

## Analytical verification of the behavior of TADAS metal dampers in a self-centered coupled shear wall system

Ali Abdallah Youssef<sup>1</sup>, Mohammad Reza Esfahani<sup>2\*</sup>, Mohammad Sajjad Zareian<sup>3</sup>

1- Ph.D. Student in Structural Engineering, Faculty of Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

2- Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Ferdowsi University of Mashhad, Mashhad, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Shahab-Danesh University, Qom, Iran

### ABSTRACT

*In this research, the experimental findings of the behavior of self-centered coupled shear wall system, in which TADAS metal dampers are used at the beam-to-wall connection area, are evaluated and confirmed using OpenSees software. In order to prevent the possible failure of the beam, as well as to maintain the self-centering capability of the system and to minimize the residual deformation of the structure under seismic load, steel beams and PT strands have been used in the construction of subassemblies. To carry out the laboratory work, three subassemblies were made of the self-centered coupled wall system and subjected to quasi-static cyclic loading. The investigated samples included a subassembly without energy dissipation devices and two subassemblies equipped with TADAS dampers at the beam-to-wall connection area. The subassemblies were modeled using OpenSees software and the results showed a good agreement with the laboratory results. In the samples with TADAS dampers, the effect of the thickness of the triangular plates of the damper, as well as the effect of the initial tension of the pullback strands was investigated. The experimental and analytical studies of the subassemblies showed that the use of TADAS dampers at the region where the beam and wall are connected, while significantly reducing permanent deformations, led to an increase of 71% to 96% in the carrying capacity of the system and a significant increase in the energy dissipation capacity. Also, by increasing the thickness of the damper blades from 12 to 15 mm, the loading capacity increased by about 15%, while less residual deformation was observed in the subassemblies.*

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 27 July 2023

**Revise Date:** 24 August 2023

**Accept Date:** 20 October 2023

### Keywords:

Coupling Wall

Self-centering

PT strands

Residual Drift

TADAS Damper

Cyclic Loading

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2023.407319.3171>

\*Corresponding author: Mohammad Reza Esfahani.

Email address: Esfahani@um.ac.ir

## صحت‌سنجی تحلیلی رفتار میراگرهای تسلیمی پره مثلثی در یک سیستم دیوار برشی همبسته مرکزگرا

علی عبدالله یوسف<sup>۱</sup>، محمدرضا اصفهانی<sup>۲\*</sup>، محمدسجاد زارعیان<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۲- استاد گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه فردوسی مشهد، مشهد، ایران

۳- استادیار گروه عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه شهاب‌دانش، قم، ایران

### چکیده

در این تحقیق، نتایج آزمایشگاهی رفتار سیستم دیوار برشی همبسته مرکزگرا که در آن از میراگرهای تسلیمی پره مثلثی در ناحیه اتصال تیر به دیوار استفاده شده است، به کمک نرم‌افزار *OpenSees* تحلیل و صحت‌سنجی می‌شود. به منظور جلوگیری از خرابی احتمالی تیر و همچنین حفظ قابلیت مرکزگرایی سیستم و به حداقل رساندن تغییرشکل پسماند سازه تحت بار لرزه‌ای، به ترتیب از تیر فولادی و کابل‌های پس‌کشیدگی در ساخت زیرسازه‌ها استفاده شده است. برای انجام کار آزمایشگاهی، سه زیرسازه از سیستم دیوار همبسته مرکزگرا ساخته و تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی قرار گرفت. نمونه‌های مورد بررسی شامل یک زیرسازه فاقد ادوات استهلاک انرژی و دو زیرسازه مجهز به میراگرهای پره مثلثی در ناحیه اتصال تیر به دیوار بود. زیرسازه‌ها با استفاده از نرم‌افزار *OpenSees* مدل‌سازی شدند و نتایج حاصل انطباق خوبی با نتایج آزمایشگاهی نشان دادند. در نمونه‌های دارای میراگر، اثر ضخامت پره‌های مثلثی شکل میراگر به علاوه اثر تنش اولیه کابل‌های پس‌کشیدگی مورد بررسی قرار گرفت. مطالعه‌های آزمایشگاهی و تحلیلی زیرسازه‌ها نشان داد که به کارگیری میراگرهای تسلیمی پره مثلثی در محل اتصال تیر به دیوار منجر به افزایش ۷۱٪ تا ۹۶٪ در ظرفیت باربری سیستم و افزایش قابل توجه در ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌ها شده است و در عین حال قابلیت مرکزگرایی سیستم حفظ شده است. با افزایش ضخامت پره‌های میراگرها از ۱۲ به ۱۵ میلی‌متر، ظرفیت باربری حدود ۱۵٪ افزایش یافت با این حال تغییرشکل پسماند بیشتری در زیرسازه مشاهده شد.

کلمات کلیدی: دیوار همبسته، مرکزگرایی، کابل پس‌کشیدگی، تغییرشکل ماندگار، میراگر تسلیمی پره مثلثی، بارگذاری چرخه‌ای.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.407319.3171">https://doi.org/10.22065/jsce.2023.407319.3171</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2023.407319.3171">10.22065/jsce.2023.407319.3171</a>	۱۴۰۳/۰۳/۳۱	۱۴۰۲/۰۷/۲۸	۱۴۰۲/۰۷/۲۸	۱۴۰۲/۰۶/۰۲	۱۴۰۲/۰۵/۰۵
			محمدرضا اصفهانی		*نویسنده مسئول:	
			Esfahani@um.ac.ir		پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

توانایی سازه برای بازگشت به موقعیت شاقول اولیه خود پس از باربرداری به عنوان قابلیت مرکزگرایی نامیده می‌شود. سیستم‌های لرزه‌بر جدیدی که به سیستم‌های مرکزگرا معروفند، از جمله سیستم قاب خمشی فولادی پس‌کشیده [۱،۲]، قاب خمشی بتنی پس‌کشیده [۳،۴]، دیوار بتنی پس‌کشیده [۵،۶] و دیوار همبسته بتنی پس‌کشیده [۷،۸]، دارای این قابلیت می‌باشند به صورتی که در آن سازه قادر خواهد بود پس از اتمام بارگذاری به موقعیت اولیه خود باز گردد. براساس پژوهش‌های پیشین، این قابلیت را می‌توان به روش‌های گوناگونی از جمله به کار بردن کابل‌های پس‌کشیده نچسبیده [۳،۵،۷-۱۰]، استفاده از آلیاژهای حافظه‌دار شکلی [۱۱-۱۵] و یا واشرهای فبری دیسکی [۱۶-۲۳] در سازه فراهم نمود. ویژگی‌هایی همچون مرکزگرایی و تغییرشکل ماندگار کم، تحمل تغییر مکان‌های جانبی بزرگ بدون خسارت‌های قابل توجه، قابلیت باربری جانبی مجدد پس از زلزله‌های کوچک و متوسط و امکان تعمیر راحت‌تر و سریع‌تر سیستم پس از زلزله‌های بزرگ، از خواص منحصر به فرد این نوع سیستم‌ها می‌باشد که آنها را از انواع دیگر سیستم‌های سازه‌ای متمایز می‌نماید [۲۴، ۷، ۸، ۲۷]. در پژوهش حاضر، سیستم دیوار برشی همبسته پس‌کشیده<sup>۱</sup> به صورت آزمایشگاهی مورد بررسی قرار می‌گیرد. این سیستم اولین بار توسط کوراما و همکاران [۷، ۸] در دانشگاه نتردام معرفی شد و رفتار آن مورد ارزیابی شد. ولدان و همکاران [۸، ۲۶] رفتار سیستم دیوار همبسته با تیر همبند بتنی را مورد مطالعه قرار دادند و شش نمونه با مقیاس ۰/۵ را تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی آزمایش کردند. پارامترهای مورد بررسی شامل مساحت کابل‌های پس‌کشیدگی، تنش اولیه کابل‌ها، تنش محوری اولیه بتن تیر، مقاومت نبشی و عمق تیر بود. شن و همکاران [۷، ۲۴] به بررسی رفتار این سیستم با تیر همبند فولادی پرداختند. جزئیات تشکیل دهنده این سیستم شامل دیوارهای بتنی مجزا، تیرهای همبند که در داخل دیوارها فرو نمی‌رود و یا به عبارتی به صورت غیر یکپارچه بین دیوارهای دو طرف آنها متصل می‌شوند، کابل‌های پس‌کشیده نچسبیده که از میان دیوارها و تیر عبور می‌کند، نقش همبندی دیوارها در اثر نیروی فشاری ایجاد شده توسط این کابل‌ها بین تیر و دیوارها را ایفا می‌کند و ادوات استهلاک انرژی است. در این سیستم، بیشتر دوران‌های غیرخطی در ناحیه بازشدگی رخ می‌دهند. چرخش تیر نسبت به دیوار منجر به تسلیم شدن نبشی‌های بالا و پایین در وضعیت‌های کشش و فشار می‌شود. با توجه به نتایج حاصل از این پژوهش، بیشتر حالت‌های خرابی در سیستم دیوارهای همبسته دوگانه پس‌کشیده به دلیل خستگی کم چرخه‌ای در نبشی‌های بالا و پایین به وقوع پیوسته‌اند. تیر و دیوار به طور قابل توجهی آسیب ندیده‌اند. شکست نبشی‌ها منجر به کاهش مقاومت و از دست رفتن ظرفیت جذب انرژی از سیستم گردیده است. بارپاچین و همکاران [۲۸-۳۰]، به ارزیابی آزمایشگاهی سیستم دیوار برشی همبسته چند طبقه با تیرهای همبند پس‌کشیده پرداختند. در این ارزیابی، عملکرد لرزه‌ای و کفایت این سیستم در مناطق لرزه‌خیز با استفاده از ضوابط آیین‌نامه ACI مورد بررسی قرار گرفت. این سیستم از کابل‌های پس‌کشیده نچسبیده با مقاومت بالا برای اتصال دیوارهای برشی به یکدیگر استفاده کرد. آزمایش‌های چرخه‌ای شبه استاتیکی روی دو نمونه دیوار همبسته با مقیاس ۰/۴۰ انجام شد. نتایج به‌دست آمده از آزمایش زیرسازه‌ها نشان داد که هر نمونه‌های آزمایش شده عملکرد مناسبی را از خود نشان می‌دهند و به‌طور قابل توجهی بهتر از سازه‌های دیوار برشی همبسته بتنی متداول رفتار می‌کنند. در پژوهشی که زارعیان و همکاران [۳۱] انجام دادند، رفتار دیوار برشی همبسته با تیر همبند فولادی پس‌کشیده‌ی مجهز به ادوات استهلاک انرژی اصطکاکی مورد بررسی قرار گرفت. هفت نمونه تحت بار جانبی چرخه‌ای شبه‌استاتیکی با دامنه‌ی افزایشنده مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌ها شامل یک نمونه کنترلی فاقد ادوات استهلاک انرژی، یک نمونه شامل نبشی‌ها فولادی و چهار نمونه مجهز به ادوات اصطکاکی با سطوح مختلف پیش‌تنیدگی بود. همچنین، یک نمونه مجهز به ادوات اصطکاکی برای بررسی رفتار سیستم و ظرفیت باقیمانده آن در حین یک پس‌لرزه قوی دوباره آزمایش شده است. مهم‌ترین نتایج بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی آنها به این صورت خلاصه می‌شود که زیرسازه‌های مجهز به میراگرهای اصطکاکی سختی جانبی، مقاومت، شکل‌پذیری و استهلاک انرژی عالی از خود نشان دادند در حالی که زیرسازه‌ی مجهز به نبشی‌های فولادی، ظرفیت استهلاک انرژی پایین-تری را ارائه نمود و به سبب شکست نبشی‌ها ناشی از پدیده خستگی با تعداد چرخه کم، ظرفیت باربری و ظرفیت استهلاک انرژی نمونه دچار کاهش قابل توجهی شد. به دلیل هزینه‌های سنگین عملیات تعمیر و بهسازی ناشی از به وجود آمدن جابه‌جایی پسماند در سازه‌ها و حتی در مواردی به علت رابطه مستقیمی بین جابه‌جایی نسبی پسماند و هزینه‌های بهسازی و تعمیر سازه وجود دارد ممکن است استفاده

<sup>1</sup> Post-tensioned coupled shear wall system

مجدد از ساختمان امکان پذیر نباشد. به عبارت دیگر، در اکثر موارد تخریب سازه‌های که تغییر شکل پسماند زیاد را تجربه نمودند به دلایل همچون مشکل فنی شاغول نمودن و هزینه‌های بالایی تعمیر آن یک راه حل مناسب خواهد بود. کابل‌های پیش‌تندگی سیستم دیوار همبسته پس‌کشیده خاصیت مرکزگرایی آن را فراهم می‌نمایند، که در نتیجه آن، سازه پس از وقوع زلزله تقریباً فاقد تغییر شکل جانبی پسماند خواهد بود [۲۴، ۷، ۸، ۲۷]. مطالعات اخیر نشان می‌دهد که تغییر مکان نسبی پسماند بزرگتر از ۵/۰٪ در ساختمان‌ها پس از وقوع زلزله، سبب از دست رفتن توجیه فنی و اقتصادی تعمیر و بهسازی سازه می‌شود [۳۳، ۳۲].

