

*Original Research*

## Investigation of the Behavior of the Linked Column Frame System for Retrofitting of RC Frames

Alireza Ezoddin<sup>1\*</sup>

<sup>1</sup>Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Semnan, Semnan Branch, Technical and Vocational University (TVU), Semnan, Iran.

**ARTICLE INFO****Received:** 01.30.2021**Revised:** 03.24.2021**Accepted:** 04.19.2021**Keyword:**

Linked Column Frame System

Link beam

Retrofitting

Plastic hinges formation

Shear Absorption Percentage

**\*Corresponding Author:**

Alireza Ezoddin

**Email:** aezoddin@gmail.com**ABSTRACT**

One of the newest fields of study in the field of structural and earthquake engineering is the achievement of structural systems that quickly return to their pre-earthquake state and service after an earthquake. One of the newest of these systems is the Linked Column Frame (LCF) system, which protects the vertical load-bearing system during earthquakes by having the replaceable link beam members as a fuse member. The relative low cost and easy repair process in these systems lead to the rapid return to occupancy after an earthquake. In this system, the replaceable link beams used initially provide the initial rigidity of the system and then exhibit soft nonlinear behavior and ductility with energy dissipation resulting from the yield. In this paper, the behavior of the linked column frame system for retrofitting of the RC frames in two structures of 5- and 10-storeys were investigated. Based on the results of the nonlinear static analysis of the two 5- and 10-storey reinforced concrete structures retrofitted with LCF system, the amount of bearing capacity and the energy dissipation capacity of the structure retrofitted increased by an average of 3.1 times compared to the structures without retrofitting. The plastic hinges were first formed in steel frames (LC frames) and the RC structure remained in an elastic state. Furthermore, the maximum and minimum shear absorption of seismic force percentage of the LC frames were approximately 80% and 13% in the lower and upper storeys, respectively.

## بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی جهت تقویت قاب‌های بتن‌آرمه

علیرضا عزالدین\*

۱- استادیار، گروه مهندسی عمران، آموزشکده فنی سمنان، دانشگاه فنی و حرفه‌ای استان سمنان، ایران.

### چکیده

### اطلاعات مقاله

یکی از جدیدترین زمینه‌های مطالعات در حوزه مهندسی سازه و زلزله، دستیابی به سیستم‌های سازه‌ای است که پس از وقوع زلزله، به سرعت به وضعیت پیش از زلزله و خدمت‌رسانی بازگردد. سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF) یکی از جدیدترین این سیستم‌ها است که با داشتن اعضای تیر پیوند قابل تعویض به‌عنوان عضو فیوز هنگام زلزله از سیستم باربر قائم محافظت می‌کند. پایین بودن زمان، هزینه و سهولت تعمیر در این سیستم‌ها، سبب بازگشت سریع ساختمان به خدمت‌رسانی خواهد شد. در این سیستم، تیرهای پیوند قابل تعویض به کار رفته، در ابتدا سختی اولیه سیستم را تأمین می‌کنند و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم، رفتار غیرخطی نرم و شکل‌پذیری از خود به نمایش می‌گذارند. در این تحقیق، به بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی برای تقویت قاب‌های بتن‌آرمه در دو ساختمان پنج و ده طبقه پرداخته شده است. براساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، از دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه تقویت‌شده با سیستم LCF، میزان ظرفیت باربری و قابلیت استهلاک انرژی نسبت به سازه بدون تقویت به‌طور میانگین در حدود ۳/۱ برابر افزایش می‌یابد؛ به طوری که مفاصل پلاستیک ابتدا در قاب‌های فولادی (LC) تشکیل می‌شوند و سازه بتن‌آرمه در حالت الاستیک باقی می‌ماند. همچنین حداکثر و حداقل مقدار درصد جذب برش برای قاب‌های LC به‌طور متوسط به ترتیب در طبقات پایین در حدود ۸۰ درصد و در طبقات بالا در حدود ۱۳ درصد از نیروی زلزله را جذب می‌کنند.

