

## On the Seismic Performance of a New Low Damage Structure; Moment Resisting Frame with Post-Tensioned Connections and Frictional Braces

Majid Mohammadi<sup>1\*</sup>, Nasimeh Afkaneh<sup>2</sup>

1- Associate professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

2- MSc, Taha Institute of Higher Education, Tehran, Iran

### ABSTRACT

Regular structural systems have been designed based on supplying sufficient ductility in seismic events, which lead to considerable permanent deformation after major earthquakes. Buildings with Large permanent deformation usually are unusable or require extensive repairing. Therefore, low damage structural systems are recently focused. The present study aimed at introducing a new self-centering structural system having frictional sliding in their braces. It is compared with common dual steel moment frames. In the proposed system, post-tensioned cable is used in beam to column connections to provide self-centering. The frictional sliding connections in the braces are utilized as well, to provide energy dissipation capability for the system. Connections are modeled in OpenSees software and validated using previous experimental results. Incremental dynamic analyses are carried out on some frame models under some real earthquake records. Their fragility curves are achieved for different performance levels and compared with those of regular dual systems. The results indicate that supplying post-tensioned cables and frictional sliding connections in dual moment frames, reduces the inter story drift, permanent relative displacement and vulnerability of the frames. Therefore, construction of such system for new buildings is recommended, regarding its high performance in earthquakes and repairability after intensive seismic events.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 23 July 2019

**Revise Date:** 14 August 2021

**Accept Date:** 22 December 2021

### Keywords:

Low damage structures  
self-centering  
post-tensioned  
sliding brace  
IDA  
fragility curve

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.195468.1907>

\*Corresponding author: Majid Mohammadi  
Email address: m.mohammadigh@iiees.ac.ir

## جدید با خسارت محدود؛ ارزیابی عملکرد لرزه‌ای یک سیستم (قاب خمشی مجهز شده به اتصالات پس کشیده و مهاربند اصطکاکی نامتقارن)

مجید محمدی<sup>۱\*</sup>، نسیمه افکانه<sup>۲</sup>

۱- دانشیار، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

۲- کارشناسی ارشد، مؤسسه آموزش عالی آل طه، تهران، ایران

### چکیده

سیستم‌های سازه‌ای متداول با بهره‌گیری از روش‌های طراحی لرزه‌ای بر اساس شکل‌پذیری طراحی و اجرا می‌شوند. در این سیستم‌های سازه‌ای، ساختمان پس از وقوع زلزله بزرگ، به دلیل تجربه کردن تغییر مکان‌های ماندگار قابل توجه، غیر قابل استفاده یا نیازمند تعمیرات زیاد و زمان بر می‌شود. به همین دلیل، امروزه استفاده از سیستم‌های سازه‌ای با آسیب محدود رو به گسترش است. تاکنون مطالعات محدودی در زمینه ترکیب سیستم‌های سازه‌ای خسارت محدود انجام شده است. لذا هدف از این تحقیق، معرفی یک سیستم سازه‌ای جدید ترکیبی خسارت محدود و همچنین مقایسه آن با یک سیستم متداول قاب خمشی فولادی دوگانه می‌باشد. در این سیستم پیشنهادی، از اتصال پس کشیده کابلی برای اتصالات تیرها و ستون‌ها به منظور تأمین خودمرکزی و از اتصال لغزشی اصطکاکی نامتقارن در مهاربند برای تأمین اتلاف انرژی، استفاده شده است. به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سیستم پیشنهادی، از مدل‌های صحت‌سنجی شده اتصالات پس کشیده و مهاربند لغزشی و از نرم افزار اپنسیس بهره‌برداری شد. دو قاب خمشی فولادی دوگانه شش طبقه، چهار دهانه مشابه که یکی از آنها براساس سیستم پیشنهادی مجهز شده است با استفاده از تحلیل دینامیکی غیر خطی فزاینده تحت ۱۰ رکورد زلزله (۵ رکورد حوزه دور و ۵ رکورد حوزه نزدیک) مورد ارزیابی قرار گرفتند. در انتها برای درک بهتر از عملکرد قاب خمشی دوگانه و قاب خمشی با اتصالات خاص، نمودارهای شکنندگی آنها در سطوح عملکردی مختلف با یکدیگر مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهد که افزودن اتصال پس کشیده کابلی و اتصال لغزشی اصطکاکی نامتقارن به قاب خمشی فولادی دوگانه، باعث کاهش جابجایی نسبی طبقات، جابجایی نسبی ماندگار طبقات و در نتیجه کاهش قابل ملاحظه آسیب پذیری آن می‌شود. لذا اجرای این سیستم پیشنهادی به منظور کاهش تغییر شکل ماندگار پس از وقوع زلزله در ساختمان‌ها توصیه می‌گردد.

کلمات کلیدی: آسیب محدود، مرکزگرا، پس کشیده، مهاربند لغزشی، تحلیل دینامیکی افزایشی، منحنی شکنندگی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2021.195468.1907">https://doi.org/10.22065/jsce.2021.195468.1907</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.195468.1907	۱۴۰۱/۰۷/۳۱	۱۴۰۰/۱۰/۰۱	۱۴۰۰/۱۰/۰۱	۱۴۰۰/۰۵/۲۳	۱۳۹۸/۰۵/۰۱
مجید محمدی					*نویسنده مسئول:	
m.mohammadigh@iiees.ac.ir					پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

نخستین بار ریکلز<sup>۱</sup> و همکاران [۱] در سال ۲۰۰۱ یک سیستم اتصال تیر به ستون را مورد مطالعه قرار دادند که در آن سیستم مرکز گرا بر پایه یک سری کابل‌های فولادی با مقاومت بالا است. در حالی که سیستم میراگر از نبشی‌های نشیمن و بالاسری فولادی پیچی تشکیل شده است. اجزای این نوع اتصال شامل ستون، تیر، کابل (یا میلگرد)، ورق تقویت کننده، ورق پیشانی و اتلاف کننده می‌باشد. در سال‌های ۲۰۰۲ تا ۲۰۰۳ کریستوپولوس<sup>۲</sup> و همکاران مطالعات تحلیلی و آزمایشگاهی بر روی یک اتصال فولادی با کابل‌های پس کشیده انجام دادند [۲، ۳]. این اتصال شامل میلگرد فلزی پس کشیده با مقاومت بالا و میلگردهای اتلاف کننده انرژی برای تسلیم در کشش و فشار طراحی شد. در تحقیق دیگری کریستوپولوس و همکاران [۴]، پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های یک درجه آزاد با رفتار هیسترتیک برگ-شکل<sup>۳</sup> و با قابلیت خود مرکزی را با سیستم‌های یک درجه آزاد با رفتار هیسترتیک الاستوپلاستیک دو خطی، به طور تحلیلی مقایسه کردند.

سیستم‌های اتصال پس کشیده با میراگر اصطکاکی توسط روجاس<sup>۴</sup>، ولسکی<sup>۵</sup> و تسایی<sup>۶</sup> مطرح شده و مطالعه بر روی آن ادامه دارد. چو<sup>۷</sup> و همکارانش در سال ۲۰۰۶ این نوع اتصال را با کابل‌های فولادی با مقاومت بالا به عنوان سیستم پس کشیده و صفحات فولادی با بال کاهش یافته را به عنوان سیستم اتلاف انرژی معرفی کردند [۵]. در سال ۲۰۰۷ گارلوک<sup>۸</sup> و همکاران [۶] به بررسی عملکرد و طراحی سیستم‌های قاب پس کشیده پرداختند و با انجام تحلیل روی قاب‌های پس کشیده، تأثیر پارامترهایی چون اندرکنش طبقه و قاب، مقاومت اتصال، مقاومت چشمه اتصال، و مقاومت تیرهای جمع کننده روی رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها را مورد بررسی قرار دادند.

مهمترین یافته‌های تحقیقات انجام شده نشان می‌دهد که سیستم خود مرکز دارای ویژگی‌های زیر می‌باشد:

- مقرون به صرفه
- سختی جانبی اولیه شبیه سیستم‌های لرزه‌ای معمولی
- عملکرد لرزه‌ای بهتر (کاهش دریافت باقیمانده، کاهش خسارت)
- ظرفیت شکل پذیری بزرگ
- فراهم کردن اتلاف انرژی توسط المان‌های اتلاف انرژی
- قابل استفاده در سازه‌های بتنی، پل‌ها و دیوارها

در ادامه تحقیقاتی که در زمینه سیستم‌های خود مرکز انجام شده است می‌توان به مطالعات احمدی و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۷] و ژیانگ و همکاران ۲۰۲۰ [۸] اشاره کرد.