با توجه به عملکرد لرزه‌ای مطلوب دیوارهای برشی بتنی و مزایای سیستم دیوار همبسته مرکزگرا، در این پژوهش به ارزیابی آزمایشگاهی و تحلیلی رفتار چرخه‌ای سیستم دیوار همبسته بتنی مرکزگرا با تیر فولادی پس‌کشیده مجهز به میراگرهای تسلیمی پره مثلی<sup>۲</sup> پرداخته می‌شود. استفاده از میراگرهای پره مثلی به علت عمر خستگی بالای آنها و قابلیت کاربرد در زلزله‌های حوزه دور و نزدیک، همچنین قابلیت استهلاک انرژی بیشتر نسبت به نبشی‌های فولادی و تکنولوژی ساخت ساده‌تر نسبت به میراگرهای اصطکاکی، چهره نوآوری تحقیق را نمایان می‌سازد. از طرف دیگر، این تحقیق با معرفی یک کاربرد نوین از میراگرهای پره مثلی، در محل اتصال تیر به دیوار، نوآوری ویژه‌ای را در این زمینه ارائه داده است. به منظور انجام این پژوهش، ابتدا رفتار بار- تغییر مکان میراگرهای پره مثلی تحت بار چرخه‌ای به صورت آزمایشگاهی بررسی گردید، سپس سه زیرسازه با مقیاس ۳/۲ از یک سیستم دیوار همبسته دوگانه پس‌کشیده ۸ طبقه استخراج و ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی با دامنه افزایشنده مورد آزمایش قرار گرفت. همچنین، مدل تحلیلی زیرسازه‌ها در نرم‌افزار اپنسیس<sup>۳</sup> ساخته شد و برای نمونه‌های مختلف مورد اعتبارسنجی قرار گرفت.

## ۲- اهمیت تحقیق

در این تحقیق، اثر استفاده از میراگرهای فلزی تسلیم شونده پره مثلی که در ناحیه اتصال تیر به دیوار در سیستم دیوار همبسته مرکزگرا نصب شدند تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای شبه استاتیکی به دو صورت آزمایشگاهی و تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت. در طول مدت بارگذاری جانبی، برای به حداقل رساندن خسارت‌های متحمل شده به تیر همبند و حفظ قابلیت مرکزگرایی سیستم، از تیر همبند فولادی به جای تیر بتنی استفاده گردید. از طرفی، پژوهش‌های گذشته نشان دادند که استفاده از نبشی‌های فولادی در محل اتصال تیر به دیوار همراه با ظرفیت استهلاک انرژی محدودی می‌باشند و پس از چند سیکل بارگذاری تحت اثر پدیده خستگی کم چرخه‌ای<sup>۴</sup> دچار شکست می‌شوند. اخیراً جهت افزایش ظرفیت استهلاک انرژی سیستم و نیز رفع مشکل شکست نبشی‌ها در اثر پدیده خستگی با تعداد چرخه کم، از ادوات استهلاک انرژی اصطکاکی به جای نبشی‌ها استفاده شده است [۳۱]. در این پژوهش، استفاده از میراگرهای فلزی پره مثلی در ناحیه اتصال تیر به دیوار پیشنهاد می‌گردد. این میراگرها انرژی زلزله را از طریق تغییر شکل پلاستیک صفحات فولادی مثلی شکل اتلاف می‌کنند و دارای عمر خستگی و ظرفیت استهلاک انرژی بالاتری نسبت به نبشی‌های فولادی می‌باشند، همچنین تکنولوژی و هزینه ساخت کمتری نسبت به میراگرهای اصطکاکی دارند. هدف از تحقیق بررسی نتایج آزمایشگاهی به کمک تحلیل‌های نرم‌افزاری اپنسیس در بارگذاری چرخه‌ای و مقایسه نتایج می‌باشد.

## ۳- برنامه آزمایشگاهی

### ۳-۱- ساخت و آزمایش میراگرهای تسلیمی پره مثلی

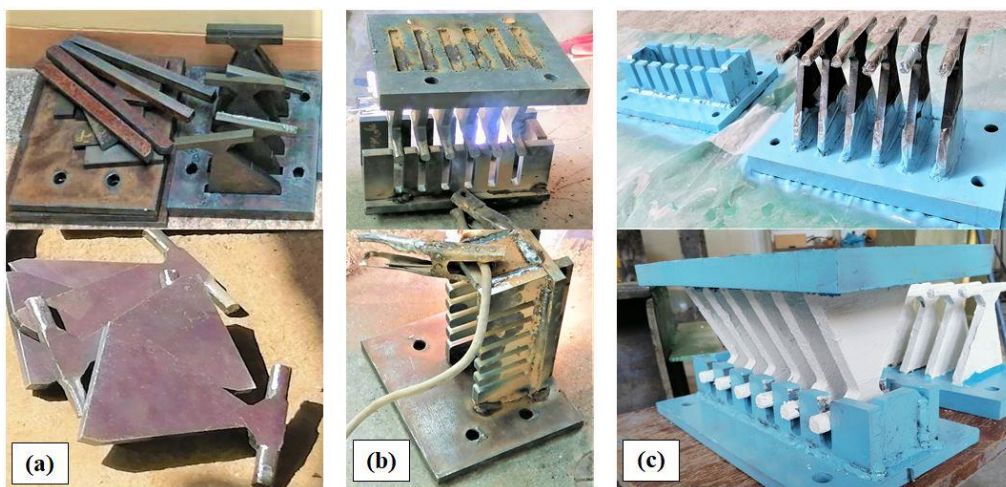
در سیستم‌های سازه‌ای، میراگرهای تسلیمی پره مثلی به دلیل رفتار فوق‌العاده آنها تحت بارهای لرزه‌ای، در صورت طراحی مناسب می‌توان از آنها در اتصالات مختلف از جمله اتصال دیوار برشی و یا ستون به پی، اتصال مهاربندها به تیر و غیره استفاده نمود. این میراگرها از تعدادی ورق فولادی مثلی شکل که به موازات هم قرار گرفته‌اند، تشکیل شده است. پره‌های مثلی شکل این میراگر در یک

<sup>2</sup> Triangular Added Damping And Stiffness (TADAS)

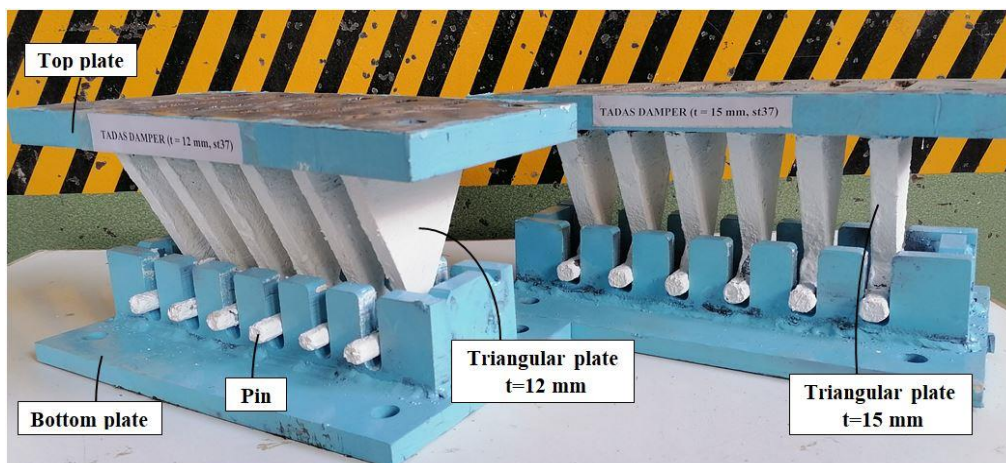
<sup>3</sup> Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees)

<sup>4</sup> Low cycle fatigue

انتها گیردار و در انتهای دیگر مفصلی کامل می باشد. این میراگرها به گونه ای در سیستم نصب می شوند که تغییر مکان اعمال شده به سیستم باعث ایجاد تغییر مکان نسبی در میراگرها شود که در این صورت استهلاک انرژی در این میراگرها از طریق تغییر شکل پلاستیک ورق های فولاد در خمش انجام می شود. به خاطر سازگاری تغییرات سطح مقطع پره ها با تغییرات لنگر خمشی در ارتفاع میراگر، این پره ها در سرتاسر ارتفاع به طور یکنواخت تسلیم شده و تغییر شکل های پلاستیک در سرتاسر ارتفاع ورق به طور یکنواخت توزیع می گردد. بنابراین، تقریباً تمام حجم فولاد در جذب انرژی شرکت می کنند [۳۴-۳۸]. نمونه های اولیه از ۶ ورق فولادی مثلی شکل با ضخامت های ۱۵ و ۱۲ میلیمتر ساخته شد. به منظور بهبود عمر خستگی میراگر، ورق ها و پین ها به صورت یکپارچه برشکاری شدند. همچنین، اصلاحاتی در هندسه ورق ها در محل اتصال به پین پیشنهاد گردید. در شکل ۱ قطعات تشکیل دهنده و مراحل ساخت میراگرهای پره مثلی نشان داده شده است. شکل ۲ جزئیات نمونه های اولیه<sup>۵</sup> میراگرهای پره مثلی ساخته شده با پره های ۱۵ و ۱۲ میلیمتری با استفاده از فولاد ST37 نشان داده شده است.



شکل ۱- قطعات تشکیل دهنده و مراحل ساخت میراگرهای پره مثلی: (a) برش کاری و تراش کاری، (b) جوش کاری و (c) رنگ کاری

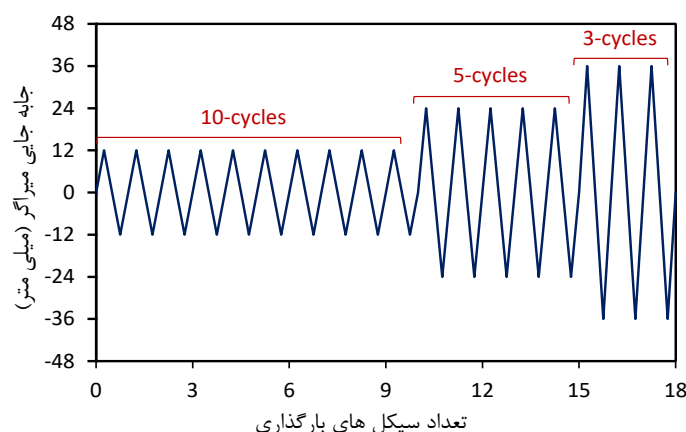


شکل ۲- جزئیات نمونه های اولیه میراگرهای پره مثلی

برای آزمایش میراگرها، مطابق ضوابط استانداردهای ASCE/SEI 7-22 [۳۹] و ASCE/SEI 41-17 [۴۰]، هر میراگر باید حداقل تحت چرخه های بارگذاری زیر قرار بگیرد: (الف) ده چرخه رفت و برگشتی کامل در تغییر مکانی برابر با ۳۳٪ تغییر مکان میراگر تحت بیشترین زلزله مورد انتظار (MCE)؛ (ب) پنج چرخه رفت و برگشتی کامل در تغییر مکانی برابر با ۶۷٪ تغییر مکان میراگر تحت بیشترین

<sup>۵</sup>Prototype

زلزله مورد انتظار (MCE)؛ (پ) سه چرخه رفت و برگشتی کامل در تغییرمکانی برابر با ۱۰۰٪ تغییرمکان میراگر تحت بیشترین زلزله مورد انتظار (MCE). برای اطلاع بیشتر می‌توان به بند ۱۸-۶-۲-۲ آیین نامه ASCE/SEI 7-22 مراجعه شود. در اینجا جابه‌جایی میراگر برای بیشترین زلزله مورد نظر معادل حداکثر جابه‌جایی میراگر است که براساس حداکثر جابه‌جایی نسبی اعمالی به زیرسازه، مقدار حداکثر جابه‌جایی میراگر برابر ۳۶ میلی‌متر بدست آمده است. این عدد جهت محافظه‌کارانه‌تر بودن کار، قدری بزرگتر از مقدار جابه‌جایی بدست آمده از روی طراحی زیرسازه در نظر گرفته شده است. در شکل ۳ تاریخچه جابه‌جایی اعمال شده به میراگرها نشان داده شده است.