دریافت مقاله: ۱۳۹۹/۱۱/۱۱

بازنگری مقاله: ۱۴۰۰/۰۱/۰۴

پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۰۱/۳۰

### کلید واژگان:

سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی  
تیر پیوند  
مقاوم‌سازی  
نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک  
درصد جذب برش

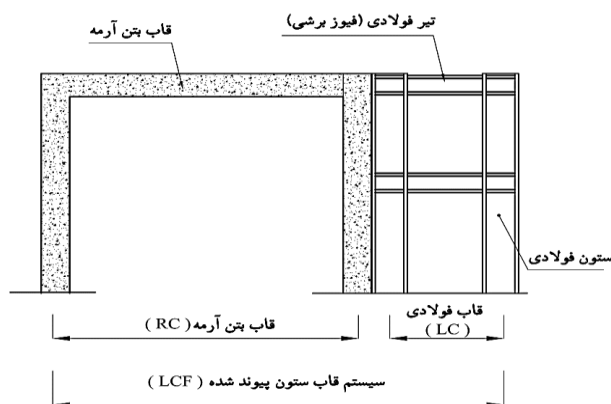
\*نویسنده مسئول: علیرضا عزالدین

پست الکترونیکی:

aezoddin@gmail.com

## مقدمه

پس از وقوع زلزله نورتریج و کوبه در سال ۱۹۹۱ و مشاهده آسیب‌های چشمگیر سازه‌ها در این زلزله‌ها، ضوابط طراحی لرزه‌های سازه‌ها به‌طور اساسی تغییر کرد. از مهم‌ترین دستورالعمل‌های تدوین شده برای بهسازی سازه‌های موجود می‌توان ATC-40 [۱] و FEMA 356 [۲] را نام برد. برای بهسازی سازه‌های بتن‌آرمه موجود، از روش‌های مختلفی استفاده می‌شود. از آن جمله می‌توان مقاوم‌سازی به روش ژاکت بتنی و ژاکت فولادی [۳]، مقاوم‌سازی به روش استفاده از الیاف پلیمری [۴-۶]، مقاوم‌سازی به روش افزودن مهاربندی فولادی (داخلی و خارجی) [۷]، مقاوم‌سازی به روش افزودن دیوار برشی بتنی [۸] و [۹]، مقاوم‌سازی به روش افزودن میراگر [۱۰] و مقاوم‌سازی به روش جدید قاب ستون پیوند شده<sup>۱</sup> (LCF) نام برد. این سیستم سازه‌ای از قاب فولادی (LCF) با اعضای تسلیم‌شونده قابل تعویض که به‌صورت المان فیوز عمل می‌کند به‌منظور افزایش عملکرد در برابر بارهای زلزله تشکیل شده است. در شکل ۱ نمای کلی از قاب بتنی با سیستم ستون پیوند شده فولادی نشان داده شده است.



شکل ۱. نمای کلی قاب بتنی یا فولادی تقویت شده با سیستم ستون پیوند شده فولادی (LCF) [۱۱]

سیستم سازه‌ای LCF از دو بخش سیستم باربر جانبی اصلی سازه که ستون پیوند شده نامیده می‌شود و سیستم باربر جانبی ثانویه که شامل قاب خمشی مقاوم می‌باشد تشکیل شده است. در سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF)، تیرهای پیوند قابل تعویض به‌کار رفته، در ابتدا سختی اولیه سیستم را تأمین می‌کنند و سپس با استهلاک انرژی ناشی از تسلیم، رفتار غیرخطی نرم و شکل‌پذیری از خود به نمایش می‌گذارند. استهلاک انرژی و شکل‌پذیری این اعضا سبب محدود کردن تغییر شکل‌های غیرالاستیک و در نتیجه، کاهش خرابی در سیستم قاب خمشی مجاور قاب پیوند شده، خواهد شد. رفتار تیرهای پیوند شده در سیستم قاب ستون پیوند شده LCF مشابه رفتار تیرهای پیوند شده در قاب‌های با بادبندهای خارج از مرکز (واگرا) است و براساس طول تیر پیوند این اعضا در تسلیم برشی یا خمشی عمل می‌کنند. در هنگام زلزله‌های متوسط، سهولت در تعویض اعضای تیر پیوند شده، مطابق جزئیات اتصالی که در گزارش دوسیکا و لویس [۱۲] آمده است می‌باشد و سبب تسریع در بازگشت ساختمان به وضعیت خدمت‌رسانی خود خواهد شد. نادر و همکارانش در سال ۲۰۰۰ [۱۳] ایده اصلی سیستم قاب ستون پیوند شده LCF در پایه‌های عریض مانند پل رودخانه اوکلند در کالیفرنیا را به‌کار بردند. تیرهای پیوند شده برشی در پایه این پل‌ها به‌گونه‌ای طرح شدند تا هنگام زلزله دارای رفتار تسلیم برشی باشند و پس از خرابی بتوان به‌راحتی آن‌ها را تعویض کرد. سیستم قاب ستون پیوند شده LCF را