اتصال لغزشی اصطکاکی (AFC) یک اتصال مفصلی لغزنده<sup>۹</sup> است که توسط کلیفتون<sup>۱۰</sup> در انجمن تحقیقات مهندسی نیوزلند توسعه داده شد. تست‌های اولیه توسط دنر<sup>۱۱</sup> [۹] و کلیفتون [۱۰] در دانشگاه اوکلند و مطالعات بیشتر توسط مکینون<sup>۱۲</sup> و همکاران [۱۱] در دانشگاه کنتربری انجام شد. اتصالات لغزشی اصطکاکی برای طراحی مقاوم در برابر آسیب سازه‌های قاب خمشی، مطرح شد. در این اتصال، در انتهای تیر یک فاصله برای آزادی تیر از بر ستون، قرار داده شده است. بال بالایی تیر با استفاده از ورق به ستون متصل شده

<sup>1</sup> Ricles

<sup>2</sup> Christopoulos

<sup>3</sup> Flag-shaped

<sup>4</sup> Rojas, 2005

<sup>5</sup> Wolski, 2006

<sup>6</sup> Tsai, 2007

<sup>7</sup> Chou

<sup>8</sup> Garlok

<sup>9</sup> Sliding hinge joint

<sup>10</sup> Clifton

<sup>11</sup> Danner

<sup>12</sup> Mackinven

است. چرخش انتهایی تیر حول اتصال ورق بال بالا به سمت بال ستون رخ می‌دهد. اتصال مفصلی لغزشی AFC در حداقل پنج ساختمان فولادی چند طبقه در نیوزلند استفاده شده است. تحقیقات در دانشگاه کنتربری و اوکلند بر روی نیروهای اصطکاکی، تحمل ساخت و ساز، کاهش سختی زمانی که اتصال در حالت لغزشی فعال است و تاب آوری ادامه دارد. کاری دیگر نیز در دانشگاه اوکلند توسط چانچی<sup>۱۳</sup> و کلیفتون در سال ۲۰۱۰ با ابزارهای اضافه شده به منظور بهبود توانایی خود مرکزی اتصال، انجام شده است که مکانیزم لغزش عمود بر نقطه چرخش قرار داده می‌شود. پس از کاربرد اتصالات لغزشی اصطکاکی در اتصالات تیر-ستون قاب‌های مقاوم خمشی که در آن استهلاک انرژی حاصل چرخش اتصال و غلبه بر نیروهای اصطکاک ناشی از بسته شدن پیچ‌ها در جزئیات AFC می‌باشد، ایده‌ی مهاربندهای مجهز به جزئیات AFC توسط بوتوروث<sup>۱۴</sup> در سال ۱۹۹۹ [۱۲] ارائه و توسط مک ری<sup>۱۵</sup> در سال ۲۰۰۸ [۱۳] و چانچی در سال ۲۰۱۲ [۱۴] توسعه داده شد.

برخی مزایای سیستم مهاربندی AFC به شرح زیر است:

- رفتار مشابه و یکسان در هر دو جهت بارگذاری
- افزایش ظرفیت جانبی قاب
- افزایش شکل پذیری قاب‌های خمشی
- استهلاک انرژی بدون تسلیم یا افت مقاومت هیچ عضو سازه‌ای
- در نظر گرفتن به عنوان سیستم سازه‌ای با آسیب محدود

در ادامه تحقیقاتی که در زمینه اتصالات لغزشی اصطکاکی نامتقارن در مهاربندها انجام شده است می‌توان به مطالعات چانچی و همکاران در سال‌های ۲۰۱۸ و ۲۰۲۰ اشاره کرد. چانچی و همکاران در سال ۲۰۱۸ [۱۵] رفتار هیستریک اتصالات اصطکاکی نامتقارن با استفاده از لنت های ترمز D3923 برای استفاده در ساختمانهای فولادی را ارزیابی کردند. نتایج تحقیق ایشان نشان داد که استفاده از لنت های ترمز D3923 سبب می‌شود که سرعت زوال مقاومت کاهش پیدا کند و ضریب اصطکاک بین سطوح در بالاترین مقدار خود ثابت باقی بماند. همچنین در سال ۲۰۲۰ یک دستور العمل طراحی به منظور درک بهتر از اتصالات لغزشی اصطکاک نامتقارن (AFC) توسط چانچی و همکاران [۱۶] ارائه شد.

با توجه به مزایای بیان شده در سیستم های خود مرکز و سیستم مهاربندی AFC در این پژوهش تلاش می‌شود یک سیستم جدید ترکیبی معرفی شود که علاوه بر داشتن سختی جانبی مناسب دارای جذب انرژی بالا و خاصیت برگشت پذیری باشد. چرا که قاب های خمشی مرکز گرا دارای سختی جانبی کمی هستند. بررسی های انجام شده نشان می‌دهد که تاکنون مطالعاتی در زمینه ترکیب این دو سیستم انجام نشده است. لذا در این مقاله ابتدا به معرفی این سیستم پیشنهادی پرداخته می‌شود و پس از انجام صحت سنجی نمونه مورد بررسی، رفتار لرزه ای آن با رفتار یک سیستم متداول قاب خمشی دوگانه ویژه مشابه از نظر هندسه و مقاطع در نرم افزار اپنسیس مقایسه می‌گردد. در این سیستم پیشنهادی، از اتصال پس کشیده کابلی برای اتصالات تیرها و ستون‌ها به منظور تأمین خودمرکزی و از اتصال لغزشی اصطکاکی در مهاربند برای تأمین اتلاف انرژی، استفاده شده است. و در انتها به منظور شناخت بهتر از عملکرد سیستم پیشنهادی و قاب خمشی دوگانه، احتمال آسیب پذیری این دو قاب را در هر یک از سطوح عملکردی (بی وقفه، ایمنی جانی و فروریزش) با یکدیگر مقایسه می‌شوند.

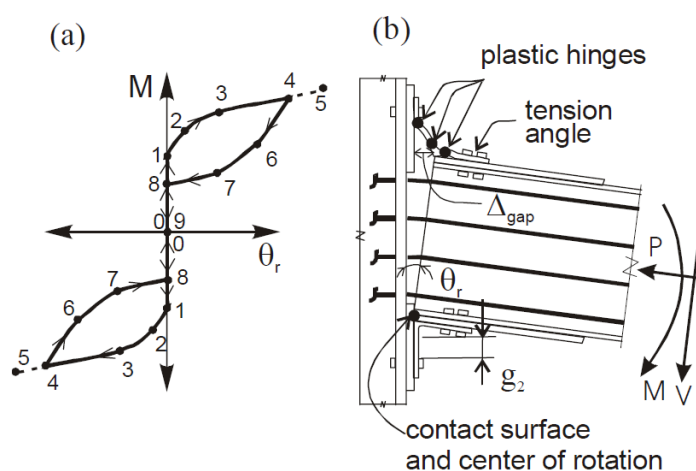
<sup>13</sup> Chanchi

<sup>14</sup> Butterworth

<sup>15</sup> MacRae

## ۲- رفتار اتصالات پس کشیده کابلی

اجزای این نوع اتصال شامل ستون، تیر، کابل (یا میلگرد)، ورق تقویت کننده، ورق پیشانی و نبشی‌های اتلاف کننده انرژی می‌باشد. کابل‌ها پس از کشیده شدن و محکم شدن به بال خارجی ستون قاب، بال‌های تیر را به ستون فشار می‌دهند که باعث می‌شود بتوانند خمشی ایجاد شده در اتصال را تحمل کنند. در اثر نیروی فشاری عمود بر سطح مشترک تیر-ستون، نیروی اصطکاکی در سطح مشترک بال‌ها ایجاد می‌شود که در برابر برش ناشی از نیروهای جانبی مقاومت می‌کند. رفتار ممان-دوران اتصال پس کشیده با باز شدگی و بسته شدن شکاف فصل مشترک تیر و ستون ( $\Delta gap$ ) تحت بارگذاری چرخه‌ای، مشخص و توصیف می‌شود. به دلیل وجود نیروی پس کشیدگی، در ابتدا دوران نسبی صفر خواهد بود و سختی اتصال تا قبل از باز شدن شکاف مابین تیر و ستون، مشابه اتصالات صلب است (قسمت قائم نمودار شکل ۱).



شکل ۱: نمونه‌ی اتصال پس کشیده فولادی و پاسخ نیرو-جابجایی آن [۱]

همانطور که در شکل ۱ نشان داده شده است، با رسیدن لنگر به حد مشخصی که لنگر فشاربرداری نامیده می‌شود، دوران نسبی بین تیر و ستون به وجود می‌آید. در این لحظه یکی از بال‌های تیر که تنش فشاری در آن به صفر رسیده، از بال جدا می‌شود. سختی اولیه-ی اتصال قبل از باز شدن درز در مرحله فشار برداری، با سختی اولیه‌ی اتصال خمشی جوشی یکسان است. سختی اتصال پس از فشاربرداری ترکیبی از سختی نبشی‌ها و سختی محوری الاستیک کابل‌های پس کشیدگی است. با ادامه بارگذاری، نبشی کششی اتصال در نقطه ۲ تسلیم می‌شود. در نقطه ۳ این نبشی به طور کامل تسلیم می‌گردد. در نهایت با ادامه بارگذاری تا نقطه ۵، کابل‌های پس کشیده شده نیز تسلیم می‌شوند. در حین باربرداری (نقطه ۴)، نبشی‌ها تا هنگامی که شکاف بین بال تیر و بال ستون در نقطه ۸ بسته شده و  $\theta_r$  برابر با صفر شود، به اتلاف انرژی ادامه می‌دهند. رفتار خمشی یک اتصال پس کشیده، وابسته به عمق تیر، مجموع نیروی کابل‌ها، مقاومت نبشی‌ها، سختی الاستیک و مقاومت کابل‌های پس کشیدگی است. تا زمانی که کابل‌ها به حالت الاستیک باقی بمانند و تسلیم قابل توجهی در تیرها ایجاد نشود، نیروی پس کشیدگی محفوظ مانده و اتصال به محض باربرداری، خود مرکز است (یعنی پس از برداشتن لنگر اتصال،  $\theta_r$  به مقدار صفر بازگشته و قاب خمشی به موقعیت قبل از زلزله خود باز می‌گردد).

