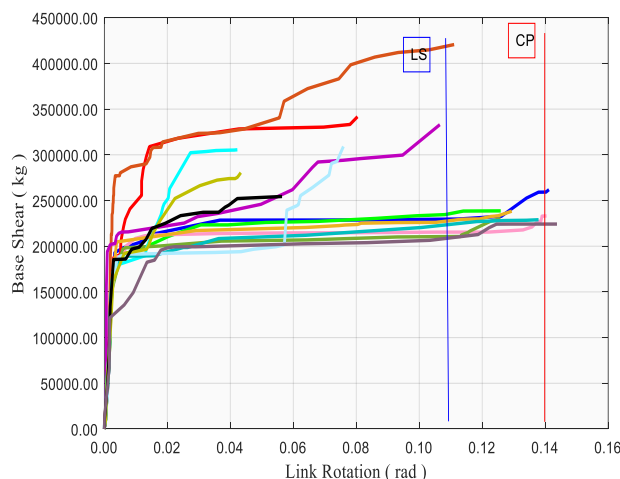
(ب) طول تیر پیوند ۰/۶۰ متر

شکل ۱۱: منحنی‌های پوش حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی فولادی متوسط دارای مهاربند برون محور ۶ طبقه ۳ دهانه بادبندی

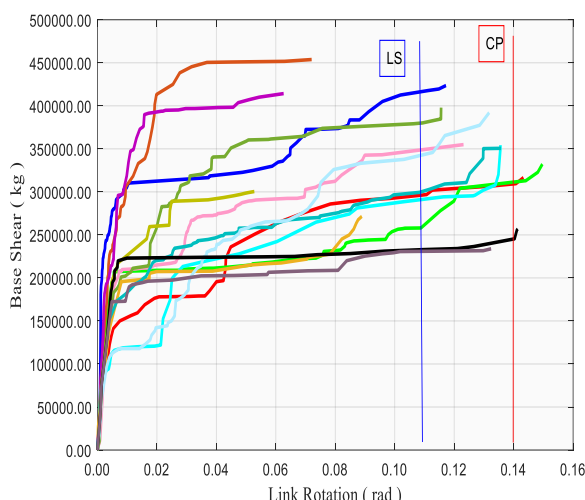
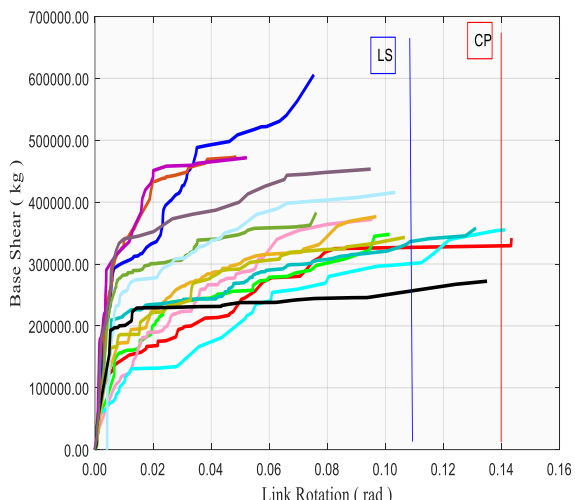
در شکل ۱۱ قاب ۶ طبقه نتایج حاصل از منحنی‌های پوش دینامیکی ارائه شده که بیانگر این نتیجه است که با افزایش طول تیر پیوند برشی تحت رکوردهای مختلف زلزله، درصد رسیدن به ظرفیت دوران نهایی تیرهای پیوند برای رکوردهای مختلف زلزله افزایش پیدا نموده است. در طول تیر پیوند ۰/۴۰ متر در ۳۰ درصد رکوردها تیرهای پیوند برشی به دوران نهایی خود رسیده‌اند، و در طول تیر پیوند ۰/۶۰ متر ۵۰ درصد و در طول تیر پیوند ۰/۸۰ متر ۸۰ درصد تیرهای پیوند برشی به ظرفیت دورانی خود رسیده‌اند. دلیل افزایش میزان دوران تیرهای پیوند با افزایش طول آن‌ها در نتیجه کاهش سختی اولیه برشی آن‌ها می‌باشد. همچنین با توجه به نوع رکورد اعمالی (مطابق مشخصات زلزله اعمالی) رفتار متفاوتی در قاب‌های مورد بررسی با طول تیر پیوند برشی یکسان مشاهده شده است. بنابراین طول تیر پیوند به تنهایی تعیین کننده میزان ظرفیت دورانی نیست، و خصوصیات رکورد و یا به عبارتی الگوی بارگذاری آن تحت زلزله، نقش موثری در تعیین میزان ظرفیت دورانی آن دارد. در ادامه نتایج برای مقایسه ساده‌تر بین طول تیر پیوند های برشی متفاوت در جدول ۵ ارائه شده است.

جدول ۵: مقادیر حداکثر دوران مورد نیاز و حداکثر شتاب طیفی قاب ۶ طبقه برای طول تیر پیوندهای مختلف

