

## Experimental Study of the Effect of Fiber Additives to Concrete Materials in RC Moment-Resisting Frames with Manufacturing Errors

M.Bakhshipour<sup>1</sup> J.Esfandiari<sup>2\*</sup>, M.T. Roudsari<sup>3</sup>

1- Department of Civil Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

2-Assitant Professor, Department of Civil Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

3-Associate Professor, Department of Civil Engineering, Kermanshah Branch, Islamic Azad University, Kermanshah, Iran

### ABSTRACT

Reinforced concrete structures with moment resisting frames are one of the most widely used structural systems in the world. High ductility, acceptable strength, ease of implementation, and fewer architectural limitations compared to other structural systems are the positive features of reinforced concrete moment-resisting frames. Construction errors and the use of improper mixing designs for concrete materials are generally the causes of the poor performance of these structures. In the present study, an attempt has been made to investigate the effect of concrete additives on the performance of conventional concrete structures with fabrication errors in an experimental study. Three one-third-scale experimental specimens were constructed using Steel Fibers (SF) and Air Entraining Admixture (AEA) materials at the beam-column joints. The samples were subjected to cyclic quasi-static loading in the laboratory. Seismic parameters of stiffness, ductility, ultimate strength, and energy dissipation capacity were obtained and evaluated from the hysteresis diagrams of experimental tests. The experimental results showed that the use of steel and polypropylene additives enhances the seismic performance of concrete structures and improves the parameters of stiffness, ultimate strength, and energy dissipation capacity; However, they do cause a slight decline in ductility. It was also concluded that if there is a construction error in the structure, the use of steel fibers additives will provide better behavior than a reinforced concrete frame with conventional materials.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 25 August 2022

**Revise Date:** 12 October 2022

**Accept Date:** 22 October 2022

### Keywords:

Manufacturing Errors  
Cyclic load  
Fiber  
Connection  
steel

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2022.356209.2905>

\*Corresponding author: J.Esfandiari

Email address: [j.esfandiari@iauksh.ac.ir](mailto:j.esfandiari@iauksh.ac.ir)

## بررسی آزمایشگاهی اثر استفاده از الیاف فلزی در قاب‌های خمشی به‌منظور کاهش اثرات خطای ساخت در این سیستم‌های سازه‌ای

مجتبی بخشی‌پور<sup>۱</sup>، جواد اسفندیاری<sup>۲\*</sup>، مهرزاد تحملی رودسری<sup>۳</sup>

۱- دانشجوی دکترا مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۲- استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

۳- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، واحد کرمانشاه، دانشگاه آزاد اسلامی، کرمانشاه، ایران

### چکیده

سازه‌های قاب خمشی از پرکاربردترین سیستم‌های سازه‌ای در دنیا محسوب می‌شوند. شکل‌پذیری بالا، مقاومت قابل قبول، سهولت در اجرا و کمتر بودن محدودیت‌های معماری به نسبت دیگر سیستم‌های سازه‌ای از ویژگی‌های مثبت قاب‌های خمشی بتن‌آرمه است. خطای ساخت و عدم استفاده از طرح اختلاط مناسب بتن عموماً از عوامل ضعف عملکرد این سازه‌ها هستند. در مقاله حاضر تلاش شده است تا در یک تحقیق آزمایشگاهی اثر افزودنی‌های بتن بر عملکرد سازه‌های بتنی معمول و دارای خطای ساخت بررسی شود. سه نمونه‌ی آزمایشگاهی یک‌سوم مقیاس، دارای الیاف فلزی و نمونه‌های دارای مواد حباب‌ساز در محل اتصال تیر به ستون ساخته شده و در آزمایشگاه تحت بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای قرار گرفتند. پارامترهای لرزه‌ای سختی، شکل‌پذیری، مقاومت نهایی، ضریب رفتار و ظرفیت اتلاف انرژی از نمودار چرخه‌ای آزمایش‌های به‌دست آمده و مورد ارزیابی قرار گرفتند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که استفاده از الیاف فلزی باعث بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتنی شده و پارامترهای سختی با افزایش ۴۰ درصدی، مقاومت نهایی و ظرفیت اتلاف انرژی با افزایش ۳۸ درصدی را بهبود می‌بخشد؛ هرچند که افتی جزئی در شکل‌پذیری و ضریب رفتار به مقدار ۱۵ درصد ایجاد می‌کنند. همچنین به این نتیجه رسیده شد که در صورتی که خطای ساخت نیز در سازه وجود داشته باشد، استفاده از الیاف فلزی رفتار بهتری نسبت به یک قاب بتن‌آرمه سالم با مصالح معمول را ارائه خواهد داد.

کلمات کلیدی: خطای ساخت، افزودنی بتن، چشمه اتصال، بارگذاری چرخه‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	شناسه دیجیتال:	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	<a href="https://doi.org/10.22065/jsce.2022.356209.2905">https://doi.org/10.22065/jsce.2022.356209.2905</a>					
	10.22065/jsce.2022.356209.2905	۱۴۰۲/۰۵/۳۱	۱۴۰۱/۰۷/۳۰	۱۴۰۱/۰۷/۳۰	۱۴۰۱/۰۷/۲۰	۱۴۰۱/۰۶/۰۳
			جواد اسفندیاری		*نویسنده مسئول:	
			j.esfandiari@iauksh.ac.ir		پست الکترونیکی:	

## ۱- مقدمه

صدمات غیرمنتظره به سازه‌های بتن مسلح ناشی از بارهای لرزه‌ای، علیرغم پیشرفت زیاد در مقررات طراحی لرزه‌ای و صنایع ساختمانی، به‌طور مداوم در سراسر جهان رخ داده است. در آخرین زلزله بزرگ ایران، زلزله سرپل ذهاب (۱۳۹۷)، خرابی‌های ناخواسته در بسیاری از سازه‌های بتن مسلح به دلیل نقص کیفیت ساخت (از جمله بتن بی‌کیفیت و آرماتوربندی نامناسب) به‌ویژه خرابی‌های ناشی از نیروی برشی رخ داد. از انواع متداول خرابی‌ها به دلیل نقص کیفیت ساخت و سازه در هنگام زلزله، تقویت ناکافی برشی در تیرها و یا ستون‌ها است که باعث شکست برشی می‌شود [۱،۲]، همچنین فاصله ناکافی یا عدم وجود خاموت‌های عرضی در مناطق برشی که منجر به کماتش میلگردهای طولی می‌شود نیز از عوامل شکست برشی است [۳-۵]. بتن باکیفیت پایین و خواص مکانیکی ضعیف که منجر به شکست ترد در اتصال تیر و ستون می‌شود نیز از دیگر عوامل خرابی در سازه‌های بتن مسلح می‌باشد [۶].

زلزله سرپل ذهاب مخرب‌ترین حادثه‌ی سال‌های اخیر در غرب ایران بود که خسارات جانی و مالی زیادی به همراه داشت. ساخت‌وساز باکیفیت پایین یکی از محتمل‌ترین دلایل آسیب سازه‌ها در این زلزله بوده است. همان‌طور که در شکل ۱ نشان داده شده است، بسیاری از این آسیب‌ها در اتصال تیر به ستون سازه‌های بتن‌آرمه رخ داده است. اتصالات تیر به ستون، یکی از ضروری‌ترین بخش‌های سازه‌های بتن مسلح قاب خمشی است [۷، ۸]. با توجه به نقش مهمی که اتصالات در سیستم‌های قاب خمشی دارند، در هنگام وقوع زلزله، بخش عمده‌ای از خسارت‌ها در این منطقه متمرکز می‌شود [۹-۱۳]. بنابراین، درک تأثیر نقص در این مناطق بحرانی و ارائه ایده‌ای برای بهبود پاسخ سازه‌های بتن مسلح و مقاوم‌سازی مناطق برشی از اهمیت بالایی برخوردار است. علیرغم اهمیت بالای این اعضای سازه‌ای و همچنین آگاهی از مشکلات ساخت‌وساز صنعتی در کشورهای در حال توسعه که منجر به عیوب ساختاری می‌شود، تاکنون تحقیق جامعی در این زمینه انجام نشده است.