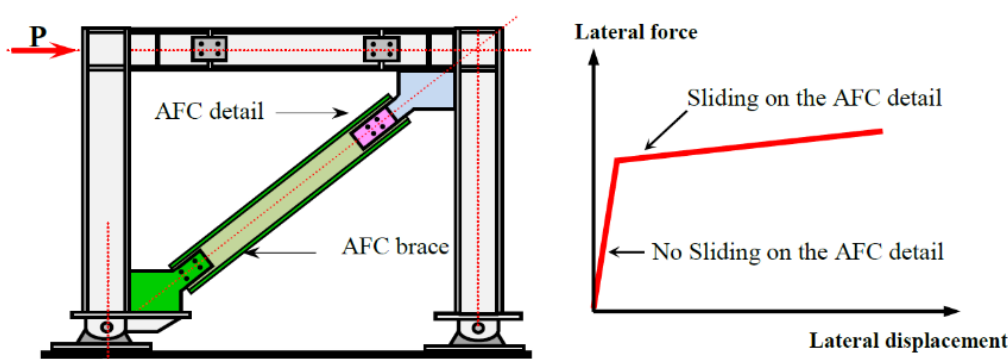
## ۳- رفتار مهاربندهای لغزشی اصطکاکی

مهاربند AFC به عنوان یک فیوز که انرژی را از طریق اصطکاک مستهلک می‌کند، در نظر گرفته می‌شود و می‌توان از آن برای محافظت از تسلیم شدن اعضای قاب در دررفت‌های بزرگ (دریافت بیش از ۱ درصد) استفاده کرد. اتلاف انرژی در مهاربند AFC هنگامی که ورق سوراخ دار تحت فشار قرار دارد و یا کشیده می‌شود با یک نیروی بزرگتر یا مساوی نیروی بستن پیچ‌ها روی جزئیات AFC، بیشتر می‌شود.

شود به طوری که مکانیزم لغزشی ورق سوراخ دار فعال می شود. نیرویی که مکانیزم لغزشی ورق سوراخ دار را به طور کامل فعال می کند، نیروی لغزشی نامیده می شود، و بزرگی این نیرو بستگی به تعداد پیچ در سطح لغزش و نیروی مونتاژ در پیچها دارد؛ و ضریب اصطکاک مؤثر به طور مستقیم به نوع سطوح لغزش، مرتبط است.

اتلاف انرژی لرزه ای موقعی به دست می آید که قاب توسط نیروهای لرزه ای که موجب بارهای محوری در مهاربند می شود، بارگذاری جانبی شده و تغییر شکل دهد. بسته به مقدار نیروی محوری روی مهاربند AFC دو مرحله را می توان در قاب شناسایی کرد:

مرحله اول که در آن نیروهای لرزه ای می تواند افزایش یابد و بار محوری در مهاربند کمتر از نیرویی است که باعث لغزش ورق سوراخ دار می شود، است. این مرحله می تواند به عنوان فاز الاستیک قاب در نظر گرفته شود همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است [۱۷].



شکل ۲: رفتار تئوری قاب های مقاوم خمشی مجهز به مهاربند AFC [۱۷]

مرحله دوم که در آن نیروهای لرزه ای، یک نیروی محوری در مهاربند القا می کند که بزرگتر یا برابر با نیرویی است که باعث لغزش ورق سوراخ دار می شود. بنابراین صفحه شکاف دار سختی قاب را بطور قابل توجهی کاهش می دهد و قاب با افزایش جزئی بار جانبی، تغییر شکل جانبی می دهد. این مرحله دوم می تواند به عنوان فاز غیرالاستیک قاب که در آن لغزش جزئیات AFC، انرژی لرزه ای منتقل شده به دیگر اعضای بحرانی قاب مانند تیرها، ستون ها و اتصالات تیر به ستون را محدود می کند، در نظر گرفته شود. در نتیجه این مرحله اعضای بحرانی از حالات حدی مانند تسلیم یا کمانش حفاظت می شوند [۱۷].

#### ۴- طراحی سازه

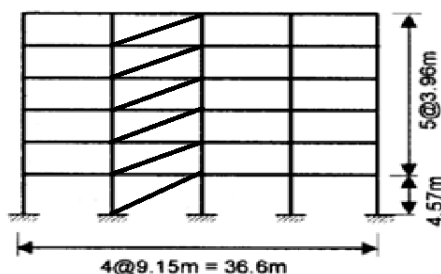
برای ارزیابی عملکرد لرزه ای قاب های فولادی پس کشیده دارای مهاربند با اتصالات اصطکاکی، دو قاب فولادی شش طبقه، چهار دهانه مشابه اما با جزئیات اتصالات مختلف، طراحی و در نرم افزار اپنسیس مدل شده اند. ابعاد دهانه و ارتفاع طبقات قاب های مورد مطالعه در شکل ۳ مشاهده می شود. مقاطع تیر و ستون و مهاربند در دو قاب مورد مطالعه یکسان می باشد که در جدول ۱ نشان داده شده است.

برای طراحی قاب پس کشیده به همراه مهاربند با اتصالات اصطکاکی، از قاب پس کشیده طراحی شده توسط اینانلو [۱۸] استفاده شده است.

قاب فولادی خمشی دوگانه با اتصالات گیردار نیز بر اساس ضوابط موجود در آیین نامه های ملی ایران (استاندارد ۲۸۰۰ [۱۹] و میبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲۰]) طراحی و در اپنسیس مدل شده است.

در جدول ۱ مقاطع تیر و ستون ها H شکل و مقاطع مهاربندها U شکل ارائه شده است.

مصالح استفاده شده در کلیه قاب‌ها یکسان است و مدول الاستیسیته تیر، ستون، نبشی، مهاربند و کابل‌ها ۱۹۹ مگاپاسکال، تنش تسلیم تیر، ستون، نبشی و مهاربندها ۲۴۰ مگاپاسکال و تنش تسلیم کابل‌ها ۱۶۲۰ مگاپاسکال می‌باشد.



شکل ۳: ابعاد دهانه و ارتفاع قاب‌های مورد مطالعه.

جدول ۱: مقاطع تیر و ستون و مهاربند در قاب‌های مورد مطالعه

مهاربند	ستون	تیر	طبقه
MC ۱۲×۵۰	W ۱۴×۲۸۳	W ۲۷×۱۱۴	۲و۱
MC ۱۲×۴۵	W ۱۴×۲۱۱	W ۲۷×۱۰۲	۴و۳
MC ۱۲×۴۰	W ۱۴×۱۹۳	W ۲۷×۸۴	۶و۵

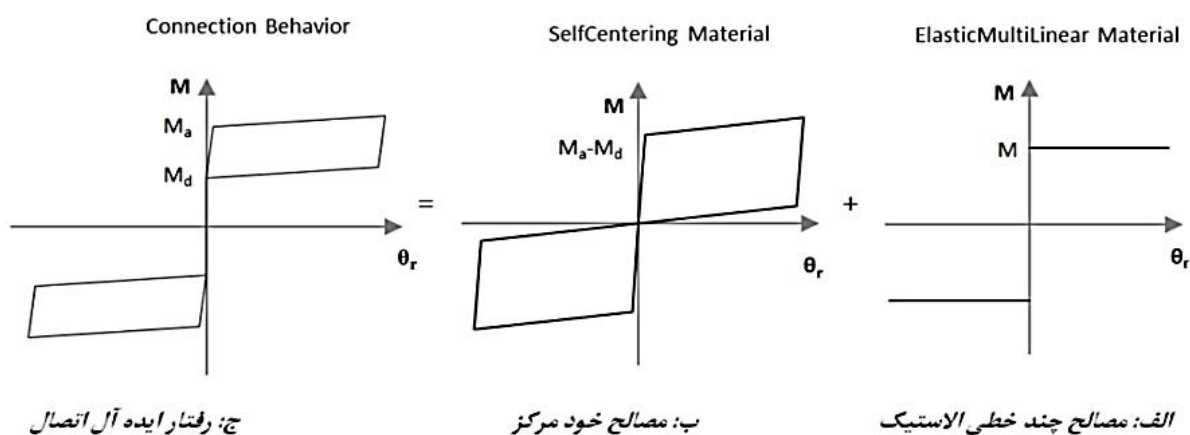
## ۵- مدل سازی در نرم افزار اپنسیس

مدل سازی تیرها و ستون‌ها با استفاده از مصالح Steel02 که میتواند رفتار هیسترسیس فولاد ایزوتروپ دارای سخت شوندهگی کرنشی<sup>۱۶</sup> را به خوبی مدل نماید، انجام شده است. مقاطع تیرها و ستون‌ها به صورت فایبر و المان‌های آنها المان تیر-ستون غیرخطی می‌باشد. مقاطع فایبر و المان‌های تیر-ستون غیرخطی، پلاستیسیته را در سرتاسر عضو به صورت گسترده در نظر می‌گیرند، بنابراین امکان بروز مفاصل پلاستیک در هر نقطه از طول المان میسر می‌باشد.