شماره رکورد	عنوان رکورد	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۴۰ متر	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۶۰ متر	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۸۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای قاب خمشیبدون مهاربند	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای تیر پیوند با طول ۰/۴۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای تیر پیوند با طول ۰/۶۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای تیر پیوند با طول ۰/۸۰ متر
۱	Imperial Valley	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۵۱	۱/۲۴	۱/۴۵	۱/۷۵
۲	Imperial Valley	۰/۱۳	۰/۱۴	۰/۱۲	۱/۲۷	۱/۵۲	۲/۲۷	۲/۸۶
۳	Hector Mine	۰/۱۰	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۵۱	۲/۸۸	۴/۴۸	۵/۱۳
۴	Superstation Hills-02	۰/۰۶	۰/۰۸	۰/۱۴	۱/۹۵	۲/۴۹	۳/۰۹	۵/۱۳
۵	Loma Prieta	۰/۱۲	۰/۱۴	۰/۱۰	۰/۸۶	۳/۲۹	۴/۸۰	۶/۲۸
۶	Friuli Italy	۰/۰۷	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۲۳	۲/۳۲	۳/۷۶	۴/۸۰
۷	Cape Mendocino	۰/۰۸	۰/۱۰	۰/۰۶	۱/۷۸	۶/۱۷	۹/۳۳	۱۱/۱۵
۸	Northridge	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۶۰	۱/۱۰	۱/۷۹	۲/۱۴
۹	Duzce Turkey	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۰	۰/۸۹	۱/۹۵	۳/۰	۷/۵۴
۱۰	Kobe	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۲۱	۲/۴۷	۲/۵۸	۳/۰
۱۱	Kocaeli Turkey	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۱۶	۲/۵۹	۴/۰۳	۶/۰۹
۱۲	Landers	۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۶	۰/۴۷	۱/۳۶	۱/۵۷	۱/۹۸
۱۳	Chi-Chi Taiwan	۰/۰۴	۰/۰۳	۰/۰۵	۲/۱۵	۱/۳۵	۱/۷۹	۲/۳۴
۱۴	San Fernando	۰/۱۰	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۵۷	۲/۰۳	۳/۰۳	۳/۰۳



(الف) طول تیرپیوند ۰/۴۰ متر

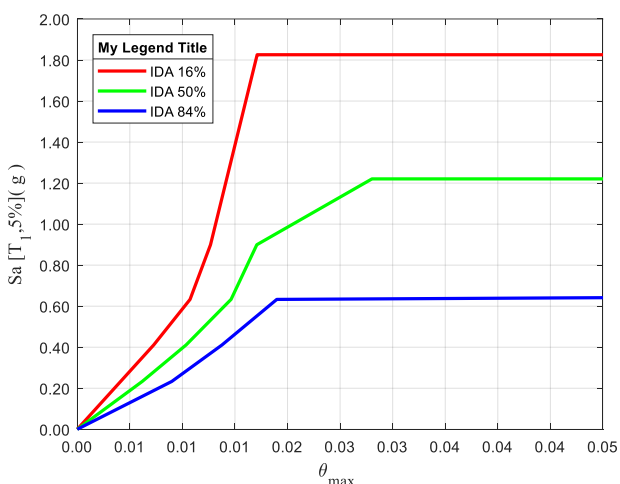


(ج) طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر

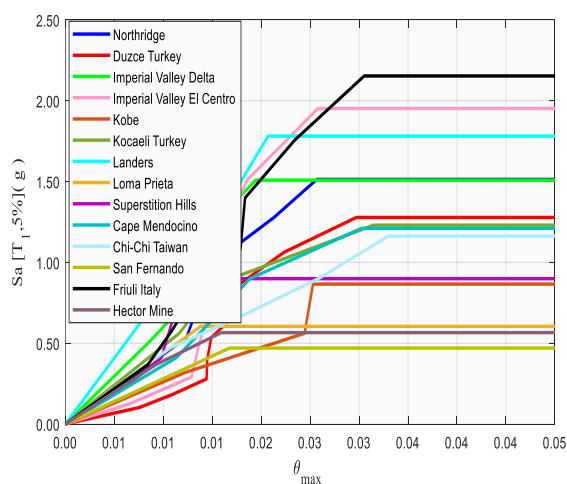
(ب) طول تیرپیوند ۰/۶۰ متر

شکل ۱۲: منحنی‌های پوش حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی فولادی متوسط دارای مهاربند برون محور ۱۲ طبقه ۳ دهانه بادبندی

نتایج حاصل از منحنی‌های پوش دینامیکی ارائه شده در شکل ۱۲ نشان می‌دهد که با افزایش طول تیرپیوند برشی تحت رکوردهای مختلف زلزله، درصد رسیدن به ظرفیت دوران نهایی تیرهای پیوند کاهش پیدا کرده است. در طول لینک ۰/۴۰ متر در ۵۰ درصد رکوردها تیرهای پیوند برشی به دوران نهایی خود رسیده‌اند و در طول لینک ۰/۶۰ متر ۳۵ درصد و در طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر ۹۰ درصد تیرهای پیوند برشی به ظرفیت دوران نهایی خود نرسیده‌اند. این عدم توانایی در جذب انرژی ورودی به سازه به دلیل کاهش سختی برشی اولیه تیرپیوند متاثر از افزایش طول آن است، علاوه بر آن به دلیل سختی کمتر قاب ۱۲ طبقه در مقایسه با ۶ طبقه مشاهده می‌شود، برای رسیدن به عملکرد لرزه‌ای مطلوب انتخاب طول تیرپیوند متاثر از ارتفاع سازه نیز می‌باشد. همچنین نتایج نشان می‌دهد که با توجه به نوع رکورد اعمالی (مشخصات زلزله اعمالی) رفتار متفاوتی از قاب‌های مورد بررسی با طول تیرپیوند برشی یکسان مشاهده شده است، که بیانگر تاثیر محتوای زلزله بر نتایج عملکردی تیرپیوند است. همچنین در مقایسه با قاب ۶ طبقه مشاهده شده است که تیر پیوند برشی با طول کمتر رفتار بهتری در قاب ۱۲ طبقه از خود نشان داده است.