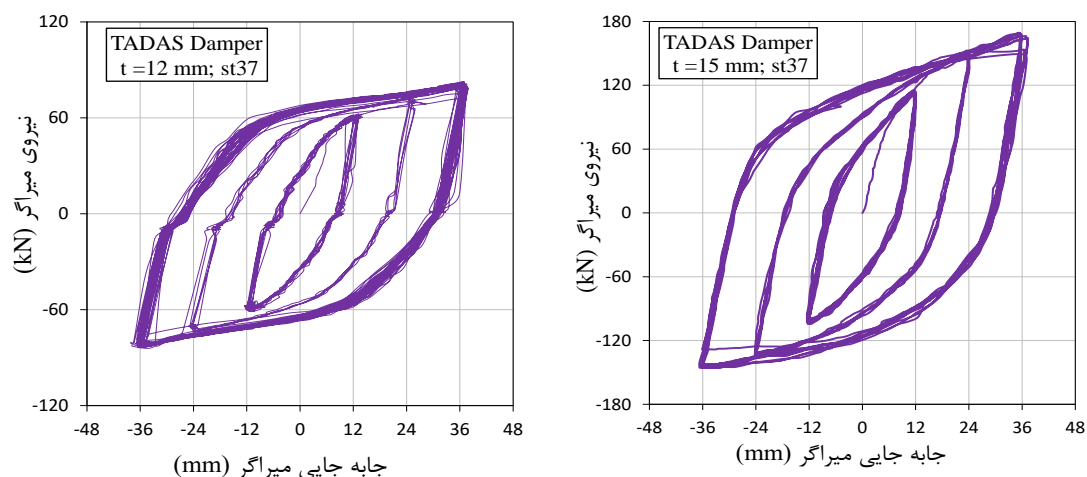


شکل ۳- تاریخچه جابه‌جایی اعمال شده به نمونه اولیه میراگر پره مثلثی

نمونه‌های اولیه میراگرهای پره مثلثی با استفاده از برپایش آزمایشگاهی شکل ۴ و تحت بارگذاری ارائه شده در شکل ۳ آزمایش شده است. منحنی‌های هیستریزس بار-تغییرمکان نمونه‌های اولیه میراگرها در شکل ۵ نشان داده شده است. لازم به ذکر است، بارگذاری میراگر در چرخه‌های مربوط به حداکثر مقدار جابه‌جایی (۳۶ میلی‌متر) تا آنجایی به صورت تکراری ادامه یافت که اولین افت مقاومت روی سیستم رایانه‌ای مشخص شده و متناظر با آن اولین ترک خوردگی روی نمونه میراگر لحاظ گردیده است.

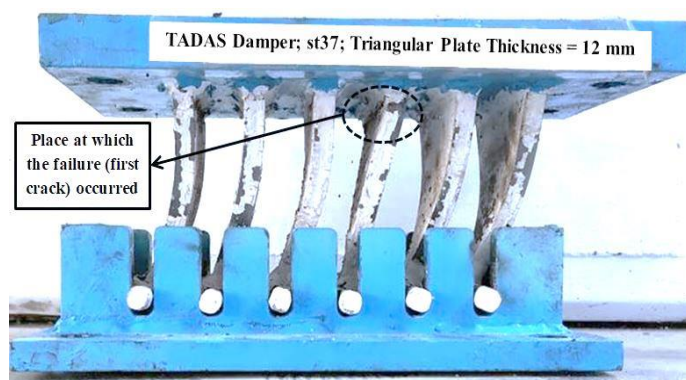


شکل ۴- برپایش آزمایشگاهی جهت تست میراگر پره مثلثی



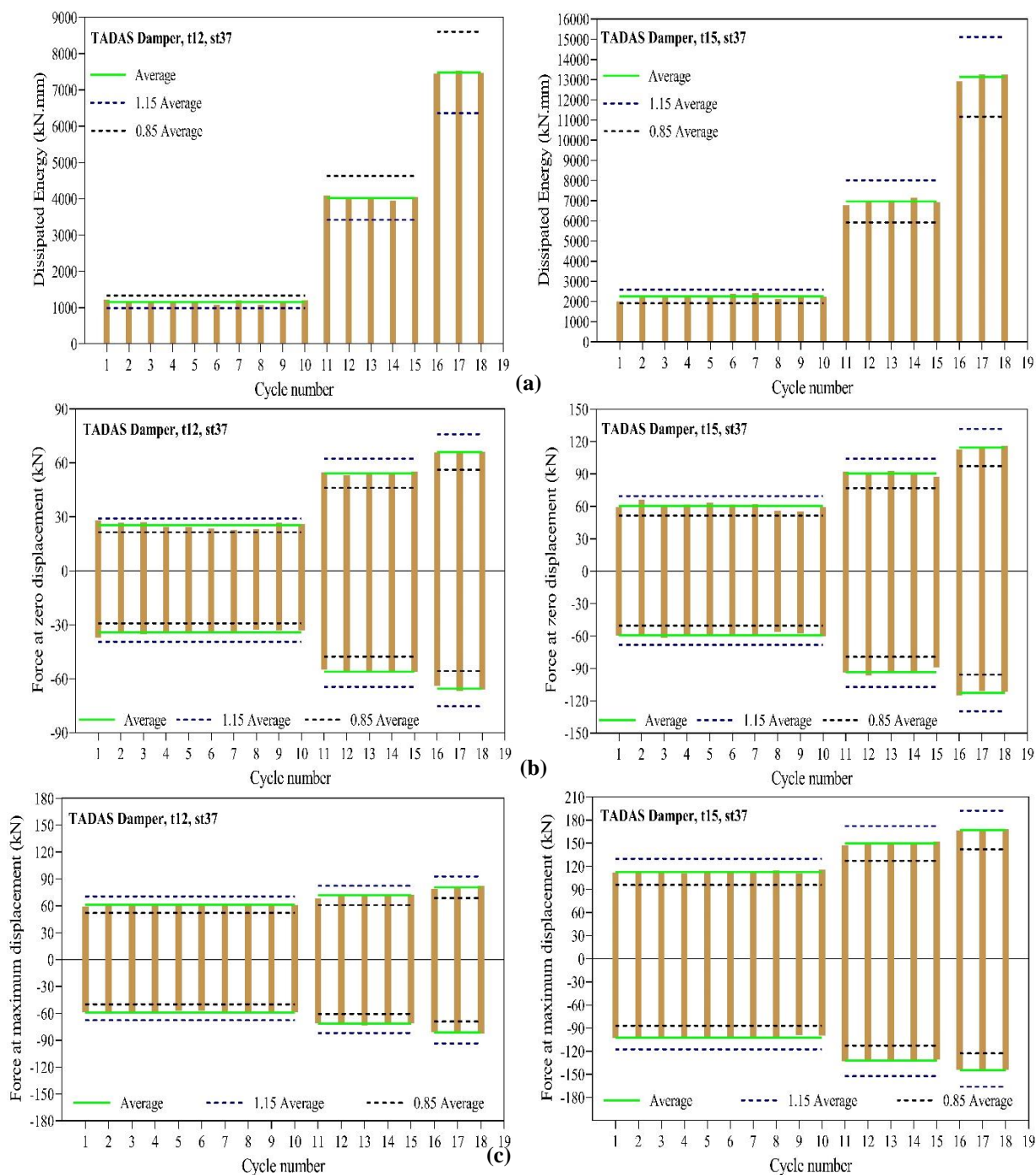
شکل ۵- منحنی نیرو-تغییر مکان میراگرهای پره مثلثی

از روی منحنی نیرو-تغییر مکان (شکل ۵) ملاحظه می‌شود که میراگر از لحظه شروع بارگذاری تا اولین ترک خوردگی در یکی از پره‌های مثلثی شکل، حلقه‌های هیستریزیس کاملاً پایدار را از خود نشان داده است. شکل ۶ نحوه تغییر شکل میراگر در بیشینه جابه‌جایی و محل تشکیل شدن اولین ترک را نشان می‌دهد. به دلیل شباهت در نحوه تغییر شکل و گسیختگی میراگرها، در شکل ۶ تنها یکی از میراگرها (میراگر با ضخامت پره‌ها ۱۲ میلی‌متر) نشان داده شده است.



شکل ۶- نحوه تغییر شکل در بیشینه جابه‌جایی و محل تشکیل شدن اولین ترک در میراگر پره مثلثی

با توجه به نتایج بدست آمده از آزمایش نمونه‌های اولیه میراگرهای پره مثلثی و براساس ضوابط آیین‌نامه بارگذاری ASCE7-22، عملکرد این میراگرها (میراگرهای جابه‌جایی کنترل) در صورتی مورد تایید آیین‌نامه جهت استفاده از آن در سازه‌ها که مجموعه‌ای از شرایط را بتواند احراز نماید (بندهای ۱۸-۶-۲-۵ آیین‌نامه ASCE7-22). در شرط اول آیین‌نامه، اختلاف مساحت چرخه هیستریزیس میراگر برای هیچ یک از چرخه‌ها، از ۱۵٪ با میانگین مساحت چرخه‌های هیستریزیس که از محاسبه تمامی چرخه‌ها بدست می‌آید، نباید بیشتر باشد. در حالی که شرط‌های دوم و سوم الزام می‌کنند که بیشترین و کمترین نیرو در تغییر مکان صفر (تغییر مکان بیشینه) میراگر برای هیچ یک از چرخه‌ها، بیشتر از ۱۵٪ با میانگین بیشترین و کمترین نیروها در تغییر مکان صفر (تغییر مکان بیشینه) که از محاسبه تمامی چرخه‌ها در فرکانس و دمای مشخص در آن آزمایش بدست می‌آید، اختلاف نداشته باشد. با توجه به شرایط ذکر شده، بدیهی است که برای میراگرهای پره مثلثی، میانگین‌ها را می‌بایستی در سطوح مختلف جابجایی اعمال شده در نظر گرفته شود. شکل ۷ نمودارهای شامل مقادیر انرژی، نیرو در تغییر مکان صفر و نیرو در تغییر مکان بیشینه را در هر چرخه بارگذاری همراه با میانگین‌های محاسبه شده در سطوح مختلف بارگذاری با در نظر گرفتن ۱۵٪ بالاتر و پایین‌تر از مقادیر آنها برای هر یک از میراگرهای آزمایش شده نشان داده شده است.