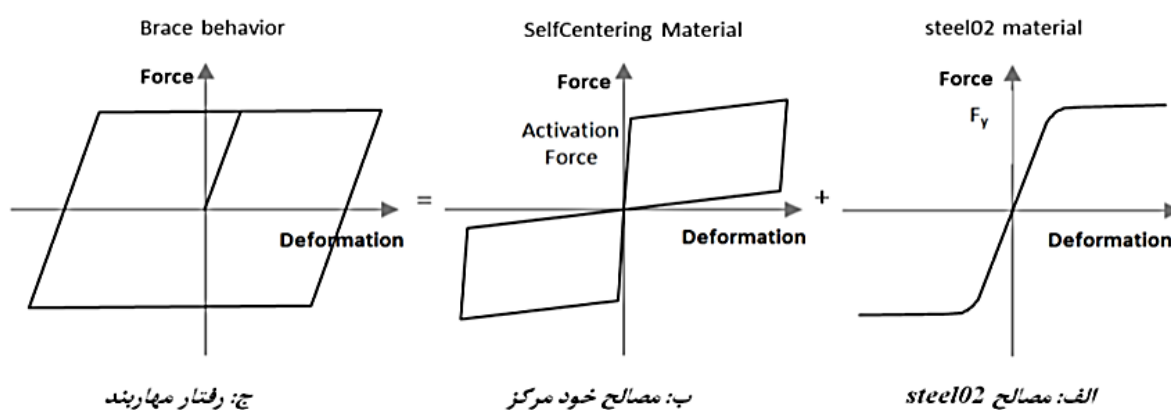
مطابق (شکل ۴) برای مدل سازی اتصالات پس کشیده از موازی قرار دادن مصالح الاستیک چند خطی و مصالح خود مرکز (که در کتابخانه اپنسیس وجود دارد و رفتار آن در شکل ۴-ب نشان داده شده است) به صورت موازی و اختصاص این مصالح به یک فنر پیشگی در محل اتصال، استفاده شده است. به عبارت دیگر، در اینگونه اتصالات به جای این که کابل‌ها به صورت جداگانه مدلسازی و سپس اثر آن بر رفتار اتصالات مدلسازی و صحت سنجی شود، از همان ابتدا رفتار اتصالات (شکل ۱) که بر پایه آزمایش‌های انجام شده به دست آمده و روابطی برای آن در ادبیات فنی وجود دارد، به مدل معرفی گردید [۱۸].

<sup>16</sup> Model with Isotropic Strain Hardening

همچنین برای مهاربندهای لغزشی اصطکاکی از مصالح Steel02 و مصالح خودمرکز (شکل ۵-ب) به صورت موازی استفاده شده است (شکل ۵).



شکل ۴: موازی کردن مصالح فنر پیچشی [۱۸].



شکل ۵: موازی کردن مصالح مهاربند لغزشی [۱۸].

## ۶- صحت سنجی مدل‌های مورد استفاده

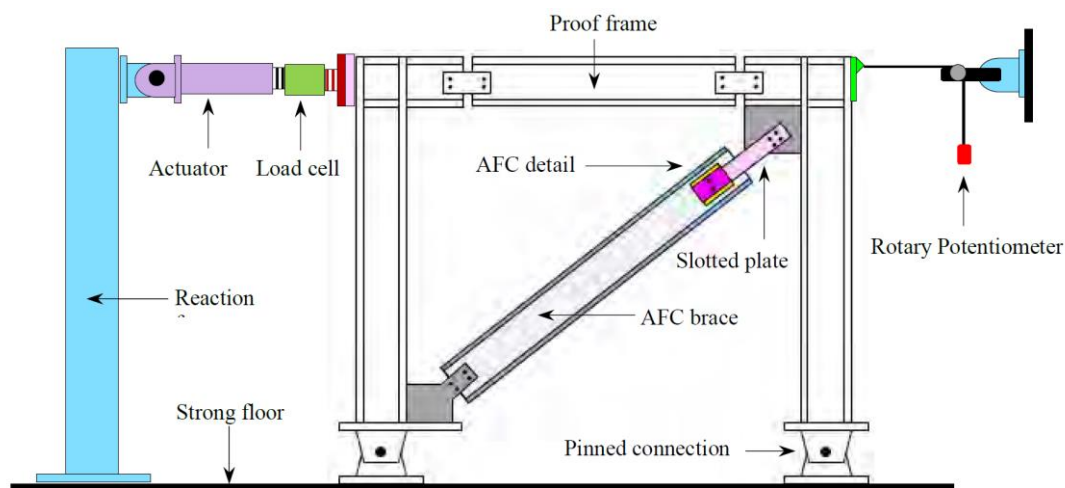
برای حصول اطمینان از نتایج تحلیل‌های عددی، باید مدلسازی اتصالات پس کشیده و همچنین مهاربند لغزشی در اپنسیس صحت سنجی گردد که مورد اول به صورت مفصل توسط محمدی و اینانلو [۲۱] انجام و از ذکر مجدد آن در این متن خودداری شده است. برای صحت سنجی مدلسازی مهاربند لغزشی در اپنسیس، یک نمونه قاب طراحی و تحلیل شده در آزمایشگاه توسط چانچی و همکاران [۱۷] انتخاب و در اپنسیس مدلسازی شد. ابعاد، اندازه‌ها، مقاطع، مصالح و شرایط تکیه‌گاهی و گیرداری قاب مدلسازی شده کاملاً منطبق بر قاب طراحی و تحلیل شده در آزمایشگاه می‌باشد. تصویر شماتیک نمونه آزمایش قاب AFC چانچی و همکاران در شکل ۶ آورده شده است؛ ستون‌های قاب توسط اتصالات مفصلی به کف قوی و بالای ستون سمت چپ توسط یک جک هیدرولیکی به دیوار عکس‌العمل متصل شده است. همچنین از یک اکستنسومتر<sup>۱۷</sup> یا کشش سنج به منظور اندازه‌گیری تغییرات طول AFC و از یک پتانسیومتر چرخشی<sup>۱۸</sup> برای کنترل سرعت و فرکانس بارگذاری در بالای ستون سمت راست استفاده شده است. آزمایش بر مبنای قرارگیری قاب تحت رژیم جابجایی چرخه‌ای با سرعت ثابت در نظر گرفته شده است. رژیم جابجایی متشکل از ۲۰ سیکل با دامنه‌های بین ۳ تا ۹۰ میلی‌متر

<sup>17</sup> Extensometer

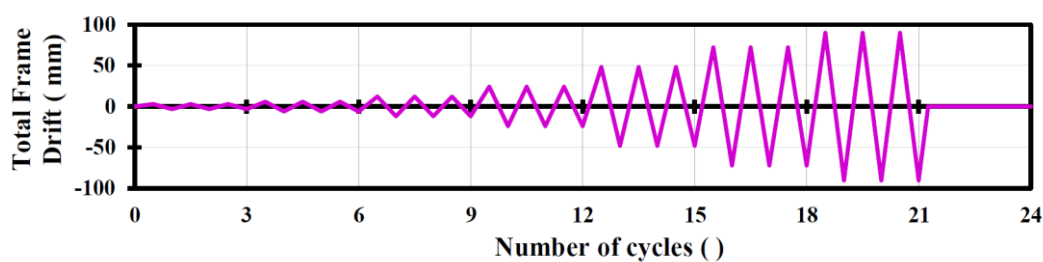
<sup>18</sup> Rotary Potentiometer



مربوط به دریفتهای جانبی ۱ و ۳ درصد می باشد. پروتکل بارگذاری استفاده شده در آزمایش چانچی و همکاران در شکل ۷ نشان داده شده است.

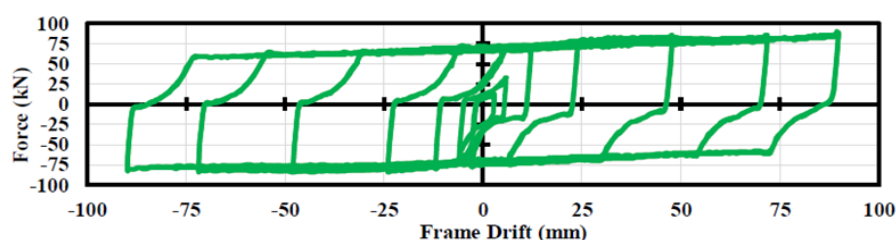


شکل ۶: برپایش نمونه آزمایش قاب AFC چانچی و همکاران [۱۷]

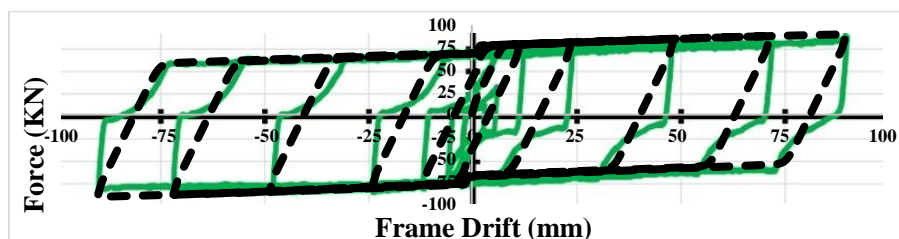


شکل ۷: پروتکل جابجایی مورد استفاده در آزمایش چانچی و همکاران [۱۷]

در شکل ۸ رفتار هیستریتیک قاب مهاربندی شده در آزمایش و نمونه مدلسازی شده در اپنسیس با اختصاص نیروی شروع لغزش به مهاربند، نشان داده شده است که مشاهده می شود شبیه سازی عددی تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی دارد.



(الف)



(ب)

شکل ۸: (الف) رفتار هیسترتیک قاب مهاربندی شده در آزمایشگاه [۱۷] و (ب) مقایسه رفتار هیسترتیک قاب در آزمایشگاه و قاب مدلسازی شده در اپنسیس.