(ب)



(الف)

شکل ۱: (الف) و (ب) خرابی در اتصالات تیر به ستون در سازه‌های در زلزله سرپل ذهاب (۱۳۹۷)

در طول چهار دهه گذشته مطالعات متعددی در مورد ارزیابی عملکرد اتصالات تیر به ستون ساخته شده باکیفیت پایین تحت بار لرزه‌ای انجام شده است. یکی از تحقیقات اولیه در این مورد، مطالعه هانسون<sup>۱</sup> و کونر<sup>۲</sup> در مورد مقاومت لرزه‌ای اتصال تیر به ستون در سازه‌های تحت بارهای لرزه‌ای بود. نتایج آزمایش‌ها مناسب بودن جزئیات تقویت‌کننده پیشنهادی را برای اجرا در طراحی مقاوم در برابر زلزله تأیید کرد [۱۴]. رفتار اتصال تیر به ستون بتنی در یک زیرمجموعه قاب تحت بارهای لرزه‌ای توسط زبرا<sup>۳</sup> و دورانی<sup>۴</sup> در سال ۱۹۸۹ مورد مطالعه قرار گرفت [۱۵]. نتایج تحقیقات آن‌ها نشان داد که هرگونه محدودیت در ازدیاد طول تیر، علی‌الخصوص زمانی که در معرض

تغییر شکل زیاد قرار می‌گیرد، ممکن است برش اتصال را افزایش داده و نسبت مقاومت خمشی ستون به تیر را کاهش دهد. در مطالعه‌ای دیگر عملکرد روشی پیشنهادی برای تعمیر اتصالات تیر به ستون در سازه‌های که در اثر بارگذاری زلزله آسیب دیده‌اند، توسط کاروانیس<sup>۵</sup> و همکاران [۱۶] مورد بررسی تجربی قرار گرفت. نقص عمدی در اتصال تیر به ستون با استفاده از افزایش تغییر شکل‌های وارد شده چرخه‌ای در بارگذاری اعمال شد. پس از آن نمونه‌ها با تزریق رزین اپوکسی نازک تحت فشار به اتصالات آسیب دیده ترمیم شدند. نتایج نشان داد که تمام ۱۷ اتصال تعمیر شده دارای استحکام و سختی یکسان یا بالاتر در مقایسه با نمونه‌های شاهد بودند و توانایی اینکه که چرخه‌های بارگذاری کامل بیشتری را بدون از دست دادن مقاومت قابل توجه تحمل کنند را داشتند.

کالوی<sup>۶</sup> و همکاران تأثیر آسیب در اتصال تیر به ستون را از نقطه نظر جابجا شدن میلگردها و از بین رفتن هسته بتن بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه بررسی کردند [۱۷]. نتایج نشان داد که نارسایی‌های معمول در جزئیات سازه‌ای (به عنوان مثال نارسایی در قلاب انتهایی در میلگردهای تیر همراه با استفاده از میلگردهای نرم) ممکن است باعث تخریب شدید استحکام شود که منجر به مکانیسم‌های شکست به ویژه ترد می‌شود. پامپانین<sup>۷</sup> و همکاران با توجه به تحقیقات قبلی تأثیر آسیب در اتصال تیر به ستون بر رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی موجود را ارزیابی کردند [۱۸]. با در نظر گرفتن مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی اتصال تیر به ستون معیوب، نتایج نشان داد که تأثیر رفتار موضعی اتصال بر مکانیسم‌های شکست کلی یک سازه قاب بتن‌آرمه به‌طور کامل بررسی نشده است.

استفاده از صفحات پلیمرهای فیبرکربن<sup>۸</sup> (CFRP) و افزودنی‌های بتنی برای رفع نقایص ذاتی و یا احتمالی سازه‌های بتن‌آرمه در سال‌های گذشته رشد روزافزونی داشته است و حجم تحقیقات در این خصوص به‌ویژه از نگاه کاربردی کمتر از دیگر موضوعات بوده است. بررسی اثر استفاده از پودر پرلیتی و فوم سیلیکا در مصالح بتنی بر روی مقاومت فشاری بتن، بررسی اثر بازالت بر روی دستک‌های بتنی دارای الیاف فلزی، بررسی اثر پلیمرهای فیبرکربن بر روی خرابی پیش‌رونده در سازه‌های بتنی و همچنین نسبت بهینه برای استفاده از الیاف فلزی در مصالح بتنی از مهم‌ترین تحقیقات در این زمینه بوده است [۱۹-۲۲].

در این مطالعه، هدف بررسی تأثیر اتصال تیر به ستون معیوب بر پاسخ کلی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه و استفاده از الیاف فلزی برای رفع این نقص می‌باشد. در این مقاله راهکار آزمایشگاهی استفاده از مواد حباب‌ساز برای شبیه‌سازی خطای ساخت، به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه مورد استفاده قرار گرفته است. تلاش بر آن بوده است تا در این مطالعه آزمایشگاهی اهمیت و ارزش استفاده از الیاف فلزی به عنوان راهکاری مناسب برای مقابله با کاهش مقاومت ناشی از خطای ساخت در اتصال تیر به ستون مورد ارزیابی قرار گیرد و اثر استفاده از این مواد با بررسی پارامترهای لرزه‌ای به‌طور دقیق مقایسه شود. نقص عمدی ایجاد شده در نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق، بتن‌ریزی در محل با کیفیت پایین برای شبیه‌سازی شرایط ساخت‌وساز در یک کارگاه است. همان‌طور که می‌توان انتظار داشت، بتن با کیفیت پایین ممکن است بر محصور شدن میلگردهای فولادی مشترک تیر و ستون و همچنین سهم بتن در مقاومت برشی اتصال تأثیر بگذارد. در این راستا سه نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی بتن مسلح در مقیاس یک‌سوم ساخته شد. یکی از نمونه‌ها به عنوان نمونه‌ی شاهد بدون ایراد در اتصال و با مصالح بتنی بدون افزودنی ساخته شد. نمونه‌ی دوم دارای الیاف فلزی در مصالح بتنی بوده و در نمونه‌ی سوم علاوه بر استفاده از الیاف فلزی، با استفاده از مواد حباب‌ساز در محل اتصال تیر به ستون به‌طور عمدی ایراد ایجاد شد تا اثر هم‌زمان حضور ایراد در اتصال تیر به ستون و همچنین اثر حضور الیاف فلزی بررسی گردد. مقایسه نتایج قاب با الیاف فلزی و قاب معیوب تا حد زیادی جنبه ناشناخته مشکل را روشن می‌کند.

## ۲- برنامه آزمایشگاهی

### ۲-۱- مصالح

بتن الیافی با استفاده از سیمان پرتلند نوع II معمولی بتن‌ریزی شد که مشخصات آن در جدول ۱ آورده شده است. در همه مخلوط‌ها از سنگ‌دانه‌های درشت و ریز طبیعی تمیز و با درجه‌بندی خوب با وزن واحد ۲/۷۲ و ۲/۶۸ تن بر مترمکعب استفاده شد. برای

تهیه کلیه نمونه‌ها از آب آشامیدنی که عدد PH آن در بازه ۶ تا ۸ بوده استفاده شد. به منظور دستیابی به کارایی مشخص، مقدار فوق روان کننده که از ۰.۱٪ تا ۰.۱۶٪ وزن سیمان متغیر است، با استفاده از آزمایش اسلامپ مطابق با آئین‌نامه BS 1881 تعیین شد [۲۳].