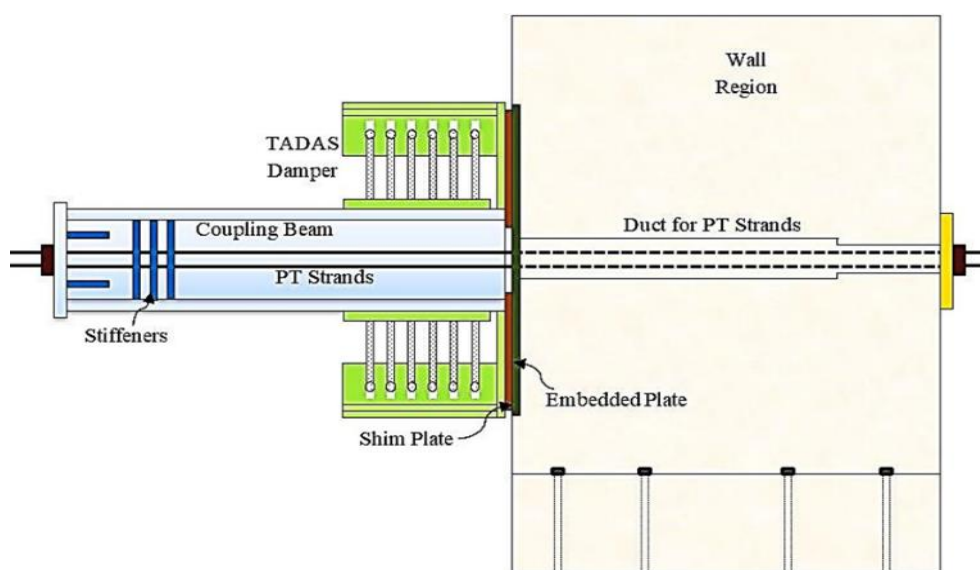


شکل ۷- بررسی رفتار نمونه‌های اولیه میراگرهای پره مثلثی: (a) براساس انرژی مستهلک شده؛ (b) براساس مقادیر نیرو در تغییرمکان صفر؛ (c) براساس مقادیر نیرو در تغییرمکان بیشینه

با توجه به نمودارهای شکل ۷ ملاحظه می‌شود مقادیر انرژی، و مقادیر بیشترین و کمترین نیرو در تغییرمکان صفر و در تغییرمکان بیشینه برای میراگرها در همه‌ی چرخه بارگذاری با میانگین انرژی و میانگین بیشترین و کمترین نیروها در هر دو حالت تغییرمکان صفر و تغییرمکان بیشینه، کمتر از ۱۵٪ اختلاف دارد. در نتیجه، میراگرهای پره مثلثی آزمایش شده بدلیل احراز ضوابط پذیرش آیین‌نامه، امکان استفاده از آن‌ها در زیرسازه‌ها مورد تایید است.

## ۳-۲- طراحی و ساخت نمونه‌ها

در این تحقیق، سیستم دیوار همبسته بتنی با تیر همبند فولادی پس‌کشیده تحت بار چرخه‌ای شبه‌استاتیکی با دامنه افزایشده را با ساخت سه زیرسازه در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار گرفت. شکل ۸ نمای دو بعدی از زیرسازه‌های این سیستم را که به میراگرهای پره مثلثی در محل اتصال تیر به دیوار مجهز هستند به صورت شیماتیک نشان می‌دهد. باید دانست، در شکل ۸، المان‌های سازه‌ای اصلی زیرسازه به صورت شیماتیک و بدون در نظر گرفتن ابعاد دقیق مساله نشان داده شده است. مطابق این شکل، هر زیرسازه شامل یک تیر همبند فولادی نصف شده به علاوه دیوار بتنی مجاور آن در تراز طبقه می‌باشد. تیر نصف شده به این معنی است که طول تیر دقیقاً از محل اتصال آن با یکی از دیوارهای اطراف تا محل نقطه عطف خمشی آن است. نمونه‌های مورد آزمایش شامل یک نمونه کنترلی فاقد ادوات استهلاک انرژی و دو نمونه مجهز به میراگرهای پره مثلثی به منظور استهلاک انرژی زلزله می‌باشد. با توجه به ظرفیت جک و نیروسنج<sup>۶</sup> و برپایش آزمایشگاهی<sup>۷</sup>، مقیاس نمونه‌ها برابر ۲/۳ انتخاب شده است. در جدول ۱ مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی و پارامترهای طراحی آنها ارائه شده است.



شکل ۸- شکل شیماتیک زیرسازه دیوار همبند با تیر فولادی پس‌کشیده و میراگرهای پره مثلثی در ناحیه اتصال

جدول ۱- مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی

شماره نمونه	وسیله استهلاک انرژی	ضخامت پره‌های میراگر	نسبت لنگر کابل‌ها، $(\eta)$ به لنگر طراحی ادوات	نیروی فعال شدن میراگرها، (kN)	پارامتر مورد بررسی
۱	-	-	-	-	بدون وسیله استهلاک انرژی
۲	میراگرهای پره مثلثی	۱۵ میلی‌متر	۰/۹۸	۸۱/۰۰	دارای وسیله استهلاک انرژی
۳	میراگرهای پره مثلثی	۱۲ میلی‌متر	۰/۵۹	۵۲/۰۰	کاهش ضخامت پره‌های میراگر

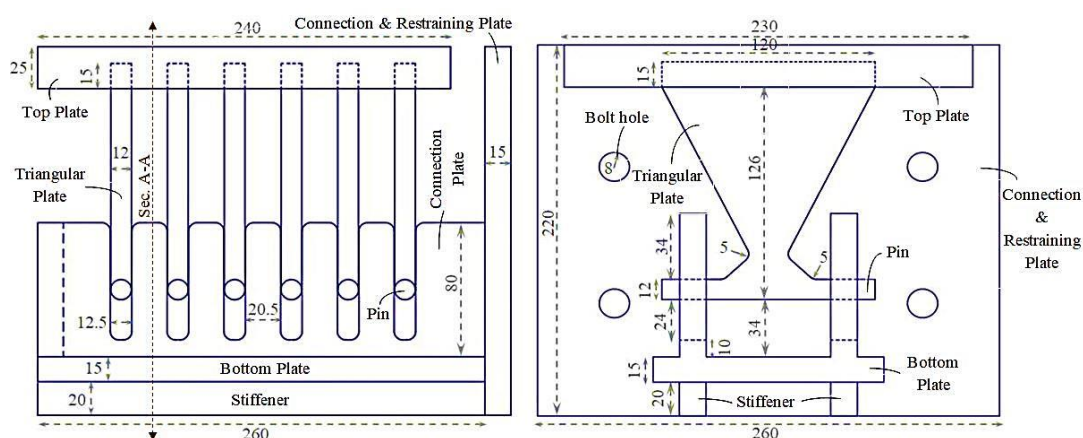
برای سیستم‌های مجهز به ادوات استهلاک انرژی در ناحیه اتصال تیر به دیوار، لنگر طراحی تیر همبند پس‌کشیده از دو بخش تشکیل می‌شود که بخش اول آن بیانگر سهم ادوات استهلاک انرژی و بخش دوم آن بیانگر سهم کابل‌های پس‌کشیدگی در لنگر انتهایی می‌باشد. از تقسیم لنگر طراحی ادوات به لنگر کابل‌ها، نسبت  $\eta$  به‌دست می‌آید. با توجه به جدول ۱، نسبت لنگر طراحی ادوات به لنگر کابل‌ها ( $\eta$ ) را با ۰/۳ در نظر گرفتن نسبت تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌ها (R) بدست آمده است. انتخاب مقدار مناسب برای نسبت  $\eta$

<sup>۶</sup> Load cell

<sup>۷</sup> Test setup

جهت رسیدن به اهداف طراحی سیستم دیوار همبسته پس کشیده مجهز به ادوات استهلاک انرژی ضروری می‌باشد. اگر مقدار انتخابی برای  $\eta$  خیلی بزرگ باشد، سیستم نیروی بازگرداننده کافی برای بازگشت به وضعیت تغییرشکل نیافته اولیه و بستن شکاف ناحیه اتصال تیر به دیوار را نخواهد داشت. از طرف دیگر، اگر مقدار انتخابی برای این ضریب خیلی کوچک باشد، ظرفیت استهلاک انرژی سیستم محدود خواهد بود و سیستم ظرفیت استهلاک انرژی کافی برای مستهلک نمودن انرژی ورودی زلزله را نخواهد داشت. بنابراین، لازم است یک مقداری برای نسبت  $\eta$  انتخاب شود که سیستم بین دو حالت بالا قرار بگیرد تا از طرفی خاصیت مرکزگرایی سیستم حفظ گردد و از طرف دیگر سیستم توانایی استهلاک انرژی ورودی زلزله را داشته باشد. بر اساس پژوهش زارعیان و همکاران [۳۱]، توصیه شده که نسبت  $\eta$  در محدوده ۰/۵ تا ۱/۰ در نظر گرفته شود. در این مطالعه با فرض استفاده از چهار عدد کابل هفت رشته‌ای با قطر اسمی ۱۵/۲ میلی‌متر و مساحت ۱۴۰ میلی‌متر مربع، مساحت کل کابل‌های پس کشیدگی برابر ۵۶۰ میلی‌متر مربع در نظر گرفته می‌شود. بر اساس پژوهش زارعیان و همکاران [۳۱]، برای اطمینان از عدم تسلیم کابل‌ها در حین بارگذاری توصیه می‌شود نسبت تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌ها کوچک‌تر از ۰/۵ انتخاب شود.

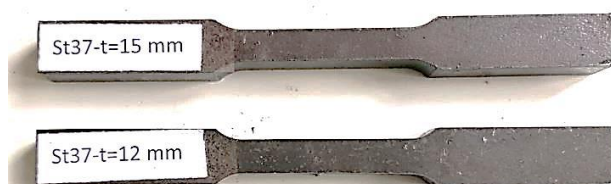
بر اساس نسبت لنگر ادوات به کابل‌ها ( $\eta$ )، سهم میراگرها از لنگر انتهایی تیر محاسبه می‌شود سپس نیروی فعال شدن آن‌ها بر اساس فاصله راس میراگرهای نصب شده در بالا و پایین تیر (بازوی لنگر) محاسبه می‌شود (ستون پنجم جدول ۱). با استفاده از نیروی فعال شدن میراگرها، مشخصات هندسی آن‌ها انتخاب می‌گردد. در شکل ۹ تنها مشخصات هندسی میراگرهای پره مثلثی با ضخامت ۱۲ میلی‌متری که بر روی زیرسازه مربوط به آزمایش شماره ۳ نصب شدند نشان داده شده است.



شکل ۹- مشخصات هندسی میراگرهای استفاده شده روی زیرسازه در نمونه شماره ۳ (ابعاد به میلی‌متر)

### ۳-۳- مشخصات مصالح

در این پژوهش، به منظور تعیین مشخصات مکانیکی ورق‌های فولادی استفاده شده در ساخت تیر و میراگرهای پره مثلثی، همانطور که در شکل ۱۰ نشان داده شده نمونه‌های استاندارد دمبلی شکل از ورق بال و جان تیر و ورق میراگر بریده شده و هندسه آن مطابق استاندارد ASTM A370 [۴۱] ماشینکاری گردید. سپس نمونه‌ها در آزمایشگاه تحت آزمون کشش قرار گرفت [۴۱]. به منظور تعیین مشخصات مکانیکی کابل‌های فولادی هفت رشته‌ای مورد استفاده، چند نمونه از این کابل‌ها با استفاده از دستگاه یونیورسال Zwick آزمایشگاه خواص مکانیکی تحت آزمون کشش قرار گرفت [۴۲]. از طرف دیگر، برای ساخت دیوار از بتن خودتراکم استفاده شد. مقاومت فشاری بتن با انجام آزمایش فشاری نمونه‌های استوانه‌ای استاندارد از مخلوط بتن مشخص شده است [۴۳]. متوسط مقاومت فشاری نمونه‌های استوانه‌ای برابر ۷۸/۶۰ مگاپاسکال بدست آمد.