## ۷- تحلیل قاب های مورد مطالعه

تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) از روش‌های نوین در مهندسی زلزله بر اساس عملکرد است که رفتار سازه را در طیف گسترده‌ای از شدت‌های مختلف زلزله بررسی می‌کند. همچنین با توجه به ماهیت دینامیکی این روش، نتایج واقع‌گرایانه‌تری نسبت به روش‌های استاتیکی غیرخطی می‌توان شاهد بود. مبنای روش تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده بر آن است که برای کنترل سازه‌های مورد نظر، سازه برای چندین یا تک رکورد شتاب زلزله تحلیل می‌شود تا چندین نقطه به دست آید. با رسم و اتصال این نقاط به همدیگر تصویری پیوسته از طیف رفتار سازه در تمامی مراحل الاستیک تا تسلیم و سرانجام فروپاشی سازه، به دست آید و سرانجام دید مناسبی از رفتار را نشان دهد. در این تحقیق برای انجام تحلیل IDA، کمیت ضریب مقیاس  $0.05g$ ، معیار شدت بیشینه شتاب زمین (PGA) و معیار خرابی ماکزیمم تغییر مکان بین طبقه‌ای در نظر گرفته شده است.

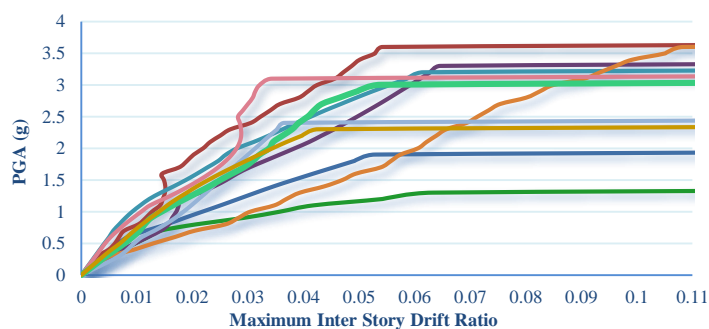
رکوردهای مورد استفاده در تحلیل (جدول ۲)، با توجه به زمین نوع ۳ منطقه تهران در آئین نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم، از آئین نامه FEMA P695 [۲۲] انتخاب و به شتاب منطقه مقیاس شده‌اند. از ۱۰ رکورد انتخابی، ۵ رکورد حوزه دور و ۵ رکورد حوزه نزدیک هستند.

## ۸- منحنی های تحلیل IDA برای سازه های مورد مطالعه

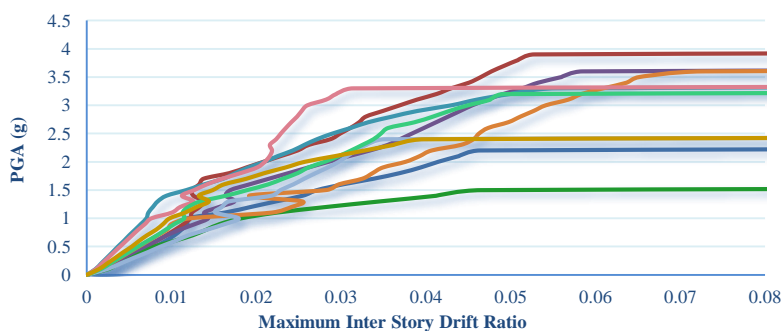
همانطور که ذکر گردید برای دو قاب مورد مطالعه، بعد از انجام تحلیل IDA تحت چندین رکورد مختلف زلزله، دسته‌ای از منحنی‌های IDA به دست می‌آید که منحنی رفتاری سازه با استفاده از تحلیل IDA به صورت شکل ۹ و ۱۰ می‌باشد. برای مقایسه دسته منحنی‌های مختلف با یکدیگر، در شکل ۱۱ مقادیر میانه دو قاب ارائه شده است.

جدول ۲: رکوردهای انتخابی از FEMA P695.

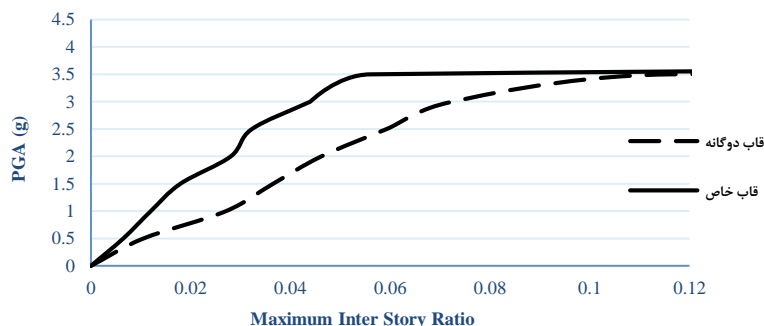
Record type	PGA(g)	NEHRP CLASS	Station Name	Earthquake			ID NO.
				M	Year	Name	
Far-field	0.48	D	Canyon Country-WLC	6.7	1994	Northridge	R1
Far-field	0.82	D	Bolu	7.1	1999	Duzce, Turkey	R2
Far-field	0.35	D	Delta	6.5	1979	Imperial Valley	R3
Far-field	0.45	D	Poe Road (temp)	6.5	1987	Superstition Hills	R4
Far-field	0.44	D	CHY101	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	R5
Near-field	0.42	D	Parachute Test Site	6.5	1987	Superstition Hills-02	R6
Near-field	0.82	D	TCU065	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	R7
Near-field	0.52	D	Duzce	7.1	1999	Duzce, Turkey	R8
Near-field	0.28	D	Chihuahua	6.5	1979	Imperial Valley-06	R9
Near-field	0.42	D	Northridge - Saticoy	6.7	1994	Northridge-01	R10



شکل ۹: منحنی رفتار قاب دوگانه تحت ۱۰ شتاب نگاشت زلزله.



شکل ۱۰: منحنی رفتار قاب با اتصالات خاص تحت ۱۰ شتاب نگاشت زلزله.



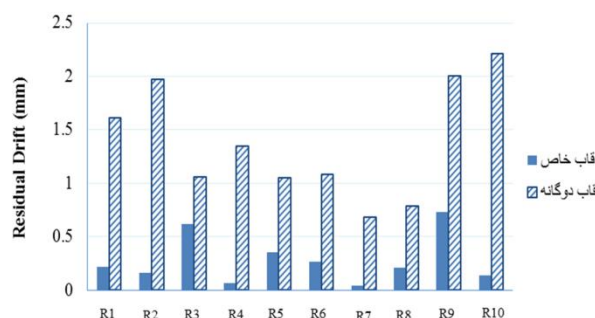
شکل ۱۱: مقادیر میانه‌ی منحنی‌های IDA در دو قاب.

## ۹- مقایسه‌ی تغییر مکان‌های بین طبقه‌های ماندگار

حداکثر تغییر مکان‌های افقی ماندگار دو قاب در تحلیل تحت شدت برابر  $PGA=1g$  در جدول ۳ آمده و در نمودار شکل ۱۲ با هم مقایسه شده‌اند. برای به دست آوردن ماکزیمم تغییر مکان‌های بین طبقه‌ای، به رکوردها مدت زمان ۵ ثانیه با شتاب صفر اضافه شد تا قاب‌ها در این مدت زمان به ثبات برسند. سپس ماکزیمم مقدار تغییر مکان‌های بین طبقه‌ای در آخرین ثانیه رکورد، به دست آمد. ملاحظه می‌شود که تغییر شکل‌های ماندگار قاب با اتصالات خاص بسیار کمتر از تغییر شکل‌های ماندگار قاب دوگانه می‌باشد و این به معنای آن است که قاب با اتصالات خاص، توانایی خودمرکزی دارد.

جدول ۳: ماکزیمم تغییر شکل‌های ماندگار در دو قاب

شماره رکورد	نام رکورد	دریفت ماندگار قاب خاص (سانتی متر)	دریفت ماندگار قاب دوگانه (سانتی متر)
R1	Northridge	۰/۲۱۸	۱/۶۱
R2	Duzce, Turkey	۰/۱۵۸	۱/۹۷
R3	Imperial Valley	۰/۶۲۲	۱/۰۶
R4	Superstition Hills	۰/۰۶۴۵	۱/۳۵
R5	Chi-Chi, Taiwan	۰/۳۵۷	۱/۰۵
R6	Superstition Hills-02	۰/۲۶۳	۱/۰۸
R7	Chi-Chi, Taiwan	۰/۰۴۱۹	۰/۶۸۵
R8	Duzce, Turkey	۰/۲۱	۰/۷۸۲
R9	Imperial Valley-06	۰/۷۳۳	۲
R10	Northridge-01	۰/۱۳۷	۲/۲۱



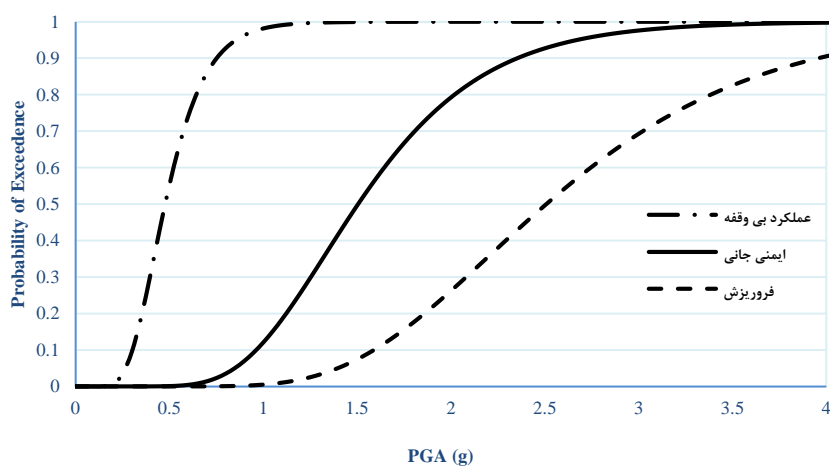
شکل ۱۲: مقایسه‌ی ماکزیمم دریفت‌های ماندگار در دو قاب در شدت  $PGA=1g$ .