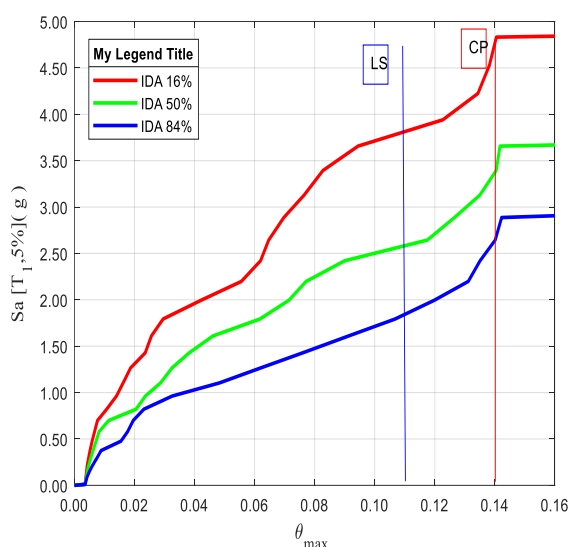
(ب) خلاصه نتایج تحلیل



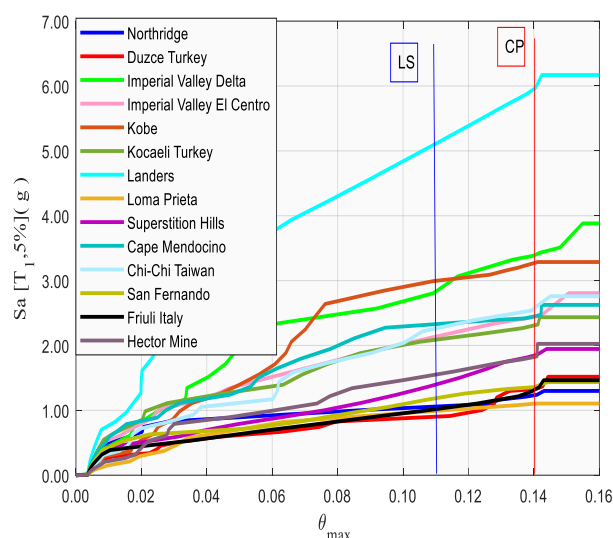
(الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله

شکل ۱۳: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی ۶ طبقه

از نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی افزایشی ارائه شده در شکل ۱۳ برای قاب فولادی خمشی متوسط ۶ طبقه مشاهده می‌شود که شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۶۰، ۵۰ درصد رکوردها ۱/۲۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۱/۸۵ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.



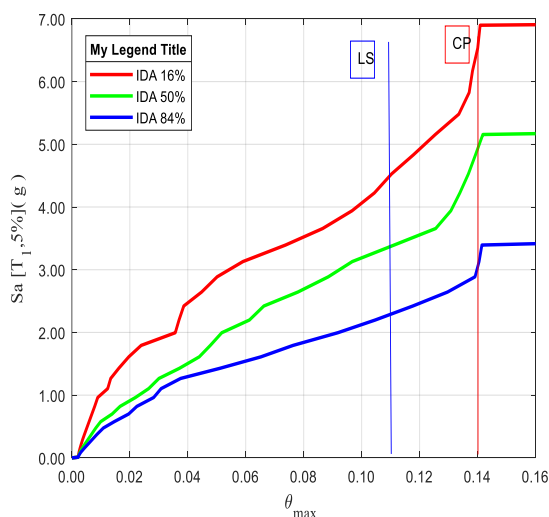
(ب) خلاصه نتایج تحلیل



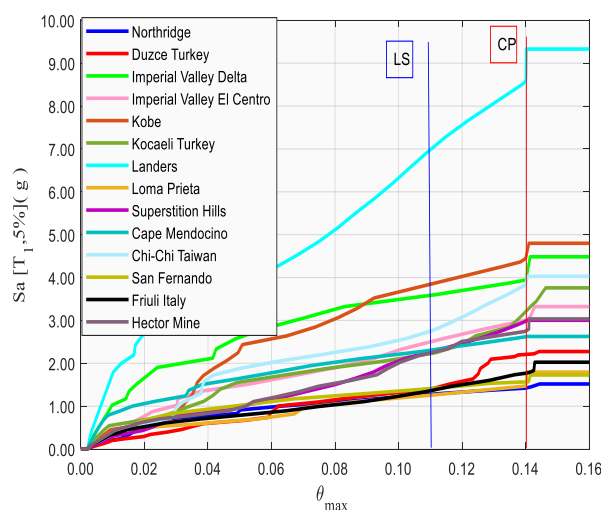
(الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله

شکل ۱۴: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۶ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۴۰ متر

در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود که در قاب فولادی خمشی متوسط با مهاربند واگرا شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۲۹، ۵۰ درصد رکوردها ۳/۷۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۴/۷۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۲/۵۰ برابر افزایش داشته است.



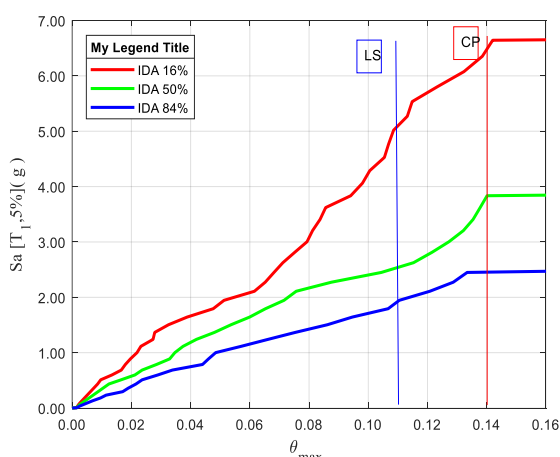
(ب) خلاصه نتایج تحلیل



(الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله

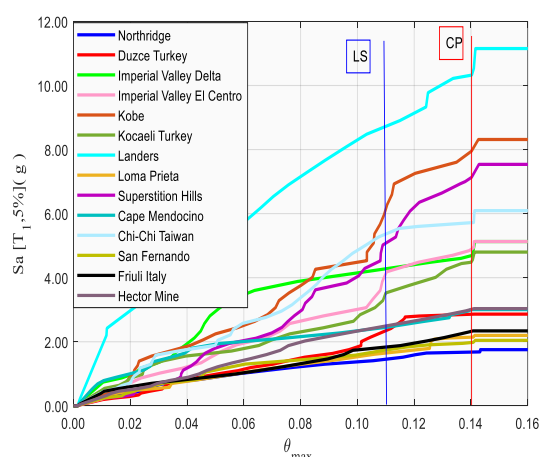
شکل ۱۵: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۶ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۶۰ متر