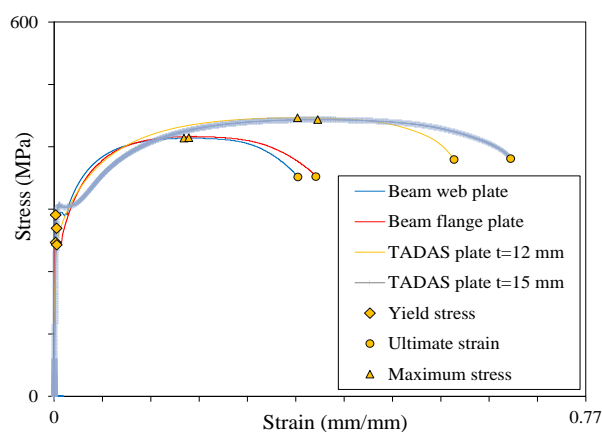


شکل ۱۰- نمونه‌های استاندارد دمبلی شکل فولادی برای آزمایش کشش فولاد

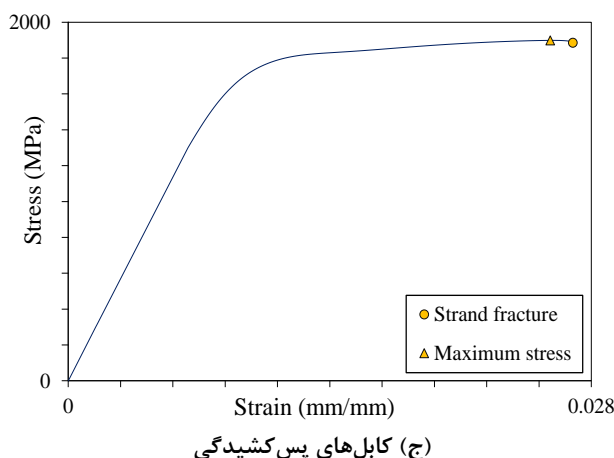
در شکل ۱۱ رفتار تنش-کرنش بدست آمده از آزمون کشش برای ورق بال و جان تیر، ورق میراگر و کابل‌های پس کشیدگی نشان داده شده است. همچنین نقطه متناظر با تنش تسلیم و مقاومت حداکثر و نیز کرنش نهایی بر روی منحنی‌های تنش-کرنش مصالح نشان داده شده است.



(الف) نمونه کششی استاندارد در حین آزمون کشش



(ب) ورق بال و جان تیر و ورق میراگرها



شکل ۱۱- نمودار تنش- کرنش مصالح فولادی

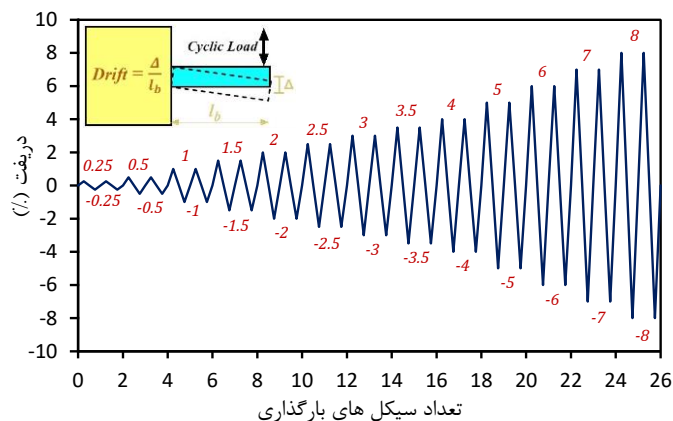
### ۳-۴- برپایش آزمایش و پروتکل بارگذاری

به منظور اعمال اثر بار ثقلی ناشی از طبقات فوقانی، از میلگردهای پیش تنیده جهت اعمال بار بر روی دیوار استفاده شده است. از طرفی، پایه بتنی دیوار برشی به کف صلب با استفاده از پیچ‌های پرمقاومت متصل شده است. به منظور اعمال نیروی کششی در کابل‌های پس کشیدگی از یک جک مونو استرندها با ظرفیت ۳۰۰ کیلونیوتن استفاده گردید. برای اعمال بارگذاری جانبی چرخه‌ای شبه استاتیکی از یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۶۰۰ کیلونیوتن استفاده شد و بار به نقطه عطف تیر اعمال گردید. به همین دلیل در محل اعمال بار جک به تیر، از غلتک‌هایی استفاده شد تا لنگر خمشی به تیر منتقل نگردد و شرایط اتصال غلتکی تامین گردد. مقدار بار وارد بر نمونه توسط یک نیروسنج S شکل با ظرفیت ۳۰۰ کیلونیوتن که توانایی ثبت نیروی کششی و فشاری را داشت اندازه‌گیری شد و به سیستم رایانه ارسال گردید. تغییرمکان انتهای تیر در محل اعمال بار، توسط یک عدد تغییرمکان‌سنج لیزری<sup>۱</sup> اندازه‌گیری و ثبت گردید. به منظور اندازه‌گیری میزان بازشدگی در محل اتصال تیر به دیوار، از سه تغییرمکان‌سنج در تراز بالا، وسط و پایین ارتفاع تیر استفاده شد. پارامتر دوران و تری تیر (زاویه جابجایی نسبی) از حاصل تقسیم تغییرمکان قائم تیر در محل اعمال بار بر فاصله محل اعمال بار تا بر دیوار محاسبه شده است. فاصله محل اعمال نیروی برشی به تیر تا بر دیوار برابر ۶۷۰ میلی‌متر می‌باشد. در شکل ۱۲ برپایش آزمایش داده شده است. در شکل ۱۳، تاریخچه بارگذاری برای تمامی نمونه‌ها را که بر اساس آیین‌نامه ACI 374.2R-13 [۴۴] بر مبنای کنترل جابجایی تعریف گردید نشان داده شده است.

<sup>۱</sup> Linear variable displacement transducers (LVDT)



شکل ۱۲- برپایش آزمایش از سه جهت مختلف

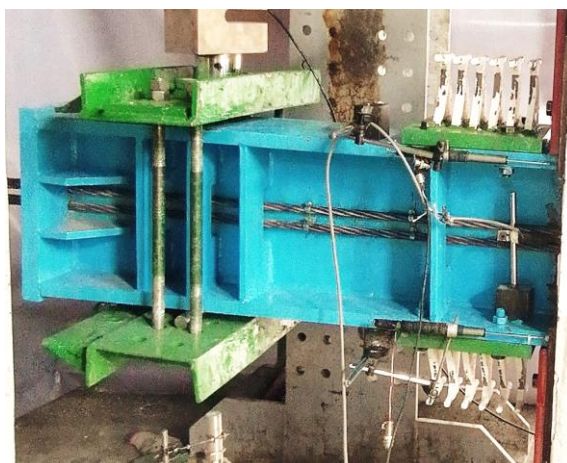


شکل ۱۳- تاریخچه بارگذاری اعمال شده به نمونه‌ها

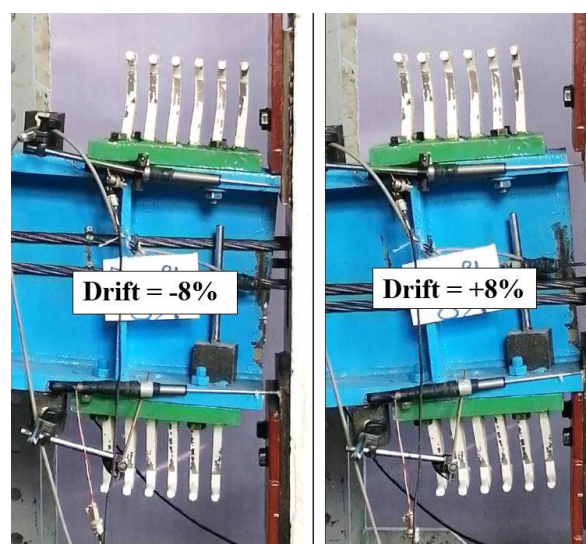
#### ۴- نتایج آزمایشگاهی

##### ۴-۱- مشاهدات آزمایشگاهی

با توجه به شکل ۱۴، در آزمایش شماره ۱ صفحات شیاردار میراگر روی زیرسازه نصب نشد و لذا به منظور جلوگیری از لغزش تیر همبند، صفحات نشیمن با ضخامت ۱۵ میلیمتر در بالا و پایین تیر بر روی ورق پیشانی نصب شدند. اتصال تیر به دیوار تنها از طریق کابل-های پس کشیدگی فراهم شد که در این حالت می‌توان رفتار سیستم دیوار همبسته پس کشیده، بدون ادوات استهلاک انرژی تعیین شود. افزایش نیروی برشی اعمالی به تیر، سبب شروع بازشدگی در سطح تماس تیر به دیوار می‌گردد. در اثر بازشدگی، تغییرشکل‌های غیرخطی در سیستم رخ می‌دهد. در شکل ۱۵ بازشدگی در ناحیه اتصال تیر به دیوار در جابجایی‌های نسبی  $+0.8\%$  و  $-0.8\%$  برای نمونه شماره ۱ نشان داده شده است. مشاهدات آزمایشگاهی نشان داد که کابل‌ها در طول آزمایش پاره نشدند و آزمایش بدون گسیختگی، پس از باربرداری در چرخه دوم جابجایی نسبی  $0.8\%$  متوقف شد.

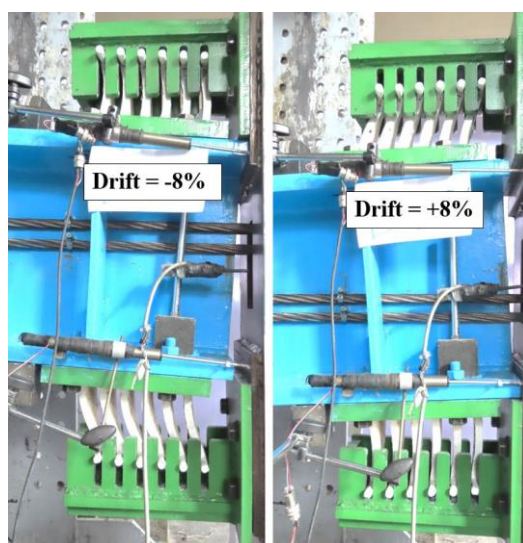


شکل ۱۴- نحوه اتصال تیر به دیوار در آزمایش شماره ۱



شکل ۱۵- بازشدگی در جابجایی نسبی ۰.۸٪ ناحیه اتصال تیر به دیوار در آزمایش ۱

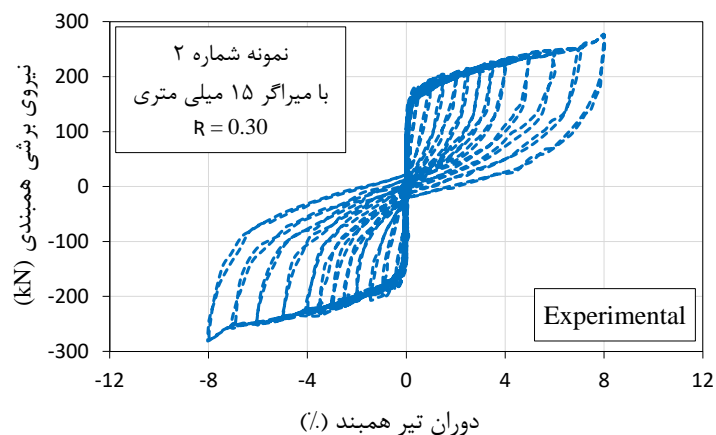
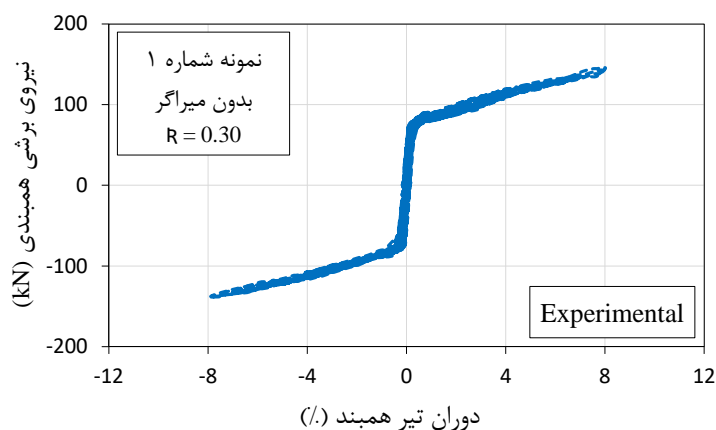
در نمونه‌های شماره ۲ و ۳ که دارای میراگر پره مثلثی می‌باشند، به منظور اطمینان از عدم لغزش تیر نسبت به دیوار، ورق میراگر متصل شونده به دیوار تا بال تیر ادامه یافت. بر اساس مشاهدات آزمایشگاهی، دوران تیر نسبت به دیوار سبب خمش پره‌های مثلثی شکل میراگر با حرکت همزمان آن داخل شیار و استهلاک انرژی می‌گردد. با توجه به شباهت وضعیت تغییرشکل یافته آزمایش‌های شماره ۲ و ۳، در شکل ۱۶ وضعیت تغییرشکل یافته نمونه شماره ۳ در جهت مثبت و منفی بارگذاری در جابجایی نسبی ۰.۸٪ نشان داده شده است. در اینجا، مساله پر اهمیت این است که در آزمایش‌های شماره ۲ و ۳ اثری از ترک خوردگی و ایجاد خسارت در ورق‌های میراگر ناشی از پدیده خستگی با تعداد چرخه کم مشاهده نشد و میراگرها تا انتهای چرخه دوم جابجایی نسبی ۰.۸٪ بارگذاری بدون کاهش در ظرفیت باربری به عملکرد خود ادامه دادند. به طور کلی، نتایج آزمایشات نشان داد که سیستم دیوار همبسته دوگانه پس‌کشیده مجهز به میراگر پره مثلثی توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ، بدون خسارت قابل ملاحظه در سیستم را دارد.