## ۱۰- ترسیم منحنی‌های شکنندگی

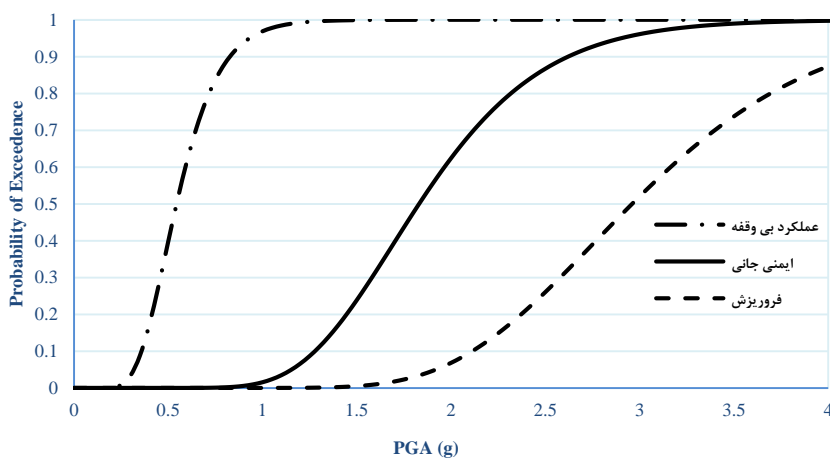
طبق دستورالعمل ASCE 41-05 [۲۳] منحنی‌های شکست، سطوح عملکردی را بین ۳ حالت (استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و فروریزش) توزیع می‌کنند. این منحنی‌ها برای هر حالت خرابی در هر جنبش زمین جداگانه رسم می‌شوند و به عنوان ورودی در جریان محاسبه خسارت سازه‌ای وارد می‌شوند. مقادیر ماکزیمم دریفت با توجه به آیین نامه ASCE 41-05 [۲۳] برای سطح عملکردی استفاده بی وقفه ۰/۰۷٪، ایمنی جانی ۲/۵٪ و فروریزش ۵٪ است. برای تولید منحنی شکنندگی باید یک توزیع احتمال برای پارامترهای تقاضای مهندسی که از تحلیل‌های غیر خطی به دست می‌آید در نظر گرفت که در این تحقیق از توزیع لگاریتم نرمال برای بدست آوردن مقادیر احتمال فراگذشت از هر سطح عملکردی استفاده شده است. شکل ۱۳ و ۱۴ منحنی‌های شکنندگی قاب دوگانه و قاب خاص را در ۳ حالت عملکردی بی وقفه، ایمنی جانی و فروریزش نشان می‌دهد که در این شکل‌ها محور افقی مشخص کننده شدت حرکت زمین (IM) که در این تحقیق بیشینه شتاب زمین (PGA) در نظر گرفته شده است و محور قائم احتمال فراگذشت از هر یک از مقادیر PGA می‌باشد. همانگونه که ملاحظه می‌شود با افزایش PGA احتمال فراگذشت خرابی سازه از یک سطح مشخص، افزایش می‌یابد. شیب منحنی شکست در حالت عملکردی بی وقفه در مقادیر کمتر PGA، بیشتر و در مقادیر بیشتر PGA، کمتر است؛ یعنی سرعت افزایش احتمال خرابی برای مقادیر پایین تر PGA بیشتر می‌باشد و شیب منحنی شکست در حالت عملکردی ایمنی جانی و همچنین حالت عملکردی فروریزش کامل، به ترتیب ملایم تر از حالت عملکردی بی وقفه می‌باشد. با توجه به منحنی‌های ترسیم شده مشاهده می‌شود که احتمال رویداد حالت‌های عملکردی بی وقفه، ایمنی جانی و فروریزش به ترتیب در زلزله‌های با PGA های کمتر از ۰/۲، ۰/۶ و ۱ در قاب دوگانه و در زلزله‌های با PGA های کمتر از ۰/۲، ۰/۸ و ۱/۶ در قاب خاص، تقریباً ناچیز است. در جداول ۴ و ۵ مقادیر احتمال فراگذشت از حالات عملکردی قاب دوگانه و قاب خاص آورده شده است.

جدول ۴: مقادیر احتمال شکست قاب دوگانه در سه سطح عملکردی.

فروریزش	ایمنی جانی	عملکرد بی وقفه	PGA (g)
0	0	0	0
6.46E-20	3.65E-15	5.09E-06	0.1
5.72E-13	3.50E-09	0.007013	0.2
1.17E-09	1.85E-06	0.094757	0.3
1.22E-07	7.16E-05	0.308562	0.4
2.87E-06	0.000782	0.551707	0.5
2.87E-05	0.004149	0.740422	0.6
0.000166	0.013991	0.859883	0.7
0.000655	0.034798	0.927405	0.8
0.001971	0.06988	0.963211	0.9
0.004847	0.120103	0.98154	1
0.01021	0.183771	0.990756	1.1
0.019045	0.25736	0.995357	1.2
0.032242	0.336543	0.997653	1.3
0.050456	0.417089	0.998803	1.4
0.074025	0.495432	0.999384	1.5
0.102939	0.568937	0.999679	1.6
0.136864	0.635916	0.999831	1.7
0.175204	0.695504	0.99991	1.8
0.217175	0.747486	0.999952	1.9
0.261886	0.792099	0.999974	2
0.308413	0.829876	0.999985	2.1
0.35586	0.861506	0.999992	2.2
0.403399	0.887743	0.999995	2.3
0.450306	0.909338	0.999997	2.4
0.495969	0.926997	0.999999	2.5
0.539898	0.941359	0.999999	2.6
0.58172	0.952987	0.999999	2.7
0.62117	0.962368	1	2.8
0.658079	0.969912	1	2.9
0.69236	0.975965	1	3



شکل ۱۳: منحنی‌های شکنندگی قاب دوگانه.



شکل ۱۴: منحنی‌های شکنندگی قاب با اتصالات خاص.

جدول ۵: مقادیر احتمال شکست قاب با اتصالات خاص در سه سطح عملکردی.

فروریزش	ایمنی جانی	عملکرد بی وقفه	PGA (g)
0	0	0	0
3.16E-38	1.51E-25	1.05E-07	0.1
6.55E-25	1.32E-15	0.001079	0.2
1.67E-18	5.28E-11	0.033949	0.3
1.41E-14	2.80E-08	0.172439	0.4
6.97E-12	1.79E-06	0.396995	0.5
6.56E-10	3.39E-05	0.616873	0.6
2.13E-08	0.000298	0.779174	0.7
3.30E-07	0.001556	0.880678	0.8
3.02E-06	0.005608	0.938113	0.9
1.86E-05	0.015397	0.968686	1
8.40E-05	0.034424	0.98437	1.1
0.000299	0.065684	0.992245	1.2
0.00088	0.110679	0.996155	1.3
0.002211	0.168952	0.998088	1.4
0.00488	0.238242	0.999044	1.5
0.009668	0.315071	0.999519	1.6
0.017489	0.395481	0.999756	1.7
0.029283	0.475691	0.999875	1.8
0.045898	0.55254	0.999935	1.9
0.067967	0.623707	0.999966	2
0.095824	0.687735	0.999982	2.1
0.129458	0.743942	0.999991	2.2
0.168513	0.792254	0.999995	2.3
0.212335	0.833035	0.999997	2.4
0.260036	0.866928	0.999998	2.5
0.31058	0.894721	0.999999	2.6
0.362866	0.917246	1	2.7
0.415811	0.935321	1	2.8
0.468402	0.949699	1	2.9
0.51975	0.961049	1	3

## ۱۱- مقایسه احتمال شکست در قاب‌های مورد مطالعه

برای درک بهتر از عملکرد قاب خمشی دوگانه و قاب خمشی با اتصالات خاص، احتمال آسیب‌پذیری این دو قاب را در هر یک از سطوح عملکردی با هم مقایسه کردیم.