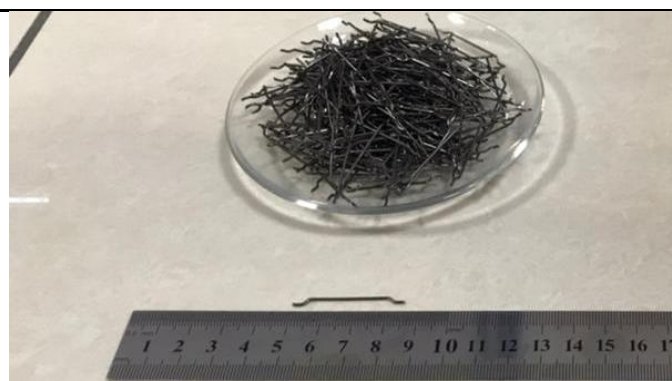
جدول ۱: مشخصات فیزیکی و شیمیایی سیمان پرتلند مورد استفاده در نمونه‌های آزمایشگاهی

مشخصات شیمیایی	SiO <sub>2</sub> (%)	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> (%)	CaO(%)	MgO(%)	SO <sub>3</sub> (%)	K <sub>2</sub> O(%)	Na <sub>2</sub> O(%)	L.O.I
	۲۰/۷	۵/۲	۴/۶	۶۵	۱/۸	۲/۲	۰/۵	۰/۱۵	۱
مشخصات فیزیکی	مقاومت فشاری ۲۸ روزه [MPa]		زمان گیرایی نهایی [min]	زمان گیرایی اولیه [min]	جاذبه مشخص [kg/m <sup>3</sup> ]	سطح مشخص [m <sup>2</sup> /kg]			
	۵۳		۲۴۰	۱۴۰	۳۱۲۰	۳۲۰			

با توجه به تحقیقات قبلی نویسندگان مقاله در رابطه با استفاده از الیاف فلزی (اسفندیاری و حیدری [۲۲]) در سازه‌های بتن‌آرمه، از الیاف فلزی با مشخصات ارائه شده استفاده گردید. مشخصات مصالح الیاف فلزی بکار برده شده در نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق در جدول ۲ آورده شده است. برای تقویت بتن از الیاف فولادی ضدزنگ با قلاب انتهایی به طول ۳۵ میلی‌متر و قطر ۰/۸ میلی‌متر (نسبت ابعادی ۴۳) استفاده شد. این نوع الیاف فولادی دارای استحکام کششی استاندارد (۱۴۰۰ مگا پاسکال) است. مدول الاستیسیته ۲۰۰ گیگا پاسکال و چگالی ۷/۸۵ گرم بر سانتی‌مترمکعب می‌باشد. همچنین شکل ۲ نشان‌دهنده الیاف فلزی بکار رفته در نمونه‌های آزمایشگاهی می‌باشد.

جدول ۲: مشخصات الیاف فلزی بکار رفته در نمونه‌های آزمایشگاهی

مشخصات	وزن مخصوص (g/cm <sup>3</sup> )	طول الیاف (mm)	قطر الیاف (μm)	(%) ضریب کشیدگی	مقاومت کششی (MPa)	مدول یانگ (MPa)
الیاف فلزی	۷/۸۵	۳۵	۸۰۰	۲۰	۱۴۰۰	۲۰۰۰۰



شکل ۲: الیاف فلزی بکار رفته در نمونه‌های آزمایشگاهی

## ۲-۲- روش ساخت

مطابق با هدف مطالعه، از الیاف فلزی برای ساخت مصالح بتنی دو نمونه از سه نمونه آزمایشگاهی استفاده شد. نسبت مورد استفاده از تحقیق اسفندیاری و حیدری [۲۲] در رابطه با بتن مصرفی برای نمونه‌های آزمایشگاهی بوده است. نسبت بهینه استفاده از الیاف فلزی در مصالح بتنی به دست آمده است که این نسبت مصالح مصرفی و طرح اختلاط بتن در جدول ۳ ارائه شده است. آزمایش‌های فشاری و کششی مصالح بتنی طبق اصول پیشنهادی در ACI 318-19 [۲۴] انجام شد. روش اختلاط طبق ASTM C192 [۲۵] در یک همزن از نوع چرخشی انجام شد. بتن‌ریزی تمامی نمونه‌ها هم‌زمان انجام شد تا سن بتن در تمامی نمونه‌ها یکسان بوده و از یک اختلاط در تمامی نمونه‌ها استفاده شده باشد. سنگ‌دانه‌ها، سیمان و الیاف در مخلوط‌کن قرار داده شدند تا حدود ۲ دقیقه مخلوط شوند تا اطمینان حاصل شود که الیاف تا حد امکان به‌طور یکنواخت در مخلوط توزیع شده‌اند. سپس آب به آرامی به مخلوط‌کن اضافه شده و ۲ دقیقه دیگر هم زده شد. سپس قالب‌های مکعبی به ابعاد  $150 \times 150 \times 850$  میلی‌متر پر شده و به مدت ۲۴ ساعت در اتاق مرطوب با دمای  $22 \pm 3$  درجه سانتی‌گراد قرار داده شده و در پایان این مدت نمونه‌ها به مدت ۷ و ۲۸ روز در آب آشامیدنی نگهداری شدند تا برای آزمایش‌های فشاری و کششی مصالح بتنی مورد استفاده قرار بگیرند. استفاده از این الیاف در سازه‌های بتن‌آرمه در اجرای ساختمان‌ها نیز به روش بیان شده قابل انجام می‌باشد اما به علت مسائل اقتصادی و عدم تحقیق کافی در مورد افزودن الیاف به اجزا سازه‌ای، استفاده گسترده از این افزودنی‌ها در صنعت ساختمان ایران در اجزا سازه‌ای دارای اقبال عمومی نیست.

مواد حباب‌ساز در نمونه‌ی  $MRF-SF-AEA^1$  در قسمت‌های اتصال تیر به ستون در هنگام بتن‌ریزی اضافه شدند. این مواد به صورت محلول مایع و از مواد پایه شیمیایی و معدنی ساخته شده است. این محلول جهت ایجاد تخلخل مصنوعی بعد از خروج بتن از مخلوط‌کن صرفاً به بتن محل اتصال تیر به ستون اضافه و ترکیب شدند.

جدول ۳: طرح اختلاط بتن در نمونه‌های آزمایشگاهی

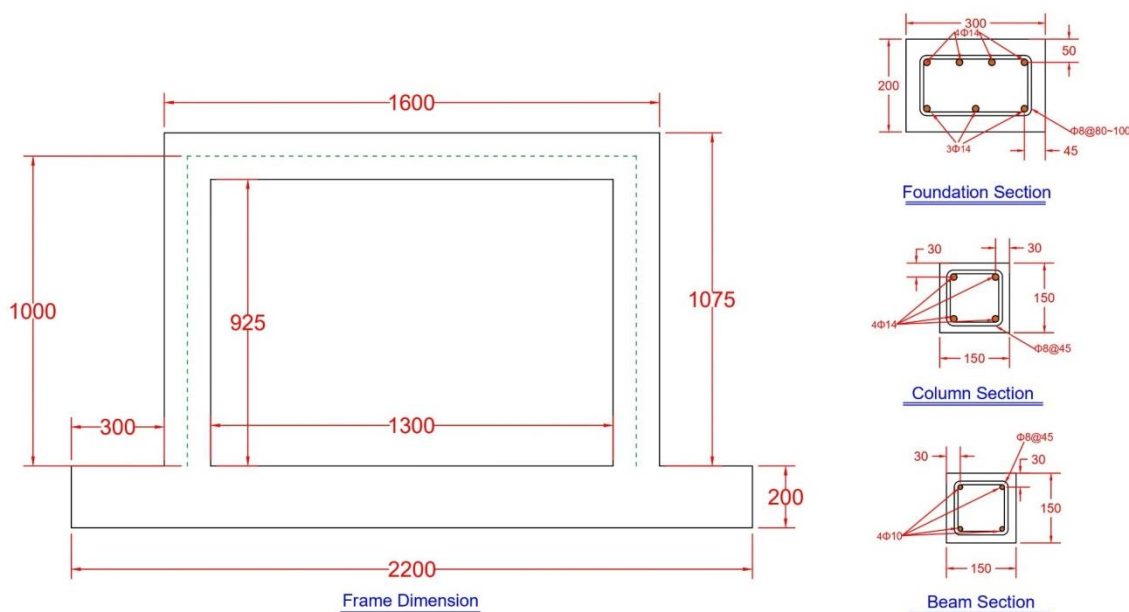
الیاف فلزی (%)	شن ( $kg/m^3$ )	سنگ‌دانه درشت ( $kg/m^3$ )	سنگ‌دانه ریز ( $kg/m^3$ )	آب ( $kg/m^3$ )	سیمان ( $kg/m^3$ )	مصالح وزن
۰/۰۱۵ - ۰/۰۰۸	۱۰۱۱	۴۰۷	۳۳۲	۲۱۶	۴۰۷	وزن