در شکل ۱۵ برای قاب مورد مطالعه شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۳۰، ۵۰ درصد رکوردها ۵/۱۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۶/۹۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است، که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۳/۴ برابر افزایش داشته است.



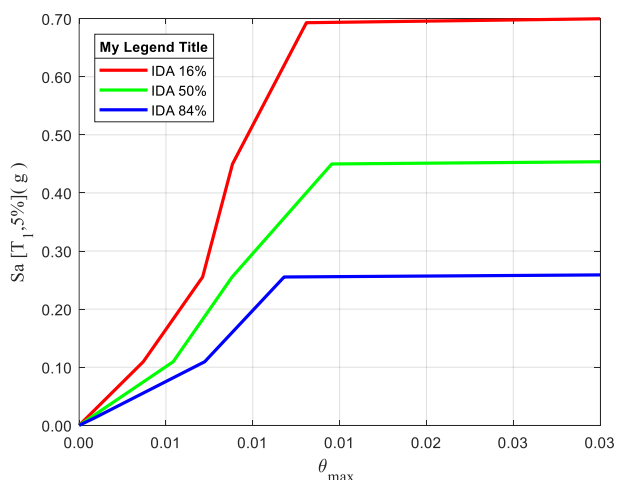
شکل ۱۶: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۶ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر

شکل ۱۶: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۶ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر



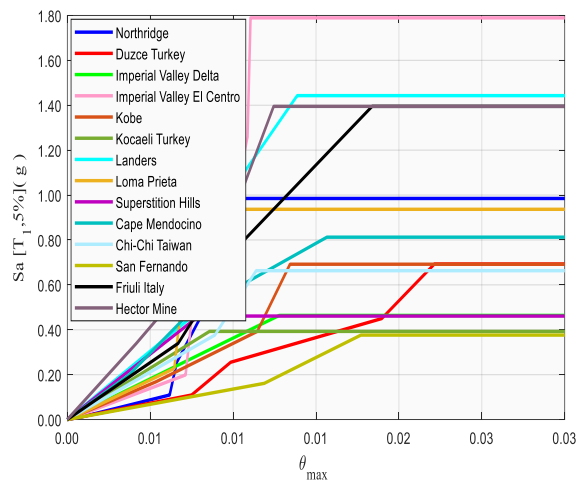
شکل ۱۶: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۶ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر

شکل ۱۶ حاصل از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی نشان می‌دهد که شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۲/۵۰، ۵۰ درصد رکوردها ۳/۹۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۶/۶۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است، که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۲/۶۰ برابری داشته است. علاوه بر این کاهش سختی برشی اولیه به دلیل افزایش طول تیرپیوند و در نتیجه کاهش میانگین شتاب فروریزش نسبت به تیرپیوند با طول ۰/۴۰ و ۰/۶۰ متر به ترتیب ۳ و ۲۵ درصد مشاهده می‌شود.



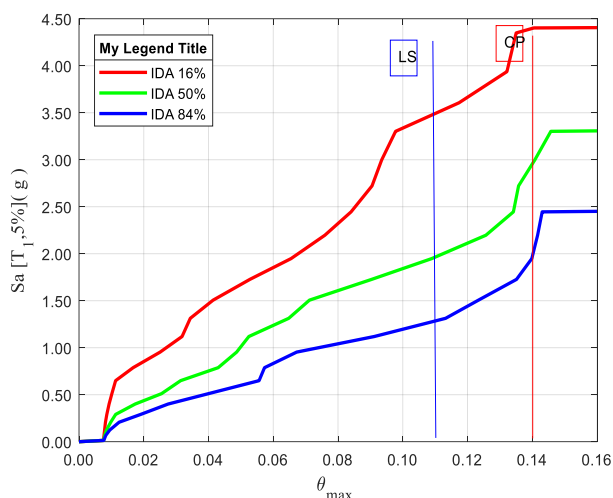
شکل ۱۷: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی ۱۲ طبقه

شکل ۱۷: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی ۱۲ طبقه

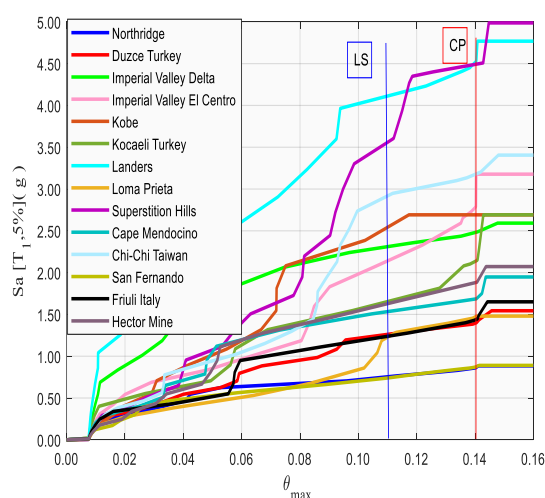


شکل ۱۷: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی ۱۲ طبقه

در شکل ۱۷ نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب فولادی خمشی متوسط ۱۲ طبقه ارائه شده است، که در این حالت شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۲۶، ۵۰ درصد رکوردها ۰/۴۵ و ۱۶ درصد رکوردها ۰/۵۹ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است.