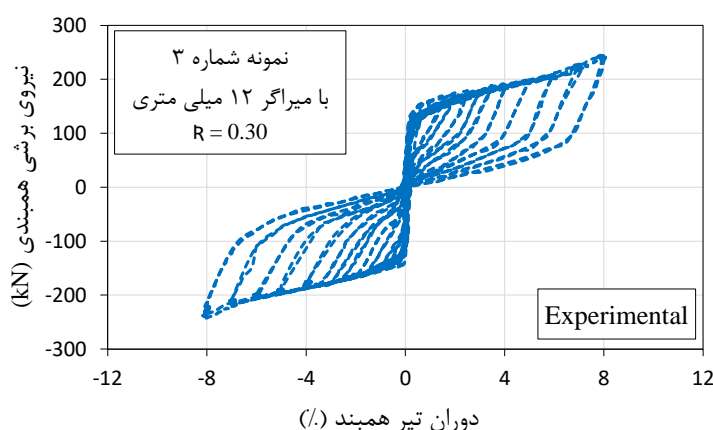


شکل ۱۶- جابه‌جایی‌های نسبی مختلف بازشدگی در ناحیه اتصال تیر به دیوار در آزمایش ۳

#### ۲-۴- منحنی‌های هیستریزیس نیرو-تغییر مکان

با توجه به اینکه منحنی‌های هیستریزیس نیرو-تغییر مکان یک مشخصه بسیار مهم برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سیستم است، در شکل ۱۷ رفتار چرخه‌ای نیروی برشی تیر (از نیروی جک هیدرولیکی بدست می‌آید) در مقابل دوران تیر (از تقسیم تغییر مکان ثبت شده از تغییر مکان سنج نصب شده در زیر تیر (LVDT 1) بر طول تیر همبند بدست می‌آید) برای نمونه‌های آزمایش شده نشان داده شده است.





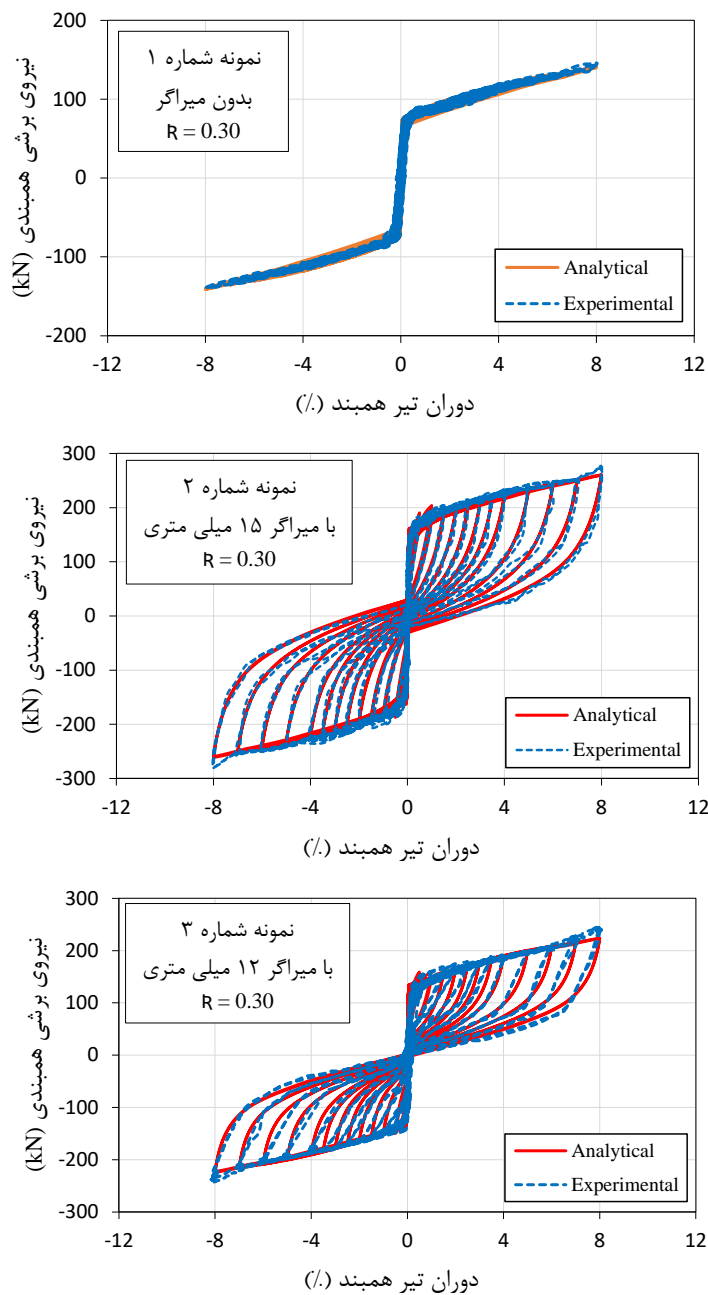
شکل ۱۷- پاسخ هیستریزیس نیرو برشی همبندی در مقابل تیر همبند نمونه‌های آزمایش شده

با توجه به منحنی‌های هیستریزیس شکل ۱۷، بازشدگی باعث کاهش در سختی جانبی تیر می‌شود که در اثر آن، سیستم نرم‌تر می‌شود و تحت دوران‌های غیرخطی بزرگی قرار می‌گیرد. از طرفی، با افزایش بازشدگی، نیروی کششی در کابل‌های پس کشیدگی افزایش می‌یابد که این افزایش نیرو با بازشدگی مقابله می‌کند. وجود این نیروی پس کشیدگی باعث بسته شدن شکاف بین تیر و دیوار می‌شود و سیستم را به موقعیت اولیه خود برمی‌گرداند که این امر بیانگر خاصیت مرکزگرایی در سیستم است. ملاحظه می‌شود رفتار نمونه فاقد ادوات استهلاک انرژی اساساً الاستیک دو خطی است. در نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی، بازشدگی سبب می‌شود پره‌های مثلثی شکل میراگر خم شده و انرژی زلزله را مستهلک نمایند. حلقه‌های هیستریزیس این نمونه‌ها، بیانگر رفتار لرزه‌ای پایدار تا جابجایی نسبی ۸٪ و استهلاک انرژی مناسب می‌باشد. از مقایسه منحنی‌های نمونه‌های شماره ۲ و ۳ مربوط به سیستم‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی، ملاحظه می‌شود منحنی هیستریزیس نیروی برشی همبندی در مقابل دوران تیر همبند زیرسازه نمونه شماره ۲ که دارای میراگرهای با پره-های ۱۵ میلی‌متری، ظرفیت باربری حدود ۱۵٪ بیشتر نسبت به نمونه شماره ۳ را از خود نشان می‌دهد، در حالی که اخیر تغییر شکل ماندگار کمتری نسبت به نمونه شماره ۲ دارد. در نتیجه، قابلیت مرکزگرایی سیستم در زیرسازه نمونه شماره ۲ نسبت به نمونه شماره ۳ کمتر است. لازم به ذکر است که در هر دو نمونه (شماره ۲ و ۳)، از نسبت یکسان تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌های پس کشیدگی (R) استفاده شده است. با این حال، از نتایج بدست آمده ملاحظه می‌شود که کابل‌ها نقش مرکزگرایی و میراگرها نقش استهلاک انرژی را در سیستم برعهده دارند. بنابراین، به منظور حفظ قابلیت مرکزگرایی و همچنین ظرفیت استهلاک انرژی مناسب در سیستم، باید یک تناسب منطقی بین نیروی فعال شدن میراگر و میزان پس کشیدگی کابل‌ها وجود داشته باشد.

## ۵- نتایج تحلیلی

در این بخش، به منظور مدلسازی تحلیلی سیستم دیوار همبسته پس کشیده، از نرم‌افزار اپنسیس استفاده شده است. مدلسازی سیستم دیوار همبسته پس کشیده شامل مدلسازی تیر همبند فولادی، دیوار بتن مسلح، ناحیه تماسی دیوار، بازشدگی در سطح تماس تیر به دیوار، کابل‌های پس کشیدگی و میراگرهای پره مثلثی می‌باشد. در این تحقیق، جهت مدلسازی رابطه‌ی تنش- کرنش مصالح بتنی از مدل *Concrete01* و *Concrete03* استفاده شد. تفاوت اصلی این دو مدل در این است که *Concrete01* فاقد مقاومت کششی می‌باشد در حالی که مدل *Concrete03* رفتار کششی بتن را نیز در نظر می‌گیرد. از طرفی، برای مدلسازی مصالح فولادی شامل رابطه‌ی تنش- کرنش فولاد تیر و میلگردهای دیوار از مدل *Steel02* استفاده شده است. همچنین، برای مدل‌سازی دیوار بتن مسلح و تیر همبند فولادی از المان‌های غیرخطی *dispBeamColumn* با مقطع فایبری استفاده شده است. مدلسازی فایبری بسیار به واقعیت مواد نزدیک است و قابلیت پلاستیک شدن در تمام طول المان را دارد. برای مدلسازی میراگرهای پره مثلثی در نرم‌افزار اپنسیس، از یک المان فنری با طول صفر استفاده شد و مدل رفتاری ماده *Steel02* به آن اختصاص یافت. همچنین، برای مدلسازی کابل‌های پس کشیدگی از المان‌های خریایی با قابلیت در نظر

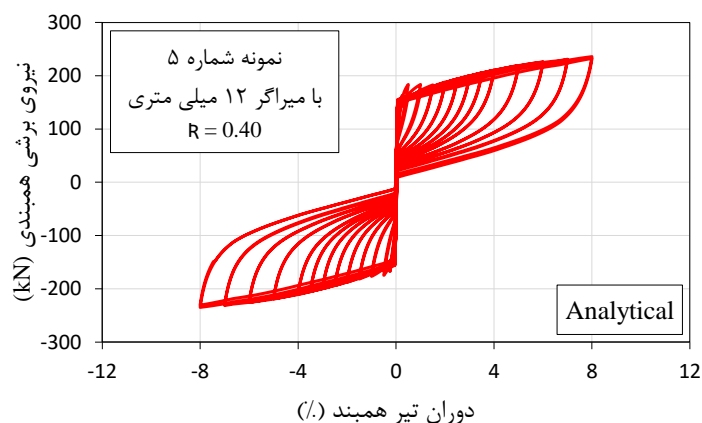
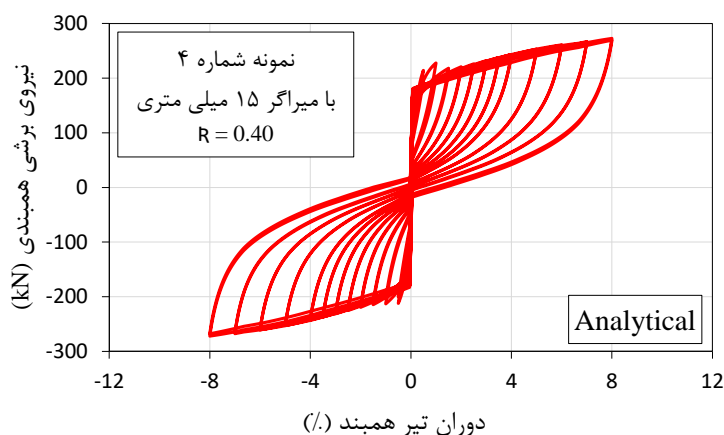
گرفتن تغییر شکل‌های بزرگ (*coroTruss*) استفاده شد و مدل رفتاری ماده *Steel02* به آن اختصاص یافت. به منظور اعمال نیروی پس-کشیدگی در کابل‌ها، یک تنش کششی اولیه با استفاده از ماده *InitStressMaterial* به المان‌های خرپا اعمال گردید. شکل ۱۸ مقایسه نتایج تحلیلی نرم‌افزار اپنسیس با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد.