## ۲-۳- چیدمان آزمایش

سه نمونه آزمایشگاهی قاب خمشی بتن‌آرمه با مقیاس یک‌سوم برای این تحقیق ساخته شد و آزمایش‌ها در آزمایشگاه تحقیقاتی سازه دانشگاه آزاد کرمانشاه انجام شدند. نمونه‌ها از نظر ابعاد و اندازه یکسان بوده و تمامی نمونه‌ها بعد از چهل روز از زمان بتن‌ریزی مورد آزمایش قرار گرفتند. نمونه‌ی اول  $(MRF)^{10}$  یک قاب بتنی خمشی بتن‌آرمه با مصالح بتنی مصرفی در صنعت ساختمان ایران (بدون مواد افزودنی الیافی خاص) بود. در نمونه‌ی دوم  $(MRF-SF)^{11}$  از الیاف فلزی در مصالح بتنی استفاده شد و در نمونه‌ی سوم آزمایشگاهی  $(MRF-SF-AEA)$  مواد حباب‌ساز در بخش اتصال تیر به ستون با مصالح بتنی دارای الیاف فلزی اضافه گردید تا اثر نقص ساخت در اتصال تیر به ستون در این سیستم‌های سازه‌ای مورد بررسی قرار گیرد.

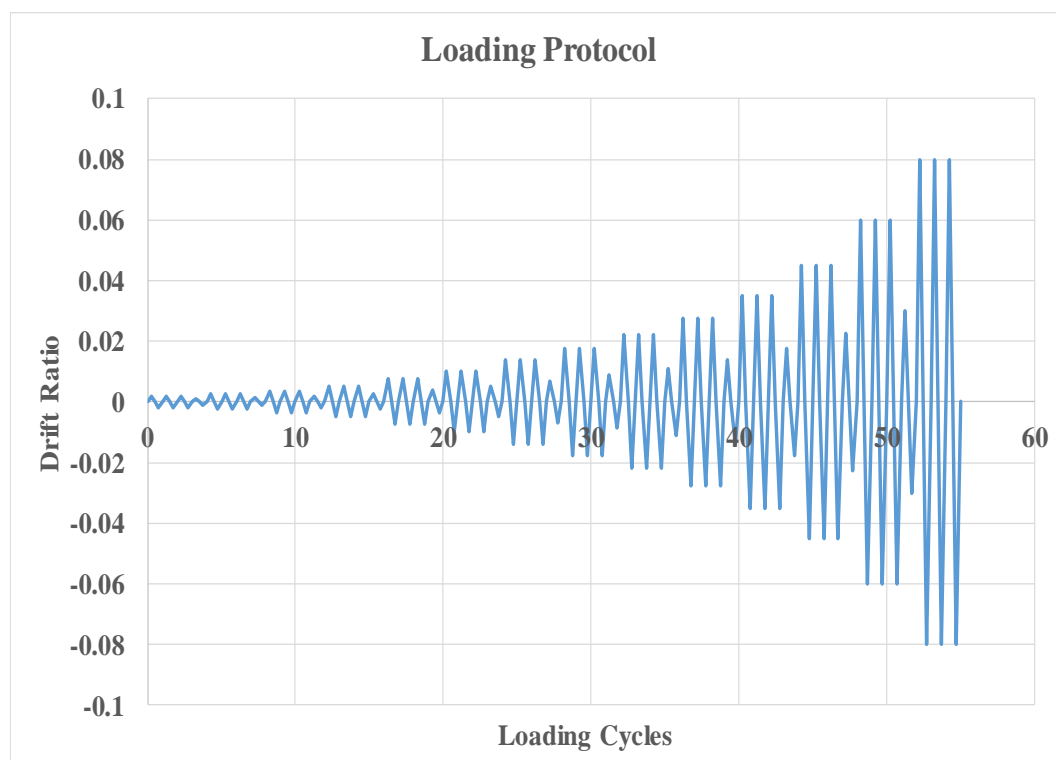
همان‌طور که بیان شد ابعاد فونداسیون، تیر و ستون و همچنین میلگرد گذاری در تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی یکسان بوده است. با توجه به مقیاس یک‌سوم اندازه مورد استفاده برای نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق، ابعاد نمونه‌ها در شکل ۳ ارائه شده است. طراحی نمونه‌های آزمایشگاهی بر اساس آئین‌نامه ACI 318-14 [۲۶] انجام شد. میلگرد گذاری در ستون با چهار میلگرد شماره ۱۴ انجام شد و

از چهار میلگرد شماره ۱۰ برای میلگرد گذاری در تیر استفاده گردید. خاموت ها با نمره میلگرد ۸ در تیر و ستون با فاصله ۴۵ میلی متر قرار گرفتند. همچنین برای میلگرد گذاری در فونداسیون نمونه ها در قسمت فشاری از ۴ میلگرد ۱۴ و در قسمت کششی از سه میلگرد ۱۴ استفاده شد که با خاموت های ۸ در هر ۱۰۰ میلی متر به یکدیگر پیوسته شدند.



شکل ۳: ابعاد نمونه های آزمایشگاهی و مقطع تیر، ستون و فونداسیون (اعداد بر حسب میلی متر می باشند)

نمونه قاب های بتنی ساخته شده به صورت شبه استاتیکی و چرخه ای در آزمایشگاه مورد بارگذاری قرار گرفتند. در این آزمایشها پروتکل بارگذاری برای نمونه های آزمایشگاهی آئین نامه ACI 374.1-05 [۲۷] مورداستفاده قرار گرفت که در این پروتکل نرخ افزایش جابجایی بر اساس نیروی تسلیم افزایش می یابد. منحنی بارگذاری مورداستفاده در شکل ۴ نشان داده شده است. در این آزمایشها بارگذاری توسط یک جک هیدرولیکی با ظرفیت ۱۰۰ kN و طول بازوی  $\pm 300$  میلی متر انجام شد. برای ثبت نیروها از یک لود سل با ظرفیت kN ۱۰۰ و دقت ۸۰ N استفاده شد و جابجاییها با کمک یک Linear Potentiometer Transducer با دقت ۰/۰۵ میلی متر ثبت گردید. از آنجایی که نمونه ها تحت دستورالعمل بارگذاری شبه استاتیکی مورد آزمایش قرار گرفتند، بنابراین سرعت بارگذاری نمی بایست در نتایج خروجی آزمایش تأثیری بگذارد. بنابراین سرعت بارگذاری در نمونه های آزمایشگاهی به قدری آهسته اعمال گردید که اثر دینامیکی بارگذاری در نمودارهای چرخه ای خروجی آزمایش تأثیری نداشته باشند که این مسئله در نمودارهای حاصله از انجام آزمایشها این مطالعه مشهود است.



شکل ۴: منحنی بارگذاری بر اساس ACI 374.1-05

## ۲-۴- روند انجام آزمایش‌های آزمایشگاهی

نمونه اول در کار آزمایشگاهی این تحقیق (MRF)<sup>۱۰</sup> نمونه‌ی قاب خمشی با مصالح بتنی معمول (بدون مواد افزودنی) بود. با شروع بارگذاری در این نمونه، نرخ افزایش نیرو تا حدود جابجایی نسبی ۱٪ به صورت خطی بوده و با افزایش مقادیر جابجایی، مقدار نیرو نیز به صورت خطی افزایش داشت. ترک‌های جزئی در این نمونه تا جابجایی نسبی ۱٪ در محل اتصال تیر به ستون و پای ستون ایجاد شدند و خرابی مشهودی در نمونه ایجاد نشد. با عبور از جابجایی نسبی ۱٪ نمونه وارد فاز غیرخطی شده و با افزایش جابجایی نرخ افزایش نیرو دچار کاهش شد. همچنین ترک‌ها در محل اتصال تیر به ستون رشد پیدا کرده و عمیق‌تر شدند. با وجود افزایش ترک‌ها در محل اتصال تیر به ستون و همچنین پای ستون‌ها، نمونه با افزایش مقادیر جابجایی دچار افت در نیرو نشده و تا پایان آزمایش مقادیر نیروافزایی بودند. آزمایش در ۸٪ جابجایی نسبی متوقف گردید و نیروی بیشینه با مقدار ۲۶/۹۲ kN در جابجایی نسبی ۸٪ ثبت گردید. شکل ۵ نشان‌دهنده تصاویر آزمایش مربوط به مراحل مختلف بارگذاری و همچنین نمودار چرخه‌ای حاصل از آزمایش می‌باشد.