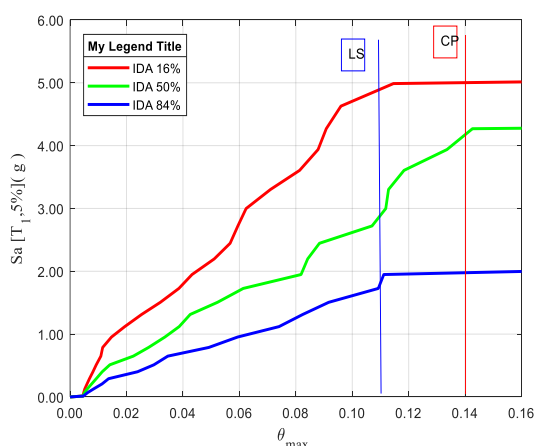
شکل ۱۸: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۱۲ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۴۰ متر



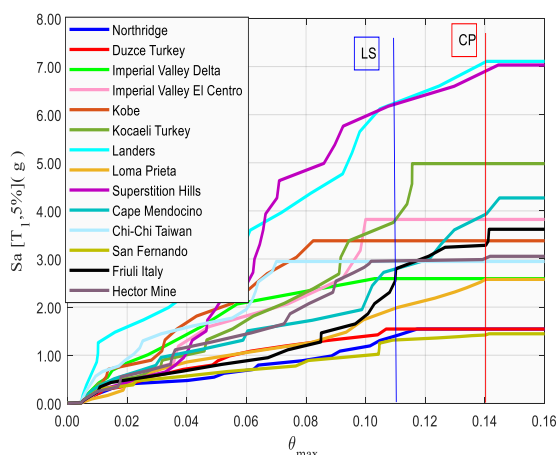
شکل ۱۸: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۱۲ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۴۰ متر

در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود که شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۲۵، ۵۰ درصد رکوردها ۰/۳۳۵ و ۱۶ درصد رکوردها ۰/۴۴ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۳ برابر افزایش داشته است.

در شکل ۱۸ مشاهده می‌شود که شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۲۵، ۵۰ درصد رکوردها ۰/۳۳۵ و ۱۶ درصد رکوردها ۰/۴۴ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۳ برابر افزایش داشته است.

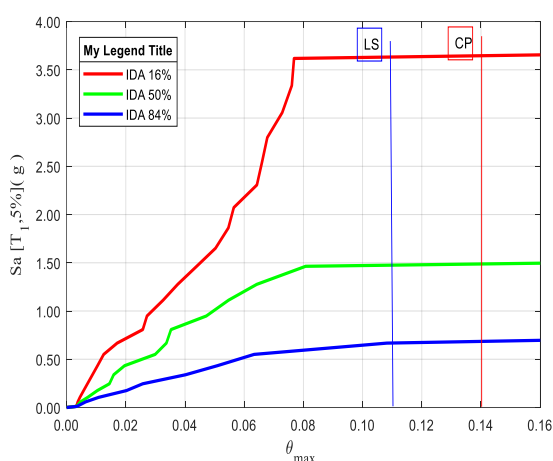


شکل ۱۹: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۱۲ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۶۰ متر

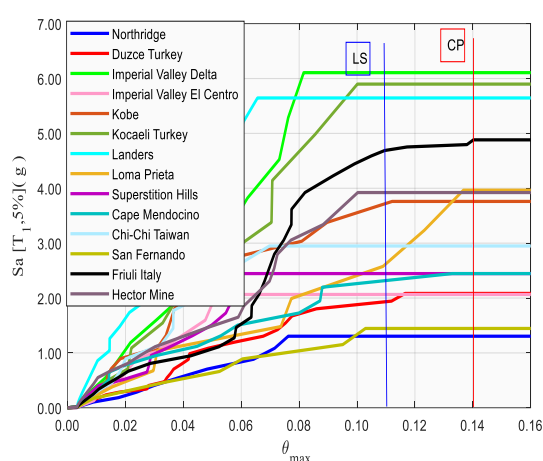


شکل ۱۹: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۱۲ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۶۰ متر

در شکل ۱۹ از نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۲، ۵۰ درصد رکوردها ۰/۴۲۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۰/۵۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است، که به دلیل سختی اولیه مناسب و قابلیت جذب انرژی بالا پس از تسلیم تیرپیوند در قاب مهاربندی شده برون محور نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا میانگین شتاب فروریزش حدود ۴ برابر افزایش داشته است.



(ب) خلاصه نتایج تحلیل



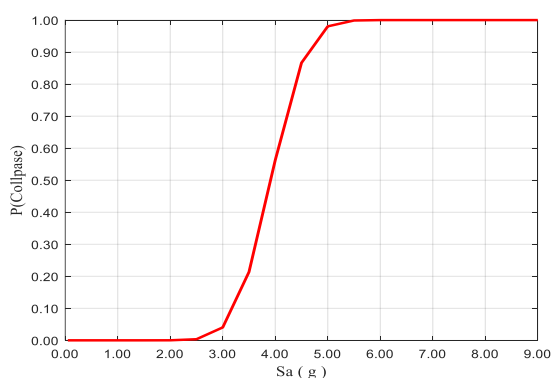
(الف) نتایج تحلیل تحت رکوردهای مختلف زلزله

شکل ۲۰: نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی قاب خمشی متوسط فولادی مهاربندی شده ۱۲ طبقه دارای ۳ دهانه بادبندی و طول تیرپیوند ۰/۸۰ متر