شکل ۱۸- نتایج تحلیلی نمونه‌های شماره ۱، ۲ و ۳ و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی

ملاحظه می‌شود که نتایج بدست آمده از مدل تحلیلی انطباق بسیار مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. بنابراین صحت و اعتبار مدل تحلیلی زیرسازه‌های دیوار همبسته دوگانه پس‌کشیده تایید می‌گردد. بعد از اعتبار سنجی، مدل تحلیلی زیرسازه قابلیت بررسی پارامتری از جمله مشخصات کابل‌های پس‌کشیدگی، میزان کشش اولیه کابل‌ها، مشخصات میراگرها، ابعاد تیر همبند فولادی، مشخصات دیوار برشی و غیره را دارا می‌باشد. به عنوان نمونه، در شکل ۱۹ نتایج

نمونه‌های تحلیلی شماره ۴ و ۵ را که به ترتیب برای زیرسازه‌های با میراگرهای ۱۵ و ۱۲ میلی‌متری با در نظر گرفتن نسبت ۰/۴ به عنوان میزان کشش اولیه کابل‌های پس کشیدگی ارائه شده است.

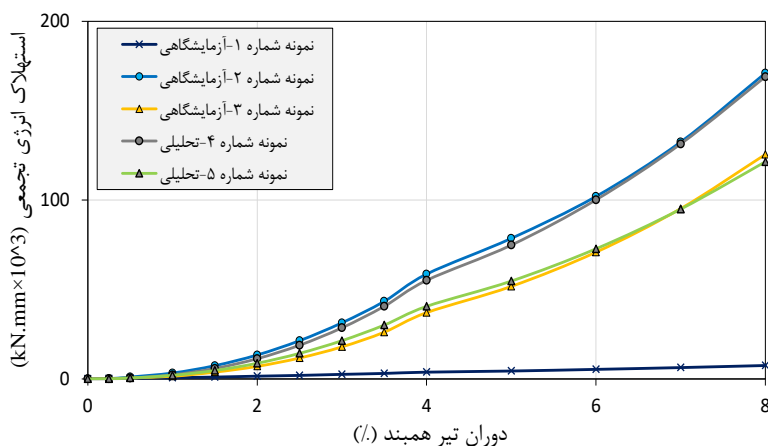


شکل ۱۹- نتایج تحلیلی نمونه‌های شماره ۴ و ۵

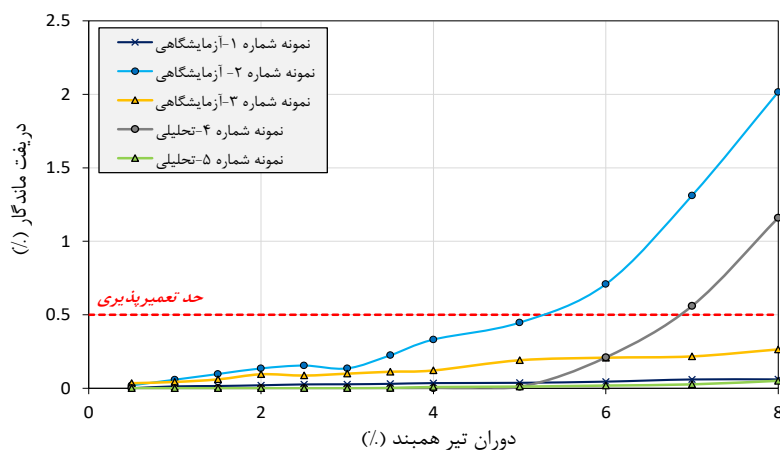
با توجه به نتایج نمونه‌های تحلیلی شماره ۴ و ۵ (با ضریب  $R$  برابر ۰/۴)، در شکل‌های ۲۰ و ۲۱ مقایسه استهلاک انرژی تجمعی و جابجایی نسبی ماندگار آنها با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی نمونه‌های ۲ و ۳ (با ضریب  $R$  برابر ۰/۳) ارائه شده است. لازم به ذکر است که به منظور بررسی قابلیت مرکزگرایی و قابلیت تعمیرپذیری نمونه‌های آزمایش شده پس از زلزله، از مفهوم جابجایی نسبی ماندگار نمونه‌ها در مقابل دوران تیر همبند ارائه شده در شکل ۲۲، استفاده شده است. از شکل‌های ۲۰ و ۲۱ ملاحظه می‌شود که افزایش نسبت تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌های پس کشیدگی تاثیر اندکی بر نتایج استهلاک انرژی دارد در حالی که جابجایی نسبی ماندگار به مقدار قابل توجهی کاهش پیدا کرده است. همچنین، ظرفیت استهلاک انرژی نمونه فاقد ادوات استهلاک انرژی بسیار ناچیز می‌باشد در حالی که در نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلی، ظرفیت استهلاک انرژی افزایش قابل ملاحظه‌ای یافته است. با توجه به نمودارهای زیر، ملاحظه می‌شود نمونه‌های شماره ۲ و ۴ که میراگرهای با پره‌های مثلی شکل ۱۵ میلی‌متری را دارا می‌باشد، در مقایسه با نمونه شماره ۳ و ۵ که پره‌های ۱۲ میلی‌متری در آن مورد استفاده قرار گرفت، میزان انرژی مستهلک شده به طور قابل توجهی افزایش یافته است.

با توجه به شکل ۲۱، ملاحظه می‌شود که تغییر شکل ماندگار نمونه‌های ۱، ۳ و ۵، در همه‌ی سطوح جابجایی نسبی کمتر از تغییر شکل متناظر با حد تعمیرپذیری (۰/۵) است. تغییر شکل نسبی ماندگار ۰/۵ درصد توسط مک کورمیک و همکاران [۳۲] به عنوان محدوده‌ای برای قابلیت تعمیر سازه‌ها پس از زلزله پیشنهاد شده است [۴۵-۴۷]. اگر تغییر شکل ماندگار از این محدوده عبور کند، ممکن است سازه به‌طور فنی و اقتصادی دلیلی برای تعمیر و بهبود خود پس از وقوع یک زلزله را از دست بدهد، به گونه‌ای که تعمیر سازه نسبت به ساخت مجدد آن توجیهی نداشته باشد [۴۸-۵۰].

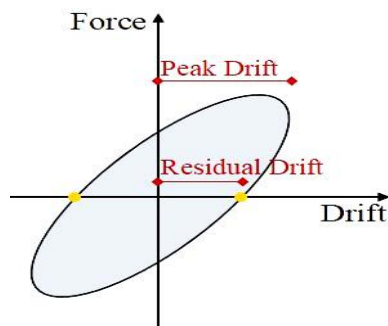
افزایش نیروی فعال شدن میراگرهای پره مثلثی (افزایش ضخامت پره‌های میراگرها) با ثابت باقی ماندن نسبت تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌های پس کشیدگی، باعث بالا رفتن جابجایی نسبی ماندگار شد (نتیجه مقایسه نمونه‌های ۲ و ۳ و نمونه‌های ۴ و ۵). از طرفی، با توجه به شکل ۲۱، در زیر سازه‌های با میراگرهای ۱۵ میلی‌متری و نسبت کشش اولیه کابل‌ها ۰/۳، جابجایی نسبی ماندگار در ناحیه‌ای که دوران تیر همبند بالاتر از ۵٪ است از حد تعمیرپذیری خارج شده، در حالی که برای همین زیرسازه با افزایش نسبت کشش اولیه کابل‌ها به ۰/۴، جابجایی نسبی ماندگار تا ۷٪ دوران تیر همبند در محدوده قابل قبول بود. در نتیجه، جهت افزایش استهلاک انرژی سیستم با حفظ قابلیت مرکزگرایی آن، نیاز است تا نسبت  $\eta$  در محدوده‌ای باشد که همراه با افزایش سهم لنگر ادوات استهلاک انرژی، سهم لنگر کابل‌ها هم به صورت متناسب افزایش داده شود.



شکل ۲۰- مقایسه استهلاک انرژی تجمعی نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی



شکل ۲۱- مقایسه جابجایی نسبی ماندگار نمونه‌های تحلیلی و آزمایشگاهی



شکل ۲۲- نحوه بدست آوردن جابجایی نسبی ماندگار از روی منحنی هیستریزس

## ۶- نتیجه گیری

در این پژوهش، رفتار زیرسازه‌های دیوار همبسته دوگانه پس کشیده که در ناحیه اتصال تیر به دیوار مجهز به میراگرهای فلزی پره مثلثی می‌باشند، مورد بررسی قرار گرفت. ابتدا رفتار بار- تغییرمکان میراگرهای پره مثلثی تحت بار چرخه‌ای به صورت آزمایشگاهی بررسی گردید، سپس، سه زیرسازه با مقیاس  $2/3$  تحت بار جانبی چرخه‌ای شبه‌استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌های آزمایشگاهی شامل یک نمونه کنترلی فاقد ادوات استهلاک انرژی و دو نمونه مجهز به میراگرهای پره مثلثی با ضخامت‌های مختلف پره‌های مثلثی شکل میراگرها بود. همچنین، مدل تحلیلی زیرسازه در نرم‌افزار اپنسیس ساخته شد و برای نمونه‌های مختلف مورد اعتبار سنجی قرار گرفت که نتایج بدست آمده نشان دهنده انطباق بسیار مناسب نتایج مدل تحلیلی با نمونه‌های آزمایشگاهی دارد. با توجه به دقت مدل تحلیلی در پیش‌بینی نتایج، می‌توان از این مدل تحلیلی برای مطالعه پارامتری سیستم دیوار همبسته مرکزگزا استفاده نمود. پارامترهای مورد بررسی شامل طول تیر، ارتفاع تیر، طول دیوار، تعداد و ضخامت پره‌های مثلثی شکل میراگر، تعداد و نیروی کششی کابل‌ها و غیره می‌باشد. مهم‌ترین نتایج بدست آمده از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی به صورت زیر خلاصه می‌گردد:

(۱) براساس نتایج بدست آمده از آزمایش میراگرهای پره مثلثی، منحنی هیستریزس بار-تغییرمکان میراگرها نشان داد که میراگرها از لحظه شروع بارگذاری تا اولین ترک خوردگی حلقه‌های هیستریزس کاملاً پایداری را از خود نشان می‌دهند و حداقل شرایط آیین‌نامه را ایفا می‌کنند.

(۲) براساس نتایج بدست آمده از آزمایش زیرسازه‌ها، نمونه کنترلی رفتار الاستیک دو خطی تحت بارهای چرخه‌ای ارائه نمود. در حالی که نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی، حلقه‌های هیستریزس تقریباً پرچمی از خود نشان دادند.