(الف)



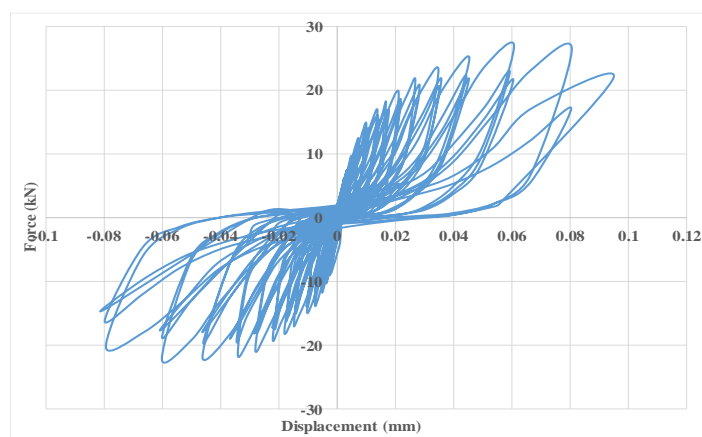
(ب)



(ج)



(د)



(ه)

شکل ۵: نمونه‌ی آزمایشگاهی  $MRF^{10}$  در مراحل مختلف بارگذاری و نمودار نمونه (الف) ابتدای آزمایش (ب) ترک‌ها در محل  $beam-column joint$  در جابجایی نسبی ۱٪ (ج) خرابی در اتصال تیر به ستون (د) پایان آزمایش در جابجایی نسبی ۸٪ (ه) نمودار چرخه‌ای نمونه

نمونه‌ی دوم  $MRF-SF^{11}$ ، که در آن از الیاف فلزی در مصالح بتنی استفاده شده بود، با شروع آزمایش با نیروی بیشتری نسبت به نمونه‌ی  $MRF^{10}$  در مقابل جابجایی‌های اولیه عکس‌العمل نشان داد. در این نمونه نیز با افزایش مقادیر جابجایی تا جابجایی نسبی ۱٪ نرخ افزایش نیرو یکسان بوده و نمونه در محدوده‌ی خطی قرار داشت. ترک‌ها با توجه به مقاومت بیشتر نمونه، در محل اتصال تیر به ستون، پای

ستون و در میانه‌ی ستون به‌طور ناچیزی افزایش داشتند. با افزایش مقادیر جابجایی و عبور از جابجایی نسبی ۱٪، نمونه وارد فاز غیرخطی شده و سختی اولیه در ادامه‌ی بارگذاری دچار افت گردید. ترک‌ها در محدوده‌ی اتصال تیر به ستون دچار افزایش شدند و ترک‌های بتن در پای ستون و محدوده‌ی میانی ستون افزایش یافتند. نیروی بیشینه در جابجایی نسبی ۶٪ با مقدار  $33/37 \text{ kN}$  ثبت گردید و با ورود به جابجایی نسبی ۸٪ به علت تشکیل ترک‌های عمیق در نمونه نیرو دچار افت گردید. شکل ۶ نشان‌دهنده‌ی مراحل مختلف آزمایش و نمودار چرخه‌ای مربوط به این نمونه می‌باشد.



(الف)



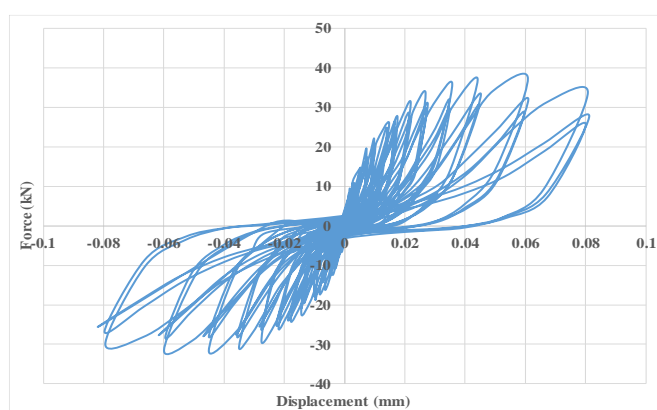
(ب)



(ج)



(د)



(ه)

شکل ۶: مراحل مختلف و نمودار آزمایش نمونه‌ی MRF-SF<sup>11</sup> (الف) اتصال در ابتدای آزمایش (ب) خرابی در اتصال تیر به ستون در جابجایی نسبی ۶٪ (ج) ترک‌های مورب در ستون در پایان آزمایش (د) پایان آزمایش در جابجایی نسبی ۸٪ (ه) نمودار چرخه‌ای آزمایش

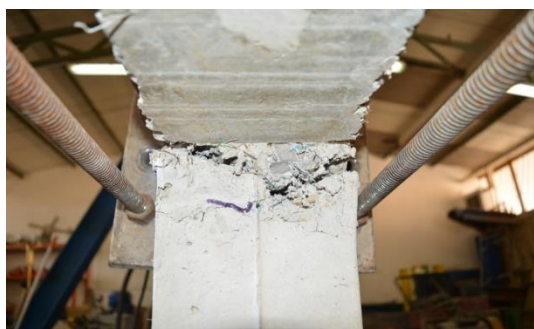
نمونه‌ی سوم آزمایشگاهی  $MRF-SF-AEA^1$  که دارای الیاف فلزی در مصالح بتنی بود، در محل اتصال تیر به ستون آن مواد حباب‌ساز به کار رفته بود. در آزمایش این نمونه با شروع بارگذاری، تا رسیدن به جابجایی نسبی ۱٪ نمونه به صورت خطی رفتار کرد. به علت وجود مواد حباب‌ساز، که برای بررسی اثر خطای ساخت در سازه‌های بتنی به این نمونه اضافه شده است، ترک‌ها و خرابی‌ها در محل اتصال تیر به ستون به سرعت افزایش یافت. با ادامه‌ی بارگذاری نرخ افزایش نیرو در مقابل جابجایی با افت مواجه شده و نیروی بیشینه در جابجایی نسبی ۴/۵٪ با مقدار ۳۲/۳۳ kN ثبت گردید. با بیشتر شدن مقادیر جابجایی خرابی‌ها در محل اتصال تیر به ستون افزایش یافته و آزمایش نمونه در جابجایی نسبی ۸٪ متوقف گردید. شکل ۷ نشان‌دهنده‌ی مراحل انجام آزمایش و نمودار چرخه‌ای این نمونه می‌باشد.