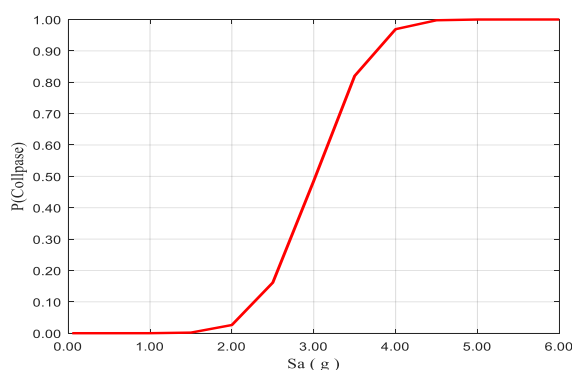
نتایج ارائه شده در شکل ۲۰ شتاب فروریزش ۸۴ درصد رکوردها ۰/۶۵، ۵۰ درصد رکوردها ۱/۵۰ و ۱۶ درصد رکوردها ۳/۶۰ بدست آمده است که نسبت به قاب فولادی خمشی متوسط بدون مهاربند واگرا، میانگین شتاب فروریزش حدود ۵۰ درصد افزایش داشته است. همچنین به دلیل افزایش طول تیرپیوند و کاهش سختی برشی اولیه میزان کاهش میانگین شتاب فروریزش نسبت به تیرپیوند با طول ۰/۴۰ و ۰/۶۰ متر به ترتیب ۵۴ و ۶۴ درصد کاهش داشته است. در ادامه خلاصه نتایج برای مقایسه ساده تر بین طول تیر پیوندهای برشی متفاوت در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۶: مقادیر حداکثر دوران مورد نیاز و حداکثر شتاب طیفی قاب ۱۲ طبقه برای طول تیر پیوندهای مختلف

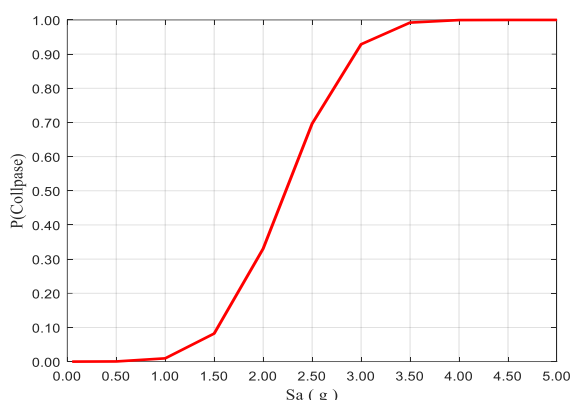
شماره رکورد	عنوان رکورد	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۴۰ متر	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۶۰ متر	حداکثر دوران برای تیر پیوند با طول ۰/۸۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد بدون مهاربند	حداکثر شتاب طیفی رکورد تیر پیوند با طول ۰/۴۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای تیر پیوند با طول ۰/۶۰ متر	حداکثر شتاب طیفی رکورد برای تیر پیوند با طول ۰/۸۰ متر
۱	Imperial Valley	۰/۱۴	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۹۸	۰/۸۸	۱/۵۴	۱/۳۰
۲	Imperial Valley	۰/۰۳	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۶۹	۱/۵۴	۱/۵۴	۲/۰۸
۳	Hector Mine	۰/۱۳	۰/۱۲	۰/۱۱	۰/۴۶	۲/۴۹	۲/۵۹	۶/۱۱
۴	Superstation Hills-02	۰/۱۴	۰/۱۰	۰/۰۷	۱/۷۹	۳/۱۸	۳/۸۲	۲/۰۶
۵	Loma Prieta	۰/۱۲	۰/۰۷	۰/۰۶	۰/۶۹	۲/۶۹	۳/۳۸	۳/۷۶
۶	Friuli Italy	۰/۱۴	۰/۱۱	۰/۰۷	۱/۰۷	۲/۶۹	۴/۹۸	۵/۸۹
۷	Cape Mendocino	۰/۰۶	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۴۴	۴/۷۷	۷/۱۱	۵/۶۵
۸	Northridge	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۰۶	۰/۹۴	۱/۴۵	۲/۵۷	۳/۹۶
۹	Duzce Turkey	۰/۰۷	۰/۰۳	۰/۰۵	۰/۴۶	۴/۴۰	۷/۰۳	۲/۴۴
۱۰	Kobe	۰/۱۴	۰/۱۲	۰/۱۳	۰/۸۱	۱/۷۵	۳/۹۴	۲/۴۵
۱۱	Kocaeli Turkey	۰/۱۲	۰/۰۸	۰/۱۱	۰/۶۶	۳/۴۱	۲/۹۴	۲/۹۵
۱۲	Landers	۰/۰۴	۰/۰۵	۰/۱۰	۰/۳۷	۰/۸۷	۱/۴۵	۱/۴۵
۱۳	Chi-Chi Taiwan	۰/۰۴	۰/۱۴	۰/۱۴	۱/۴۰	۱/۶۵	۳/۳۷	۴/۷۹
۱۴	San Fernando	۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۰	۱/۴۰	۱/۸۹	۳/۰۶	۳/۹۲