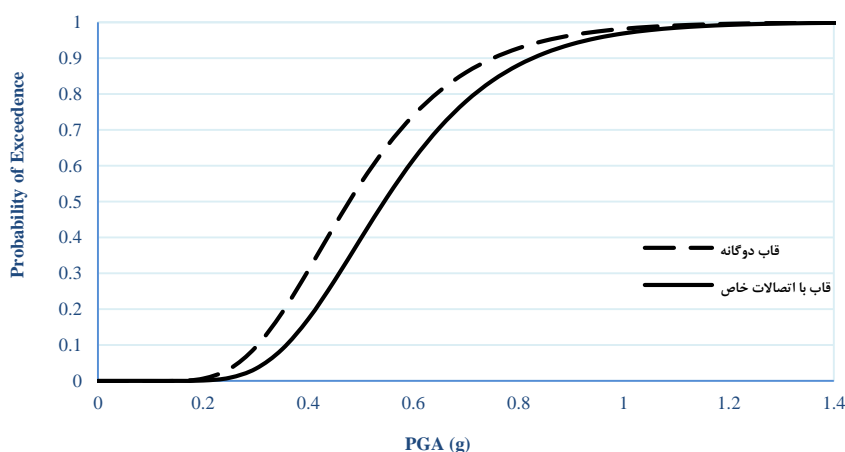
شکل ۱۵ منحنی‌های شکنندگی دو قاب را به ترتیب در سطح عملکردی بی وقفه، ایمنی جانی و فروریزش کلی نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱۵ مشاهده می‌شود منحنی‌های شکست قاب دوگانه در هر PGA مشخص بالاتر از منحنی شکست قاب با اتصالات خاص است که احتمال خرابی بیشتری را نسبت به قاب با اتصالات خاص نشان می‌دهد. همچنین در دو سطح عملکردی ایمنی جانی و فروریزش، فاصله بین منحنی‌های شکست دو قاب، نسبت به سطح عملکرد بی وقفه افزایش داشته است که نشان دهنده تأثیر بیشتر افزودن



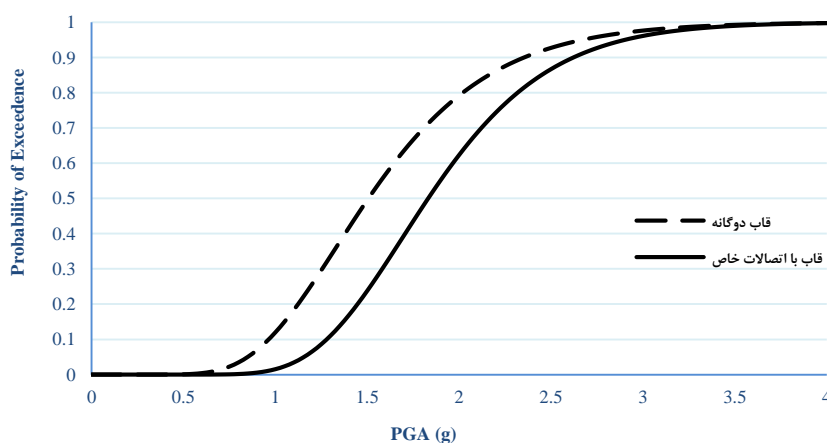
اتصالات پس کشیده کابلی به اتصالات تیر-ستون و رفتار لغزشی به مهاربند، در کاهش دررفت‌های بین طبقه ای و به دنبال آن افزایش ظرفیت کلی قاب‌هایی است که بیشتر وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند.

شکل ۱۶ منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سه سطح عملکرد در زلزله‌های حوزه دور و شکل ۱۷ منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سه سطح عملکرد در زلزله‌های حوزه نزدیک را نشان می‌دهد. شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نیز نشان دهنده رفتار بهتر قاب پیشنهادی در زلزله-های حوزه دور و نزدیک، نسبت به قاب دوگانه، می‌باشد.

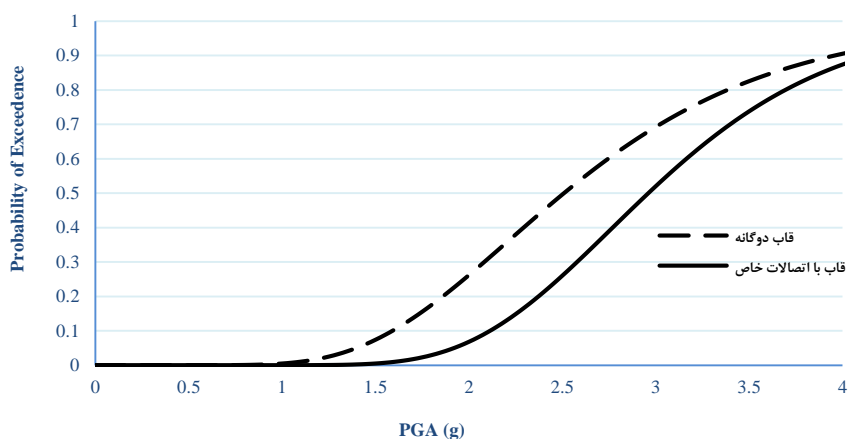
یادآور می‌شود با توجه به نحوه مدل سازی و رفتار دو نوع اتصال پس کشیده و اتصال لغزشی مهاربند، مفاصل پلاستیک در ناحیه لغزشی تعبیه شده در مهاربند و در اتصالات پس کشیده تیر و ستون (کابل ها و نبشی اتصال) اتفاق می‌افتد. بنابراین تیرها، ستون‌ها و مهاربندها بدون تسلیم شدگی باقی می‌مانند و تنها ممکن است برخی از اجزای اتصالات مانند نبشی‌های اتصال، کابل‌های پس کشیده و یا ناحیه لغزشی مهاربند دچار آسیب شوند که قابل تعمیر یا تعویض می‌باشند.



الف: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی بی وقفه

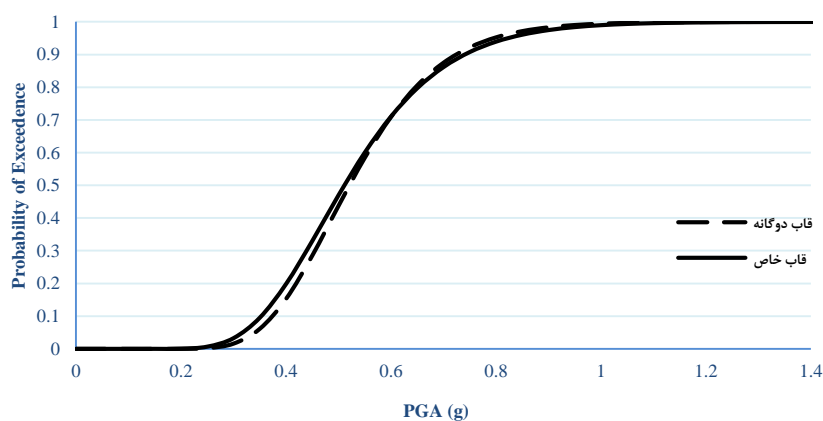


ب: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی ایمنی جانی

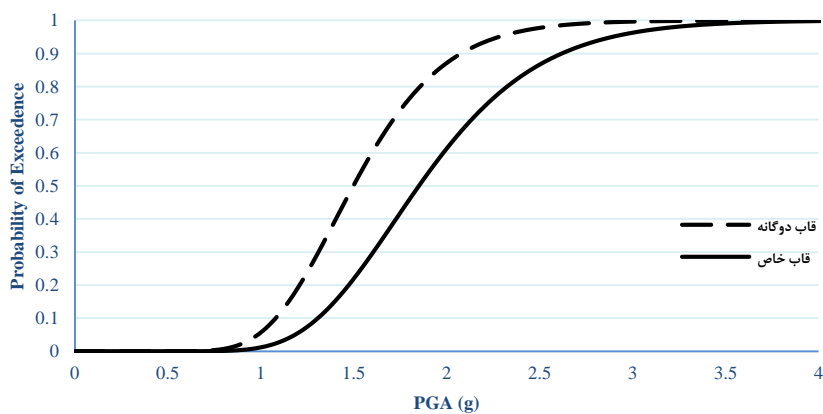


ج: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی فروریزش کلی

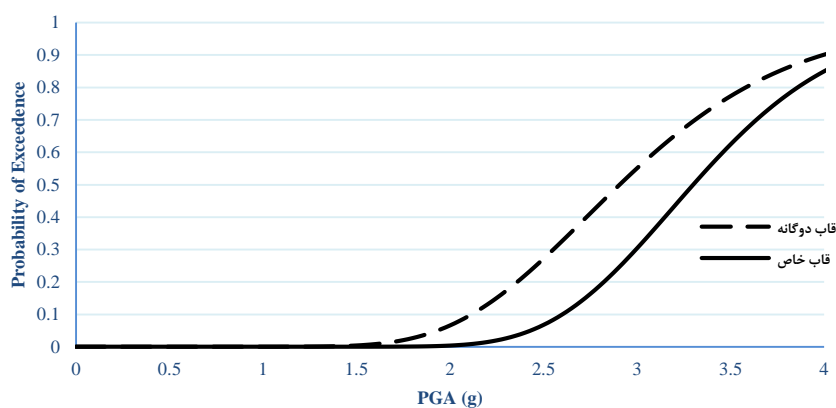
شکل ۱۵: مقایسه احتمال شکست دو قاب در سه سطح عملکردی.