(۳) نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی، توانایی تحمل تغییرشکل‌های غیرخطی بزرگ بدون خسارت قابل ملاحظه در تیر، دیوار و میراگرها را داشتند و رفتار لرزه‌ای پایداری را تحت بارهای چرخه‌ای تا جابجایی نسبی  $0.8\%$  از خود نشان دادند.

(۴) افزودن میراگرهای پره مثلثی به سیستم دیوار همبسته پس کشیده، سبب افزایش قابل توجه ظرفیت باربری سیستم گردید. بگونه‌ای که در نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی، ظرفیت باربری جانبی نسبت به نمونه کنترلی از  $71\%$  تا  $96\%$  افزایش یافت.

(۵) افزایش ضخامت پره‌های مثلثی شکل میراگرهای مورد استفاده در زیرسازه‌ها از  $12$  به  $15$  میلی‌متر، سبب افزایش ظرفیت باربری جانبی حدود  $15\%$  و کاهش قابلیت مرکزگرایی سیستم گردید.

(۶) میانگین نسبت استهلاک انرژی نسبی برای نمونه کنترلی فاقد میراگر برابر  $0.29$  و برای نمونه‌های مجهز به میراگرهای پره مثلثی به ترتیب برابر  $0.303$  و  $0.258$  بدست آمد. بنابراین استفاده از سیستم دیوار همبسته پس کشیده بدون ادوات استهلاک انرژی در مناطق لرزه‌خیز مجاز نمی‌باشد. در حالی که با افزودن ادوات استهلاک انرژی نسبت استهلاک انرژی نسبی سیستم افزایش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد و مقدار آن در تمام سطوح جابجایی نسبی از حداقل مقدار مجاز بیشتر می‌شود.

(۷) افزایش نیروی فعال شدن میراگرهای پره مثلثی با ثابت باقی ماندن نسبت تنش اولیه به تنش نهایی کابل‌های پس کشیدگی، باعث بالا رفتن جابجایی نسبی ماندگار شده، به همین دلیل، جهت افزایش استهلاک انرژی سیستم با حفظ قابلیت مرکزگرایی آن، نیاز است تا نسبت  $\eta$  در محدوده‌ای قرار گرفته شود که همراه با افزایش سهم لنگر ادوات استهلاک انرژی، سهم لنگر کابل‌ها را هم به صورت متناسب افزایش داده شود.

## مراجع

- [1] Ricles JM, Sause R, Peng SW, Lu LW. (2002). Experimental evaluation of earthquake resistant posttensioned steel connections. *Journal of Structural Engineering*;128:850-9.
- [2] Kim H-J, Christopoulos C. (2008). Friction damped posttensioned self-centering steel moment-resisting frames. *Journal of Structural Engineering*;134:1768-79.
- [3] Morgen B, Kurama Y. (2004). A friction damper for post-tensioned precast concrete beam-to-column joints. *PCI J*;49:112-33.
- [4] Cheok GS, Stone WC, Kunnath SK. (1998). Seismic response of precast concrete frames with hybrid connections. *Structural Journal*;95:527-39.

- [5] Smith BJ, Kurama YC, McGinnis MJ. (2013). Behavior of precast concrete shear walls for seismic regions: comparison of hybrid and emulative specimens. *Journal of Structural Engineering*;139:1917–27.
- [6] Guo T, Zhang G, Chen C. (2014). Experimental study on self-centering concrete wall with distributed friction devices. *Journal of Earthquake Engineering*;18:214–30.
- [7] Kurama YC, Weldon BD, Shen Q. (2006). Experimental evaluation of posttensioned hybrid coupled wall subassemblages. *Journal of Structural Engineering*;132:1017–29.
- [8] Weldon BD, Kurama YC. (2010). Experimental evaluation of posttensioned precast concrete coupling beams. *Journal of Structural Engineering*;136:1066–77.
- [9] Majumerd MJE, Dehcheshmeh EM, Broujerdian V, Moradi S. (2022). Self-centering rocking dual-core braced frames with buckling-restrained fuses. *Journal of Constructional Steel Research*;194:107322.
- [10] Kian MJT, Cruz-Noguez CA. (2020). Seismic design of three damage-resistant reinforced concrete shear walls detailed with self-centering reinforcement. *Engineering Structures*;211:110277.
- [11] Fang C, Wang W, He C, Chen Y. (2017). Self-centring behaviour of steel and steel-concrete composite connections equipped with NiTi SMA bolts. *Engineering Structures*;150:390–408.
- [12] Fang C, Yam MCH, Chan T-M, Wang W, Yang X, Lin X. (2018). A study of hybrid self-centring connections equipped with shape memory alloy washers and bolts. *Engineering Structures*;164:155–68.
- [13] Wang B, Zhu S. (2018). Seismic behavior of self-centering reinforced concrete wall enabled by superelastic shape memory alloy bars. *Bulletin of Earthquake Engineering*;16:479–502.
- [14] Wang B, Zhu S, Zhao J, Jiang H. (2019). Earthquake resilient RC walls using shape memory alloy bars and replaceable energy dissipating devices. *Smart Materials and Structures*;28:65021.
- [15] Miller DJ, Fahnestock LA, Eatherton MR. (2012). Development and experimental validation of a nickel–titanium shape memory alloy self-centering buckling-restrained brace. *Engineering Structures*;40:288–98.
- [16] Xu L-H, Fan X-W, Li Z-X. (2016). Development and experimental verification of a pre-pressed spring self-centering energy dissipation brace. *Engineering Structures*;127:49–61.
- [17] Xu L, Fan X, Li Z. (2017). Cyclic behavior and failure mechanism of self-centering energy dissipation braces with pre-pressed combination disc springs. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;46:1065–80.
- [18] Xu L, Yao S, Sun Y. (2019). Development and validation tests of an assembly self-centering energy dissipation brace. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;116:120–9.
- [19] Xu L-H, Fan XW, Lu DC, Li Z-X. (2016). Hysteretic behavior studies of self-centering energy dissipation bracing system. *Steel and Composite Structures*;20:1205–19.
- [20] Xu L, Xiao S, Li Z. (2018). Hysteretic behavior and parametric studies of a self-centering RC wall with disc spring devices. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*;115:476–88.
- [21] Wang W, Fang C, Yang X, Chen Y, Ricles J, Sause R. (2017). Innovative use of a shape memory alloy ring spring system for self-centering connections. *Engineering Structures*;153:503–15.
- [22] Xu L, Xiao S, Li Z. (2021). Experimental investigation on the seismic behavior of a new self-centering shear wall with additional friction. *Journal of Structural Engineering*;147:4021056.
- [23] Zhang Y, Xu L. (2022). Cyclic response of a self-centering RC wall with tension-compression-coupled disc spring devices. *Engineering Structures*;250:113404.
- [24] Shen Q, Kurama YC, Weldon BD. (2006). Seismic design and analytical modeling of posttensioned hybrid coupled wall subassemblages. *Journal of Structural Engineering*;132:1030–40.
- [25] Shen Q. (2006). Seismic analysis, behavior, and design of unbonded post-tensioned hybrid coupled wall structures. University of Notre Dame.
- [26] Weldon BD, Kurama YC. (2007). Nonlinear behavior of precast concrete coupling beams under lateral loads. *Journal of Structural Engineering*;133:1571–81.
- [27] Weldon BD, Kurama YC. (2012). Analytical modeling and design validation of posttensioned precast concrete coupling beams for seismic regions. *Journal of Structural Engineering*;138:224–34.
- [28] Barbachyn SM, Kurama YC, McGinnis MJ, Sause R. (2015). Measured behavior of a reinforced concrete coupled wall with fully post-tensioned coupling beams. *Structures Congress*, p. 1361–9.
- [29] Barbachyn SM, Kurama YC, McGinnis MJ, Sause R. (2016). Coupled Shear Wall with Fully Post-Tensioned Beams and Unbonded Reinforcing Bars at Toes. *ACI Structural Journal*;113.
- [30] Barbachyn SM, Kurama YC, McGinnis MJ, Sause R. (2016). Testing and Behavior of a Coupled Shear Wall Structure with Partially Post-Tensioned Coupling Beams. *ACI Structural Journal*;113:111.
- [31] Zareian MS, Esfahani MR, Hosseini A. (2020). Experimental evaluation of self-centering hybrid coupled wall subassemblies with friction dampers. *Engineering Structures*;214:110644.
- [32] McCormick J, Aburano H, Ikenaga M, Nakashima M. (2008). Permissible residual deformation levels for building structures considering both safety and human elements. *Proceedings of the 14th world conference on earthquake engineering*, Seismological Press Beijing; p. 12–7.

- [33] Karavasilis TL, Seo C-Y. (2011). Seismic structural and non-structural performance evaluation of highly damped self-centering and conventional systems. *Engineering Structures*;33:2248–58.
- [34] Skinner RI, Kelly JM, Heine AJ. (1974). Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*;3:287–96.
- [35] Aiken ID, Nims DK, Whittaker AS, Kelly JM. (1993). Testing of passive energy dissipation systems. *Earthquake Spectra*;9:335–70.
- [36] Soong TT, Dargush GF. *Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering* Wiley. Chichester, UK 1997.
- [37] Alehashem SMS, Keyhani A, Pourmohammad H. (2008). Behavior and performance of structures equipped with ADAS & TADAS dampers (a comparison with conventional structures). *The 14th World Conference on Earthquake Engineering*; p. 12–7.
- [38] Tsai K-C, Chen H-W, Hong C-P, Su Y-F. (1993). Design of steel triangular plate energy absorbers for seismic-resistant construction. *Earthquake Spectra*;9:505–28.
- [39] Engineers AS of C. (2022). *ASCE Standard–ASCE/SEI 7-22: Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*, ASCE New York.
- [40] ASCE. (2017). *ASCE/SEI 41-17. Seismic evaluation and retrofit of existing buildings*, American Society of Civil Engineers Reston, VA, USA.
- [41] Testing AS for, Materials. (2017). Committee A-01 on Steel SS, Alloys R. Standard test methods and definitions for mechanical testing of steel products. ASTM International.
- [42] Testing AS for, Materials. (2018). Standard specification for low-relaxation, seven-wire strand for prestressed concrete (ASTM A416/A416M-18).
- [43] Concrete AICC on, Aggregates C. (2014). Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens. ASTM international.
- [44] Institute AC. (2013). *Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements Under Slowly Applied Simulated Seismic Loads*, ACI 374.2 R13.
- [45] Elettore E, Benedetto S Di, Francavilla AB, Latour M, Montuori R, Nastri E, et al. (2023). Preliminary study of a seismic-resilient steel pilot building equipped with low-damage connections. *Procedia Structural Integrity*;44:1917–24. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.prostr.2023.01.245>.
- [46] Ghobadi MS, Shams AS. (2021). A hybrid self-centering building toward seismic resilient structures: Design procedure and fragility analysis. *Journal of Building Engineering*;44:103261. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jobee.2021.103261>.
- [47] Wu H, Zhou Y, Liu W. (2019). Collapse fragility analysis of self-centering precast concrete walls with different post-tensioning and energy dissipation designs. *Bulletin of Earthquake Engineering*;17:3593–613. <https://doi.org/10.1007/s10518-019-00591-7>.
- [48] Shegay A V, Miura K, Fujita K, Tabata Y, Maeda M, Seki M. (2023). Evaluation of seismic residual capacity ratio for reinforced concrete structures. *Resilient Cities and Structures*;2:28–45. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.rcns.2023.02.004>.
- [49] Gorji Azandariani M, Gholami M. (2022). Seismic fragility investigation of hybrid structures BRBF with eccentric-configuration and self-centering frame. *Journal of Constructional Steel Research*;196:107300. <https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107300>.
- [50] Yang B, Lu X. (2018). Displacement-Based Seismic Design Approach for Prestressed Precast Concrete Shear Walls and its Application. *Journal of Earthquake Engineering*;22:1836–60. <https://doi.org/10.1080/13632469.2017.1309607>.