(ب) طول تیر پیوند ۰/۶۰ متر



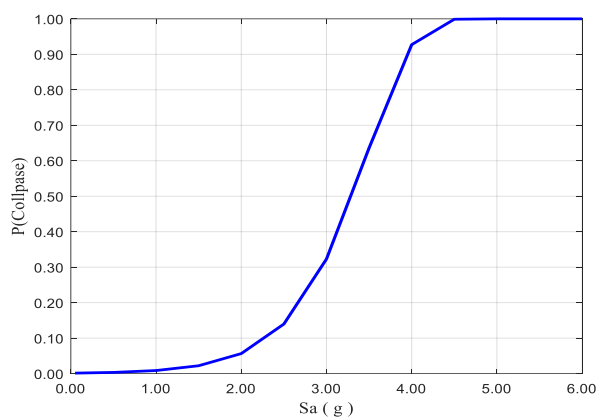
(الف) طول تیر پیوند ۰/۴۰ متر



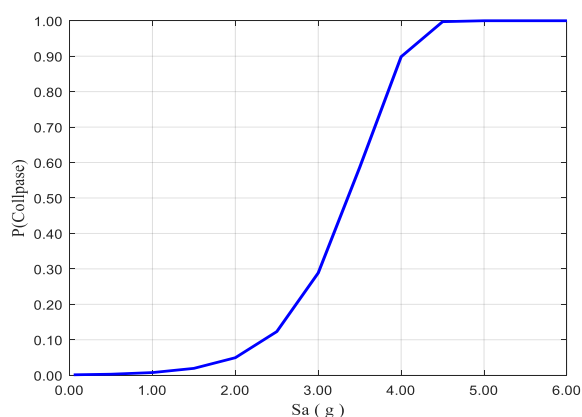
شکل ۲۱: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۶ طبقه با طول تیرپیوند مختلف

شکل ۲۱: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۶ طبقه با طول تیرپیوند مختلف

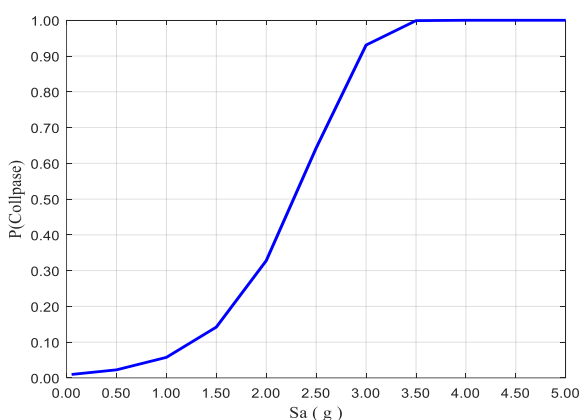
نتایج ارائه شده در شکل ۲۱ نشان می دهد که ماکزیمم حداکثر شتاب فروریزش میانه برای طول تیرپیوند برشی ۰/۶۰ متر ۴ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است. بنابراین به این نتیجه می توان رسید که لزوماً تیرپیوند برشی با کمترین طول نمی تواند دارای بهترین رفتار لرزه ای باشد، بلکه ارزیابی لرزه ای براساس ویژگی های لرزه خیزی ساختگاه می تواند ملاک انتخاب بهینه ترین طول تیرپیوند برشی برای طراحی گردد.



شکل ۲۲: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۱۲ طبقه با طول تیرپیوند مختلف



شکل ۲۲: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۱۲ طبقه با طول تیرپیوند مختلف



شکل ۲۲: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۱۲ طبقه با طول تیرپیوند مختلف

شکل ۲۲: منحنی شکنندگی قاب فولادی خمشی متوسط مهاربندی شده ۱۲ طبقه با طول تیرپیوند مختلف

در شکل ۲۲ ماکزیمم حداکثر شتاب فروریزش میانه برای طول تیرپیوند برشی ۰/۴۰ متر و ۰/۶۰ متر ۳/۲۰ برابر شتاب گرانش زمین بدست آمده است و بیانگر این مطلب است که تیرپیوند برشی کوتاه به دلیل داشتن سختی اولیه بیشتر در قاب ۱۲ طبقه که دارای سختی جانبی کمتر در مقایسه با قاب ۶ طبقه است رفتار لرزه‌ای بهتری از خود نشان داده است.

۷- نتیجه گیری

در این تحقیق، نقش طول تیرپیوند در ظرفیت فروریزش تدریجی تحت زلزله‌های دور از گسل مورد بررسی قرار گرفته است. باتوجه به صحت‌سنجی انجام گرفته، نتایج حاصل از مدل‌های ایجاد شده با اعتماد بیشتری مورد بررسی قرار گرفته‌اند. با بررسی نتایج و نمودارهای ارائه شده در بخش قبلی می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

۱- بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی افزایشی، قاب‌های با سیستم مهاربندی برون محور با تیرپیوند برشی کوتاه بیشترین ظرفیت فروریزش و قاب‌های با سیستم تیرپیوند برشی بلند کمترین ظرفیت فروریزش را نشان داده‌اند. همچنین میزان میانگین شتاب فروریزش با افزایش ارتفاع قاب‌ها کاهش یافته است.

۲- بر اساس منحنی‌های شکنندگی، سطح ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) قاب‌ها مقایسه شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از تیرپیوند برشی کوتاه در سیستم مهاربندی برون محور به میزان محسوسی ظرفیت فروریزش سازه‌های ارتفاع کوتاه و متوسط را افزایش داده است. به‌عنوان نمونه در سطح احتمال ۸۴ درصد، ظرفیت فروریزش قاب ۱۲ طبقه با تیرپیوند برشی کوتاه نسبت به قاب با تیر پیوند برشی بلند، ۱۶ درصد افزایش نشان داده است. همچنین با مقایسه منحنی‌های شکنندگی دوران تیرهای پیوند قاب‌های ۶ و ۱۲ طبقه، مشخص شده است که حداکثر دوران تیرپیوند برشی در مورد قاب مهاربندی با تیرپیوند برشی کوتاه بیشترین و در مورد قاب با مهاربندی با تیرپیوند برشی بلند کمترین است.

۳- استفاده از تیرپیوند برشی کوتاه در سیستم‌های مهاربندی برون محور بیشترین تأثیر را در جلوگیری از فروریزش داشته است. به‌عنوان نمونه، در قاب‌های ۶ طبقه به ازای شتاب‌های طیفی فروریزش مختلف، بکارگیری سیستم مهاربندی با تیرپیوند برشی کوتاه به جای مهاربندی با تیرپیوند برشی بلند توانسته تا ۱۵ درصد احتمال فروریزش را کاهش دهد.