الف: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی بی وقفه در زلزله‌های حوزه دور

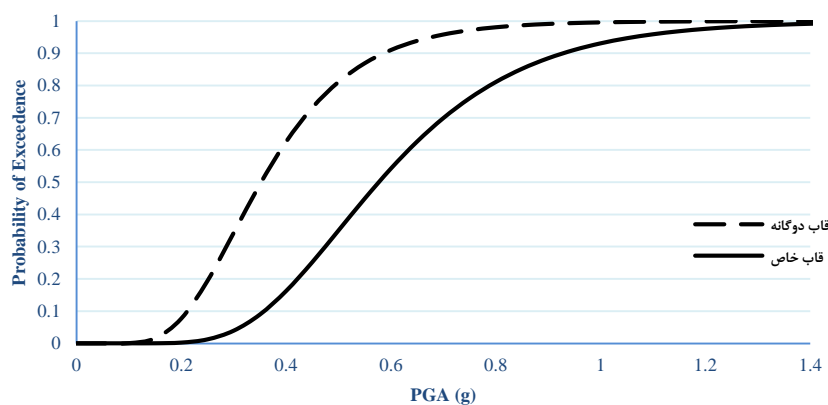


ب: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی ایمنی جانی در زلزله‌های حوزه دور

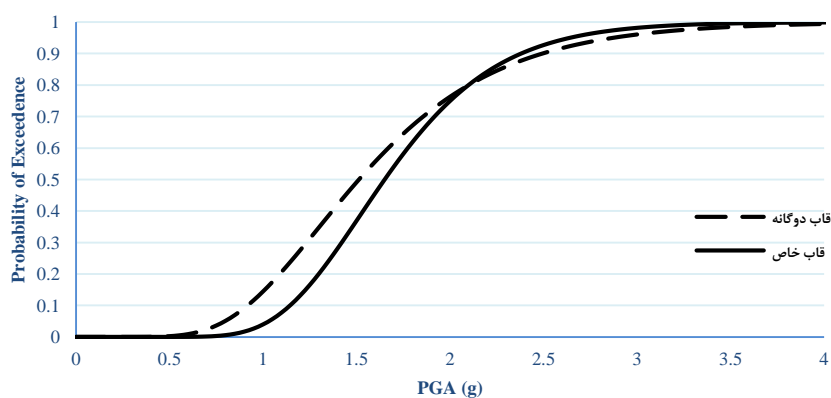


ج: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی فروریزش در زلزله‌های حوزه دور

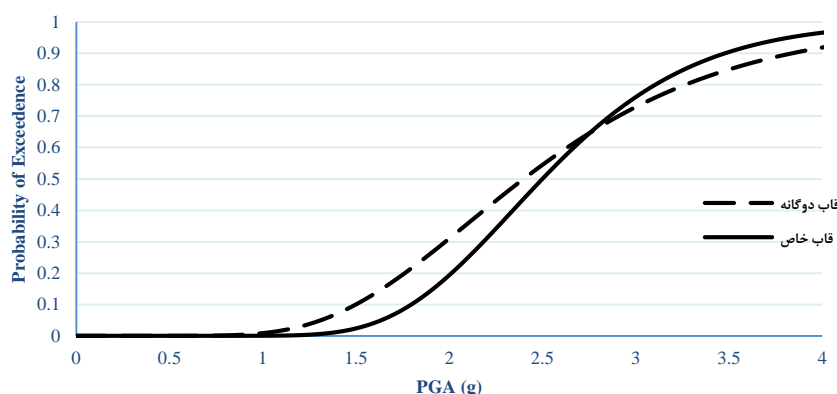
شکل ۱۶: مقایسه احتمال شکست دو قاب در سه سطح عملکردی در زلزله‌های حوزه دور.



الف: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی بی وقفه در زلزله‌های حوزه نزدیک



ب: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی ایمنی جانی در زلزله‌های حوزه نزدیک



ج: منحنی‌های شکنندگی دو قاب در سطح عملکردی فروریزش در زلزله‌های حوزه نزدیک

شکل ۱۷: مقایسه احتمال شکست دو قاب در سه سطح عملکردی در زلزله‌های حوزه نزدیک.

## ۱۲- نتیجه گیری

در این مقاله، ابتدا یک سیستم جدید مرکزگرا مجهز شده به لغزش اصطکاکی نامتقارن در برخی اتصالات معرفی شد و پس از انجام صحت سنجی در نرم افزار اپنسیس، رفتار لرزه ای آن با یک سیستم متداول قاب خمشی دوگانه ویژه تحت زلزله های حوزه دور و نزدیک مقایسه گردید. در این سیستم پیشنهادی، به منظور تأمین خودمرکزی از اتصال پس کشیده کابلی برای اتصالات تیرها و ستون ها استفاده شده است و همچنین برای تأمین اتلاف انرژی از مهاربند اصطکاکی نامتقارن به کار گرفته شده است. بررسی های انجام شده روی آسیب پذیری لرزه‌ای قاب ساختمانی فولادی با سیستم قاب خمشی دوگانه و قاب ساختمانی فولادی خودمرکز با اتصالات پس کشیده و مهاربند با اتصال اصطکاکی، نشان می دهد که :

- در سیستم پیشنهادی، تیرها، ستون‌ها و مهاربندها وارد ناحیه تسلیم شدگی نمی شوند و تنها ممکن است برخی از اجزای اتصالات مانند نبشی‌های اتصال، کابل‌های پس کشیده و یا ناحیه لغزشی مهاربند دچار آسیب شوند که قابل تعمیر یا تعویض می‌باشند.
- با توجه به ماهیت اتصالات سیستم پیشنهادی، آسیب به اتصالاتی وارد می‌شود که به راحتی قابل تعمیر و جایگزینی می‌باشند.
- تغییر شکل‌های بین طبقه‌ای، تغییر شکل‌های ماندگار و آسیب پذیری سیستم پیشنهادی کمتر از قاب دوگانه می‌باشد.
- سیستم پیشنهادی در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک رفتار بهتری نسبت به قاب دوگانه از خود نشان می‌دهد.

## مراجع

- [1] Ricles, J. M., Sause, R., Garlock, M. M., & Zhao, C. (2001). Posttensioned seismic-resistant connections for steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 113-121.
- [2] Christopoulos, C., Filiatrault, A., Uang, C. M., & Folz, B. (2002). Posttensioned energy dissipating connections for moment-resisting steel frames. *Journal of Structural Engineering*, 128(9), 1111-1120.
- [3] Christopoulos, C., Filiatrault, A., & Uang, C. M. (2002). *Self-centering post-tensioned energy dissipating (PTED) steel frames for seismic regions*. University of California, San Diego.
- [4] Christopoulos, C., Filiatrault, A., & Folz, B. (2002). Seismic response of self-centring hysteretic SDOF systems. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(5), 1131-1150.
- [5] Chou, C. C., Chen, J. H., Chen, Y. C., & Tsai, K. C. (2006). Evaluating performance of post-tensioned steel connections with strands and reduced flange plates. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 35(9), 1167-1185.

- [6] Garlock, M. M., Sause, R., & Ricles, J. M. (2007). Behavior and design of posttensioned steel frame systems. *Journal of Structural Engineering*, 133(3), 389-399.
- [7] Ahmadi, O., Ricles, J. M., & Sause, R. (2018). Modeling and seismic collapse resistance study of a steel SC-MRF. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 324-338.
- [8] Jiang, H., Bu, H., & He, L. (2020). Study of a new type of self-centering beam-column joint in steel frame structures. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 29(14), e1779.
- [9] Danner, M., & Clifton, G. C. (1995). Development of Moment-Resisting Steel Frames incorporating Semi-Rigid Elastic Joints: 1994. 95 Research Report.
- [10] Clifton, G. C. (2005). *Semi-rigid joints for moment-resisting steel framed seismic-resisting systems* (Doctoral dissertation, ResearchSpace@ Auckland).
- [11] Mackinven, H., MacRae, G. A., Pampanin, S., Clifton, G. C., & Butterworth, J. (2007). Sliding Hinge Joint Tolerances for Steel Moment Frames. In *Proceedings of the 8th Pacific Conference On Earthquake Engineering (PCEE)*, Paper (Vol. 200).
- [12] Butterworth, J. W. (1999). Seismic Damage Limitation in Steel Frames Using Friction Energy Dissipators. *6th International Conference on Steel and Space Structures - September 1-2*. Singapore.
- [13] MacRae, G. A. (2008). A New Look at Some Earthquake Engineering Concepts. *M. J. Nigel Priestley Symposium Proceedings*, IUSS Press.
- [14] Chanchí, J.C., MacRae, G.A., Chase, J.G., Rodgers, G.W., Clifton, G.C, & Munoz, A. (2012). Design considerations for braced frames with asymmetrical friction connections (AFC). STESSA 2012, Santiago de Chile, January.
- [15] Golondrino, J. C. C., MacRae, G. A., Chase, J. G., Rodgers, G. W., & Clifton, G. C. (2018). Hysteretic Behaviour of Asymmetrical Friction Connections Using Brake Pads of D3923. In *Structures* (Vol. 16, pp. 164-175). Elsevier.
- [16] Chanchi Golondrino, J. C., MacRae, G. A., Chase, J. G., Rodgers, G., & Clifton, G. C. (2020). Towards a better understanding of the development of the strength in Asymmetrical Friction Connections (AFCs).
- [17] Chanchi Golondrino, J., Xie, R., MacRae, G. A., Chase, J. G., Rodgers, G. W., & Clifton, C. (2015). Braced Frame Using Asymmetrical Friction Connections (AFC).
- [18] Inanlou, N. (2013) *Effects of post tensioned cables on progressive damage*. Master Thesis, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology.
- [19] Iranian Seismic Design Provisions-2800 standard (fourth edition). (2013). Road, Housing and Development Research Center
- [20] Iranian National Building code-Part 10, Design and construction of steel structures. (2009).
- [21] Mohammadi, M., Inanlou, N., (2019), Applying Post-Tensioned Connections to Prevent Progressive Collapse of Buildings, *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*.
- [22] FEMA. Quantification of building seismic performance factors. FEMA P695. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC; June 2009.
- [23] American Society of Civil Engineers. (2007). Seismic rehabilitation of existing buildings. American Society of civil engineers.