(الف)



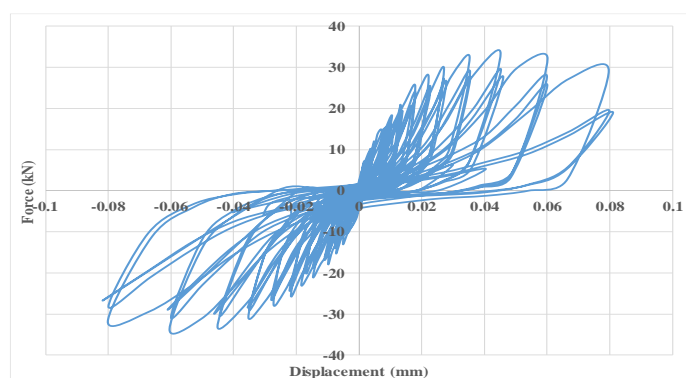
(ب)



(ج)



(د)



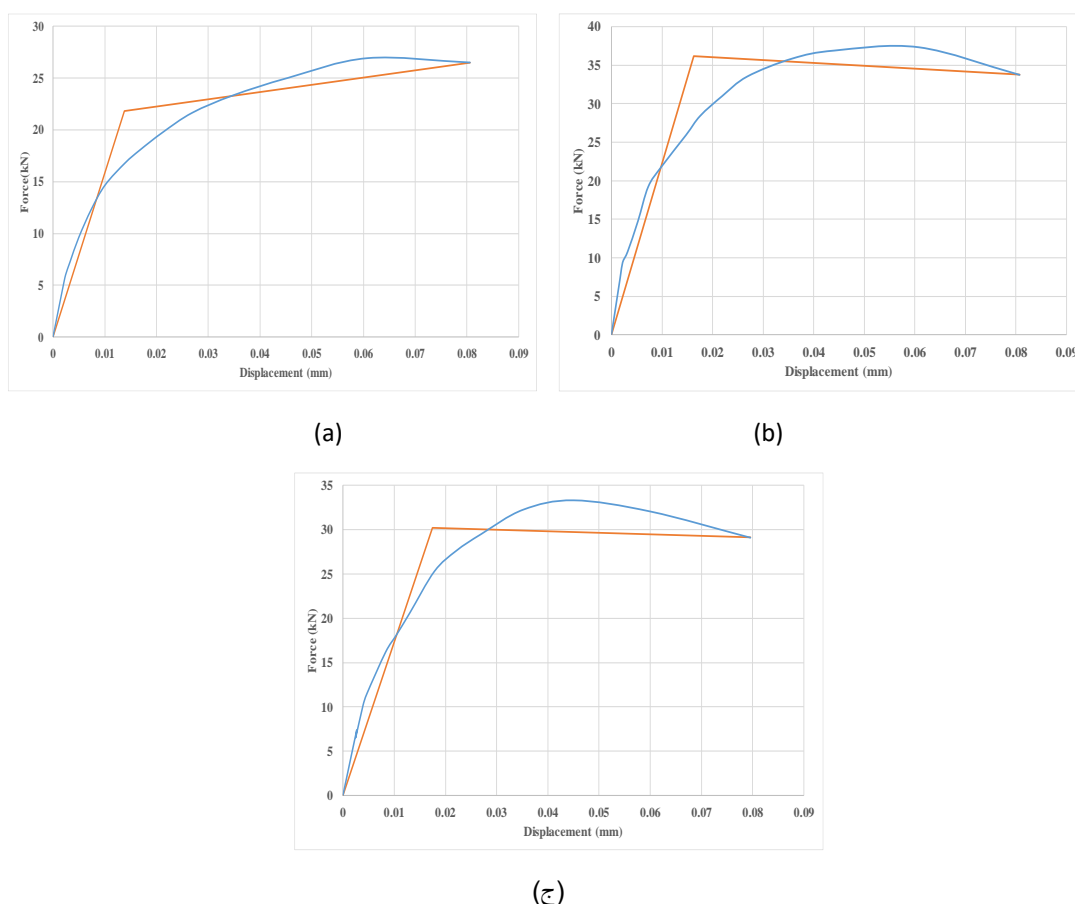
(ه)

شکل ۷: مراحل انجام آزمایش و نمودار چرخه‌ای نمونه‌ی  $MRF-SF-AEA^1$  (الف) ابتدای آزمایش (ب) ایجاد ترک در محل beam-column joint در جابجایی نسبی ۱٪ (ج) ایجاد خرابی در محل اتصال تیر به ستون در جابجایی نسبی ۶٪ (د) پایان آزمایش در جابجایی نسبی ۸٪ (ه) نمودار چرخه‌ای نمونه

## ۳- ارزیابی نتایج

در تحقیق حاضر سه نمونه یک‌سوم اندازه مورد آزمایش قرار گرفت تا اثر الیاف فلزی در مصالح بتنی در حالت معمول و در حالتی که خطای ساخت در بخش اتصال تیر به ستون وجود دارد بررسی شود. در این آزمایش‌ها بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای به نمونه‌ها اعمال شد و نمودار چرخه‌ای این نمونه‌ها در آزمایشگاه به دست آمد. نمودارهای چرخه‌ای حاوی اطلاعات گسترده‌ای درباره عملکرد لرزه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی هستند که با استفاده از استانداردهای معتبر می‌توان پارامترهای لرزه‌ای را از این نمودارها به دست آورد. برای ارزیابی نتایج آزمایشگاهی بر اساس استاندارد FEMA 440 [۲۸] با استفاده از نمودار چرخه‌ای و استخراج بیشینه نیروها در هر جابجایی نسبی از بارگذاری، نمودار استخوانی (Backbone) به دست می‌آید و با تشکیل نمودار دوخطی معادل می‌توان نقطه تسلیم نمودار استخوانی را به دست آورد. در ارزیابی نتایج آزمایشگاهی در این مطالعه پارامترهای سختی، مقاومت نهایی، شکل‌پذیری، ضریب رفتار و ظرفیت اتلاف انرژی مورد بررسی قرار خواهند گرفت که همگی از اطلاعات استخراجی نمودار دوخطی معادل هستند.

با استفاده از پروسه پیشنهادی ارائه‌شده توسط FEMA 440 نمودار استخوانی و دوخطی معادل آن برای هر نمونه محاسبه گردید. با توجه به اینکه مقادیر افت نیرو در هیچ‌کدام از نمونه‌ها تا پایان جابجایی نسبی ۸٪ کمتر از ۲۰٪ نبوده است نقطه پایانی نمودار دوخطی معادل در تمامی نمونه‌های جابجایی معادل جابجایی نسبی ۸٪ در نظر گرفته شد. شکل ۸ نشان‌دهنده نمودار دوخطی معادل برای تمامی نمونه‌های آزمایشگاهی است.



شکل ۸: نمودار دوخطی معادل برای نمونه‌های آزمایشگاهی (الف) نمونه MRF<sup>۱۰</sup> (ب) نمونه MRF-SF<sup>۱۱</sup> (ج) نمونه MRF-SF-AEA<sup>۱</sup>

پارامتر لرزه‌ای سختی ( $K_e$ ) از تقسیم نیروی تسلیم به دست آمده از نمودار دوخطی معادل بر مقدار جابجایی نقطه تسلیم به دست می‌آید. شکل پذیری ( $\mu$ ) از تقسیم جابجایی نقطه نهایی نمودار دوخطی معادل بر جابجایی نقطه تسلیم به دست آمده است. ضریب رفتار ( $R$ ) از تقسیم مقاومت الاستیک تقاضای سیستم بر  $0.6$  نیروی تسلیم به دست می‌آید. نیروی مقاومت نهایی سیستم نیز از نمودار چرخه‌ای قابل محاسبه می‌باشد. جدول ۴ نشان دهنده پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده برای نمونه‌های آزمایشگاهی است.

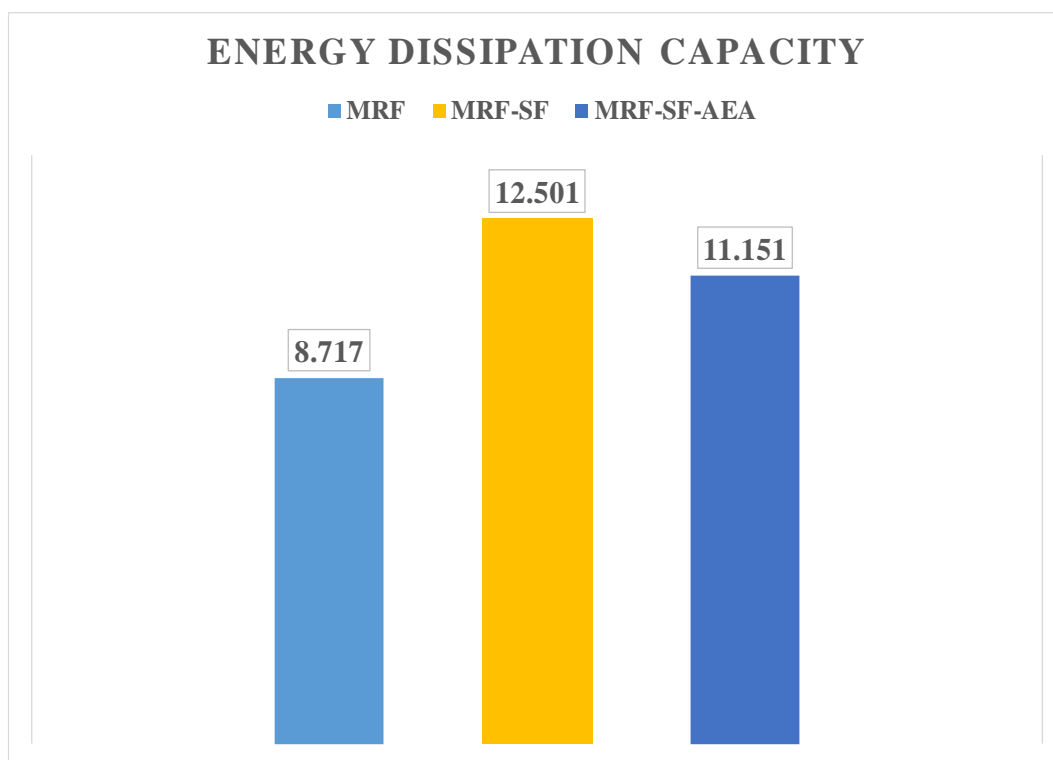
جدول ۴: پارامترهای لرزه‌ای محاسبه شده برای نمونه‌های آزمایشگاهی