۴- مهاربند برون محور مجهز به تیرپیوند برشی بلند در قاب با ارتفاع کوتاه تر (۶ طبقه) در گستره‌ی وسیع‌تری از سطح تقاضای لرزه‌ای باعث ایمن بودن و آسیب‌پذیری کمتری نسبت به قاب با ارتفاع بلندتر (۱۲ طبقه) شده است.

۵- به‌کارگیری تیرپیوند برشی در سیستم ساختمانی قاب فولادی دارای مهاربند برون‌محور باعث بهبود رفتار لرزه‌ای سیستم باربر جانبی، افزایش متوسط حداکثر شتاب فروریزش از ۱/۲۳ برای قاب خمشی ۶ طبقه بدون مهاربند به ۲/۴۱ برابر شتاب گرانش زمین برای قاب ۶ طبقه مهاربندی شده با طول تیر پیوند ۰/۴۰ متر شده است. همچنین در قاب ۱۲ طبقه در پارامترهای یکسان مقادیر فوق به ترتیب از ۰/۹۴ به ۲/۴۰ برابر شتاب گرانش زمین افزایش پیدا نموده است.

مراجع

- [1] Nabil, Mansour. (2010), *Development of the Design of Eccentrically Braced Frames with Replaceable Shear Links*. Doctor of Philosophy, Department of Civil Engineering, University of Toronto.
- [2] Vataman, Adina. Ciutina, Adrian and Grecea, Daniel. (2017). A Numerical Study on the Behavior of Eccentrically Braced Frames in Seismic Areas Using Finite Element Analysis. *Journal of Intersections*, 14(1), 69-84.
- [3] Farzampour, Alireza. Matthew R. Eatherton, Roberto T. Leon, Ioannis Koutromanos, Matthew H. Hebdon. (2018). *Evaluating Shear Links for Use in Seismic Structural Fuses*, Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Virginia Polytechnic Institute and State University, Blacksburg.
- [4] Bahrami, Salim., Naghypour, Morteza. (2017). Improving the Seismic Performance of Eccentrically Braced Frames by Using a Ductile Element. *Journal of Structural and Construction Engineering*. 4(3) 18-27.,
- [5] N. Siahpolo, N. Soveini, (2021). Analytical Study of Geometric Effects of Bolted Web Replaceable Shear Link with Bolted Web Connection under Cyclic Loading. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 9(8).
- [6] Özkılıç, Y. O. Topkaya, C. (2021). Extended End-Plate Connections for Replaceable Shear Links. *Engineering Structures*, 240, 112385.

- [7] Men, J., Deng, D., Lan, T., Xiong, L., & Ren, R. (2021). Replaceability Evaluation Method of Shear Link for RCS Hybrid Frame. *Structures* (33), 2085-2098.
- [8] Ghadami, A., Pourmoosavi, G., & Ghamari, A. (2021). Seismic Design of Elements Outside of the Short Low-Yield-Point Steel Shear Links. *Journal of Constructional Steel Research*, 178, 106489.
- [9] Bouwkamp, J., Vetr, M. G., Ghamari, A. (2016). An Analytical Model for Inelastic Cyclic Response of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link (V-EBF). *Journal of Case Studies in Structural Engineering*, 6, 31-44
- [10] Danesh, F., Faridalam, M. (2012). Behavior of Link-to-Column Connections in Eccentrically Braced Frames. *In Proceedings of the fifteenth world conference on earthquake engineering (15WCEE)*, Lisbon.52-84.
- [11] Mojarad, M., Daei, M., & Hejazi, M. (2017). Optimal Stiffeners Spacing for Intermediate Link in Eccentrically Braced Frame to Increase Energy Dissipation. *Journal of Civil Engineering*, 1(1), 39-44
- [12] Al-Janabi, M. A. Q., & Topkaya, C. (2020). Nonsymmetrical Loading Protocols for Shear Links in Eccentrically Braced Frames. *Journal of Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 49(1), 74-94.
- [13] Caprili, S., Mussini, N., & Salvatore, W. (2018). Experimental and Numerical Assessment of EBF Structures with Shear Links. *Journal of Steel and Composite Structures*, 28(2), 123-138.
- [14] Vetr, M. G., Ghamari, A., & Bouwkamp, J. (2017). Investigating the Nonlinear Behavior of Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Links (V-EBF). *Journal of Building Engineering*, 10, 47-59.
- [15] Lian, M., & Su, M. (2017). Seismic Performance of High-Strength Steel Fabricated Eccentrically Braced Frame with Vertical Shear Link. *Journal of Constructional Steel Research*, 137, 262-285.
- [16] Bahrami, A., & Heidari, M. (2020). Dynamic Behavior of Steel Eccentrically Braced Frames Having Moment-Shear Link. *Journal of Engineering and Applied Sciences*, 15(23), 2793-2799.
- [17] Malley, J. O., & Popov, E. P. (1983). *Design Considerations for Shear Links in Eccentrically Braced Frames*.
- [18] AISC (2016), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, JUL 12.
- [19] FEMA Publication 273, *NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (2009). Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [20] FEMA Publication 356, *Pre-Standard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. (2009). Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [21] FEMA P695, *Qualification of building seismic performance factors*. (2009). Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [22] <https://ngawest2.berkeley.edu>, (2021). *PEER Ground Motion Database*.
- [23] Berman, J. W., & Bruneau, M. (2007). Experimental and Analytical Investigation of Tubular Links for Eccentrically Braced Frames. *Journal of Engineering Structures*, 29(8), 1929-1938