	MRF	MRF-SF	MRF-SF-AEA
$K_e$ (kN/m)	۱۵۸۲/۸۳	۲۲۲۱/۶۳	۱۷۳۲/۷۴
$\mu$	۵/۸۴	۴/۹۵	۴/۵۶
$F_u$ (kN)	۲۶/۹۳	۳۷/۳۳	۳۳/۳۳
$R$	۵/۷۱	۴/۹	۴/۷۱

با توجه به جدول ۴ می‌توان به بررسی لرزه‌ای نمونه‌های آزمایشگاهی و عملکرد آن‌ها پرداخت. با ارزیابی مقاومت نهایی در نمونه‌ها می‌توان به این نتیجه رسید که با اضافه کردن الیاف فلزی مقاومت نهایی در نمونه‌های مشابه می‌تواند تا حدود ۳۸٪ افزایش یابد. اضافه کردن مواد حباب‌ساز به عنوان خطای ساخت در نمونه‌های آزمایشگاهی باعث افت مقاومت نهایی در نمونه‌های شده است که با توجه به کاهش ظرفیت اتصال تیر به ستون قابل توجیه است. سختی نمونه‌ی دارای الیاف فلزی بالاترین مقدار در بین نمونه‌ها را دارد که به نسبت نمونه اولیه ۴۰٪ افزایش داشته است. همچنین نتایج نشان می‌دهد که نمونه دارای الیاف فلزی و مواد حباب‌ساز نسبت به نمونه شاهد دارای مقاومت نهایی بیشتری بوده که نشان دهنده اثر مثبت الیاف فلزی حتی در زمان وجود خطا در ساخت سیستم می‌باشد.

شکل پذیری در نمونه‌های دارای الیاف فلزی به‌طور کلی کاهش نسبتاً کمی داشته است که این کاهش می‌تواند با توجه به افزایش قابل توجه سختی و مقاومت نهایی قابل توجیه باشد. ضریب رفتار به‌عنوان یک پارامتر لرزه‌ای دارای اهمیت نشان دهنده آن است که استفاده از الیاف فلزی ممکن است عملکرد سیستم سازه‌ای را تا حدودی کاهش دهد. این پارامتر در نمونه‌ی دارای خطای ساخت نیز افت چندانی نسبت به نمونه  $MRF-SF^{11}$  را تجربه نکرده است.

ظرفیت اتلاف انرژی از جمع مساحت‌های تمامی سیکل‌های نمودار چرخه‌ای در نمونه‌های آزمایشگاهی به دست می‌آید که در مورد نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق محاسبه شده و در شکل ۹ نمودار این پارامتر برای نمونه‌های مختلف ارائه شده است.



شکل ۹: نمودار مقادیر ظرفیت اتلاف انرژی برای نمونه‌های آزمایشگاهی (مقادیر بر حسب kN.m)

ظرفیت اتلاف انرژی در تمامی نمونه‌ها از نمونه اولیه  $MRF^{10}$  بالاتر بوده است که این موضوع نشان‌دهنده اهمیت استفاده از الیاف در مصالح بتنی می‌باشد. نمونه  $MRF-SF^{11}$  با افزایش ظرفیت اتلاف انرژی به مقدار حدود ۴۰٪ نشان‌دهنده‌ی این موضوع است که استفاده از الیاف فلزی باعث بهتر شدن عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های قاب خمشی می‌شود. نمونه دارای مواد حباب‌ساز و مقدار اتلاف انرژی آن نشان می‌دهد که در صورت استفاده از الیاف فلزی در مصالح بتنی، خطای ساخت تأثیر کمتری بر ظرفیت باربری سیستم دارد.

با نگاهی کلی به پارامترهای لرزه‌ای می‌توان گفت که نمونه  $MRF-SF^{11}$  به نسبت نمونه‌های  $MRF^{10}$  و  $MRF-SF-AEA^9$  از عملکرد مناسب‌تری برخوردار بوده است. همچنین تأثیر خطای ساخت در نمونه دارای الیاف فلزی به‌گونه‌ای بوده است که به نظر می‌رسد استفاده از این الیاف راهکار مناسبی برای جلوگیری از خطای ساخت می‌باشد.

#### ۴- نتیجه‌گیری

سازه‌های در صنعت ساختمان با توجه به‌صراحت آئین‌نامه، مسائل اقتصادی، مصالح و نیروی کار در دسترس، از پرکاربردترین سیستم‌های هستند. مسئله خطای ساخت در ساخت سازه‌های در زلزله‌های بزرگ اخیر ایران باعث خسارات هنگفت جانی و مالی شده است که نشان‌دهنده نیاز به بهبود دادن عملکرد در این سیستم‌ها است. در تحقیق حاضر، برای بررسی اثر استفاده از الیاف افزودنی بتن و تأثیر خطای ساخت در سازه‌های قاب خمشی سه نمونه آزمایشگاهی یک‌سوم مقیاس ساخته شده و مورد آزمایش قرار گرفت. در این مطالعه تلاش شده است تا با استفاده از یک افزودنی بتن قابل دسترسی، اقتصادی و دارای راهکار اجرایی ساده پاسخی به نیاز رفع خطای ساخت در سازه‌های بتن‌آرمه در صنعت ساختمانی کشور ارائه گردد.

تمامی نمونه‌های در آزمایشگاه مورد بارگذاری شبه استاتیکی چرخه‌ای قرار گرفتند. نمونه‌های چرخه‌ای به دست آمده از آزمایش‌ها مورد ارزیابی قرار گرفته و پارامترهای لرزه‌ای استخراج شدند. با توجه به نتایج حاصل از آزمایش‌ها می‌توان بیان کرد که استفاده از افزودنی‌های بتن (الیاف فلزی) باعث افزایش مقاومت نهایی، سختی و ظرفیت اتلاف انرژی شده است. همچنین در مقایسه نمونه‌ها بر اساس پارامترهای شکل‌پذیری و ضریب رفتار، وجود الیاف افزودنی بتن باعث کاهش نسبتاً کم در این نمونه‌ها شده است. عملکرد نمونه‌ها در آزمایشگاه نتایجی را در برداشته است که به آن‌ها در زیر اشاره می‌شود:

۱- استفاده از الیاف فلزی باعث می‌شود سختی نمونه به مقدار ۴۰٪ افزایش داشته باشد که بیشترین افزایش در بین نمونه‌ها می‌باشد. سختی نمونه دارای الیاف فلزی و مواد حباب‌ساز همچنان از نمونه  $MRF^{10}$  که هیچ الیافی در مصالح آن استفاده نشده است در حدود ۱۰٪ بیشتر بوده که نشان‌دهنده اهمیت استفاده از الیاف فلزی در مصالح می‌باشد. از این نتایج می‌توان دریافت که الیاف فلزی حتی با وجود خطای ساخت می‌توانند نقش بسزایی در افزایش سختی قاب‌های بتن آرمه داشته باشند.

۲- در نمونه دارای الیاف فلزی دارای مواد حباب‌ساز، پارامترهای لرزه‌ای سختی و مقاومت نهایی به ترتیب ۱۰٪ و ۲۳٪ نسبت به نمونه‌ی شاهد افزایش داشته‌اند. این در حالی است که شکل‌پذیری و ضریب رفتار نسبتی در مقایسه با نمونه شاهد  $MRF^{10}$  را تجربه کرده‌اند (به ترتیب ۲۲٪ و ۱۸٪). این نتایج می‌تواند بیانگر این موضوع باشد که استفاده از الیاف فلزی برای جلوگیری از افت عملکرد نمونه در زمان ایجاد خطای ساخت می‌تواند در بهتر شدن سختی و مقاومت نمونه اثرگذار باشد اما استفاده از الیاف افزودنی به بتن باعث رفع اثر خطای ساخت به‌طور کلی نمی‌شود.

۳- در بحث ظرفیت اتلاف انرژی، افزودن الیاف فلزی باعث افزایش ۴۰ درصدی ظرفیت اتلاف انرژی در قاب شده است. همچنین نتایج نمونه دارای خطای ساخت نشان داده است که در صورت وجود ایراد ساخت در اتصال تیر به ستون همچنان نمونه دارای الیاف افزودنی به بتن ظرفیت بهتری به مقدار ۲۸٪ از نمونه  $MRF^{10}$  داشته است. با توجه به هدف رفع اثر خطای ساخت، می‌توان گفت استفاده از الیاف فلزی به‌منظور بهبود سازه‌های دارای خطای ساخت راهکاری قابل قبول می‌باشد.

۴- استفاده از الیاف افزودنی بتن به‌طور کلی باعث افزایش سختی، مقاومت نهایی و ظرفیت اتلاف انرژی شده است اما در مورد پارامترهای شکل‌پذیری و ضریب رفتار این نمونه‌ها نسبت به نمونه شاهد دچار افت عملکرد شده‌اند که این افت برای پارامتر شکل‌پذیری در حدود ۱۵٪ و برای پارامتر ضریب رفتار در حدود ۱۶٪ بوده است که به نسبت افزایش منطقی پارامترهای سختی، مقاومت نهایی و ظرفیت اتلاف انرژی قابل چشم‌پوشی به نظر می‌رسد.

لازم به ذکر است که در تحقیق حاضر تلاش بر اثبات اهمیت استفاده از الیاف افزودنی بتن بوده است و بر لزوم استفاده از این مواد در زمانی که عملیات ساخت با احتمال بالا در خطای ساخت روبرو است تأکید شده است. استفاده از درصد‌های بهینه در اضافه کردن الیاف به مصالح بتنی، کنترل دقیق اجرای بتن دارای مصالح، انجام آزمایشگاه‌ها و تحلیل‌های عددی بیشتر می‌تواند به پیشبرد اهداف این تحقیق کمک شایانی ارائه کند.

## منابع و مراجع

- [1]- Chen, L., Lu, X., Jiang, H., & Zheng, J. (2009). Experimental investigation of damage behavior of RC frame members including non-seismically designed columns. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 8(2), 301-311.
- [2]- Azam, R., Soudki, K., West, J. S., & Noël, M. (2017). Strengthening of shear-critical RC beams: Alternatives to externally bonded CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, 151, 494-503.
- [3]- Chalioris, C. E., Favvata, M. J., & Karayannis, C. G. (2008). Reinforced concrete beam-column joints with crossed inclined bars under cyclic deformations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(6), 881-897.
- [4]- Lu, X., Urukup, T. H., Li, S., & Lin, F. (2012). Seismic behavior of interior RC beam-column joints with additional bars under cyclic loading. *Earthquakes and Structures*, 3(1), 37-57.
- [5]- Chalioris, C. E., Favvata, M. J., & Karayannis, C. G. (2008). Reinforced concrete beam-column joints with crossed inclined bars under cyclic deformations. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 37(6), 881-897.
- [6]- Kim, S., Moon, T., & Kim, S. J. (2020). Effect of uncertainties in material and structural detailing on the seismic vulnerability of RC frames considering construction quality defects. *Applied Sciences*, 10(24), 8832.
- [7]- Park, R., & Paulay, T. (1991). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons.
- [8]- Paulay, T., & Priestley, M. N. (1992). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings* (Vol. 768). New York: Wiley.
- [9]- Doğangün, A. (2004). Performance of reinforced concrete buildings during the May 1, 2003 Bingöl Earthquake in Turkey. *Engineering Structures*, 26(6), 841-856.
- [10]- Ghobarah, A., Saatcioglu, M., & Nistor, I. (2006). The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure. *Engineering structures*, 28(2), 312-326.
- [11]- Gur, T., Pay, A., Ramirez, J. A., Sozen, M. A., Johnson, A. M., Irfanoglu, A., & Bobet, A. (2009). Performance of school buildings in Turkey during the 1999 Düzce and the 2003 Bingöl earthquakes. *Earthquake Spectra*, 25(2), 239-256.
- [12]- Zhao, B., Taucer, F., Rossetto, T. "Field investigation on the performance of building structures during the 12 May 2008 Wenchuan earthquake in China". *Engineering Structures*, 31(8), pp. 1707-1723. 2009.
- [13]- Kam, W. Y., Pampanin, S., & Elwood, K. (2011). Seismic performance of reinforced concrete buildings in the 22 February Christchurch (Lyttleton) earthquake.
- [14]- Hanson, N. W., & Connor, H. W. (1967). Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints. *Journal of the structural Division*, 93(5), 533-560.
- [15]- Zerbe, H. E., & Durrani, A. J. (1989). Seismic response of connections in two-bay R/C frame subassemblies. *Journal of Structural Engineering*, 115(11), 2829-2844.
- [16]- Karayannis, C. G., Chalioris, C. E., & Sideris, K. K. (1998). Effectiveness of RC beam-column connection repair using epoxy resin injections. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(02), 217-240.
- [17]- Calvi, G. M., Magenes, G., & Pampanin, S. (2002). Relevance of beam-column joint damage and collapse in RC frame assessment. *Journal of Earthquake Engineering*, 6(spec01), 75-100.
- [18]- Pampanin, S., Magenes, G., & Carr, A. J. (2003). Modelling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam-column joints.
- 19- Esfandiari, J., & Loghmani, P. (2019). Effect of perlite powder and silica fume on the compressive strength and microstructural characterization of self-compacting concrete with lime-cement binder. *Measurement*, 147, 106846.
- [20]- Gulsan, M. E., Al Jawahery, M. S., Alshawaf, A. H., Hussein, T. A., Abdulhaleem, K. N., & Cevik, A. (2018). Rehabilitation of normal and self-compacted steel fiber reinforced concrete corbels via basalt fiber. *Advances in concrete construction*, 6(5), 423.



- [21]-Esfandiari, J., & Latifi, M. K. (2019). Numerical study of progressive collapse in reinforced concrete frames with FRP under column removal. *Adv. Concrete Constr*, 8(3), 165-172.
- [22]- Esfandiari, J., & Heidari, O. (2021). Investigation on the behavior of concrete with optimum percentage of steel fiber, microsilica, fly ash and hybrid fiber under different loading pattern. *Journal of Structural and Construction Engineering*, 8(6), 130-150.
- [23]- Standard, B. (1881). Part-102 (1983) Testing Concrete Method for Determination of Slump, London. *British Standard Institution*.
- [24]- ACI Committee. (2008). Building code requirements for structural concrete (ACI 318-08) and commentary. American Concrete Institute.
- [25]- Standard, A. S. T. M. (2007). C192/C192M. *Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Laboratory*, ASTM International, West Conshohocken PA.
- [27]- Taylor, A. W. (2015). Performance Based Seismic Design of Reinforced Concrete Structures with ACI 318-14. In *Structures Congress 2015* (pp. 1380-1388).
- [28]- Fema, A. (2005). 440, Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures. *FEMA-440, Redwood City*, 7(9), 11.