<sup>۱</sup> Linked Column Frame

به‌عنوان یک سیستم فیوز سازه‌ای که نقش استهلاک‌کننده انرژی غیرفعال با مستهلک‌کننده فلزی<sup>۱</sup> (PEDMD) را دارد در نظر گرفت. یعنی عضو پیوند با تغییر شکل غیرخطی، انرژی سازه را مستهلک و نیروهای موجود در اعضای مجاور را محدود می‌کند. اعضای فیوز، پیش از دیگر اعضا وارد رفتار غیرالاستیک می‌شوند و سبب افزایش استهلاک انرژی لرزه‌ای در سازه می‌گردند. در صورتی که فیوزهای سازه‌ای، به‌طور مناسب طرح شوند، تغییر شکل‌های غیرالاستیک و آسیب در آن‌ها صورت می‌گیرد و اعضای اصلی سازه در حد الاستیک باقی می‌مانند و آسیب‌ها در این اعضا رخ نمی‌دهد یا بسیار محدود خواهد بود. حالت ایده‌آل این فیوزها، فیوزهای سازه‌ای قابل تعویضی<sup>۲</sup> هستند به‌طوری‌که بتوان آن‌ها را پس از رخداد زلزله و آسیب، به‌راحتی با اعضای جدید تعویض کرد. امروزه، استفاده از فیوزهای تعویض‌پذیر سازه‌ای به سبب رفتار غیرالاستیک مناسب، کنترل و کاهش آسیب در اعضای اصلی و قابلیت تعویض سریع و آسان در سیستم‌های سازه‌ها بسیار متداول شده است. در سیستم‌های سازه‌ای ترکیب‌شده با این فیوزها آسیب در اعضای اصلی محدود است و قابلیت تعویض راحت و سریع فیوزهای آسیب‌دیده، سبب کاهش زمان و هزینه‌های تعمیر ساختمان خواهد شد. امروزه، مفهوم فیوز، نسبت به گذشته، متفاوت است. در گذشته، فیوز به اعضای سازه‌ای که به‌منظور تأمین تغییر شکل‌های غیرالاستیک و استهلاک انرژی لرزه‌ای طرح می‌شدند بیان می‌گردید و این فیوزها لزوماً قابل تعویض نبودند. روادر و پوپوف [۱۴] ایده قاب مهاربند و اگر را معرفی کردند. تیر پیوند در این سیستم، به علت آنکه برای استهلاک انرژی توسط تغییر شکل غیرالاستیک طرح‌شده بود، عضو فیوز شکل‌پذیر نامیده شد. فینتل و قاش [۱۵] عبارت فیوز سازه‌ای را برای تیر قاب‌های خمشی مقاوم طرح‌شده با ستون قوی و تیر ضعیف به‌کار بردند. عزالدین و همکاران [۱۶] به بررسی تأثیر طول‌های مختلف تیر پیوند در سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF) با هدف مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه پرداختند. نتایج آن‌ها نشان می‌دهد نمونه‌ای با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب بتن‌آرمه برابر ۰/۴۵، نسبت به دیگر طول‌های مختلف تیر پیوند عملکرد بهتری برای مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه دارد؛ به‌طوری‌که برای نمونه‌ای با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب بتن‌آرمه برابر ۰/۴۵، نسبت جابه‌جایی سازه با تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا در آستانه فروریزش به جابه‌جایی سازه با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در تیر پیوند، نزدیک به عدد سه است. از آنجایی‌که سیستم قاب ستون پیوند شده (LCF) از دو سیستم سازه‌ای براساس اندرکنش بین دو سیستم فیوز سازه‌ای و سازه اصلی تشکیل شده است که تیرهای پیوند در آن، نقش فیوز را بر عهده دارند؛ تغییر شکل‌های غیرالاستیک و تسلیم، تنها در تیرهای پیوند تشکیل می‌شود و اعضای سازه اصلی باید در حد الاستیک باقی بمانند. در این مقاله، به بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی به‌منظور تقویت قاب‌های بتن‌آرمه در دو سازه بتن‌آرمه ۵ و ۱۰ طبقه پرداخته شده است تا بتوان میزان کارایی سیستم LCF برای تقویت و مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه را تعیین کرد؛ به‌گونه‌ای که مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرهای پیوند قاب LC تشکیل شوند تا سازه اصلی در حالت الاستیک باقی بماند و قابلیت خدمت‌رسانی سازه، حفظ شود.

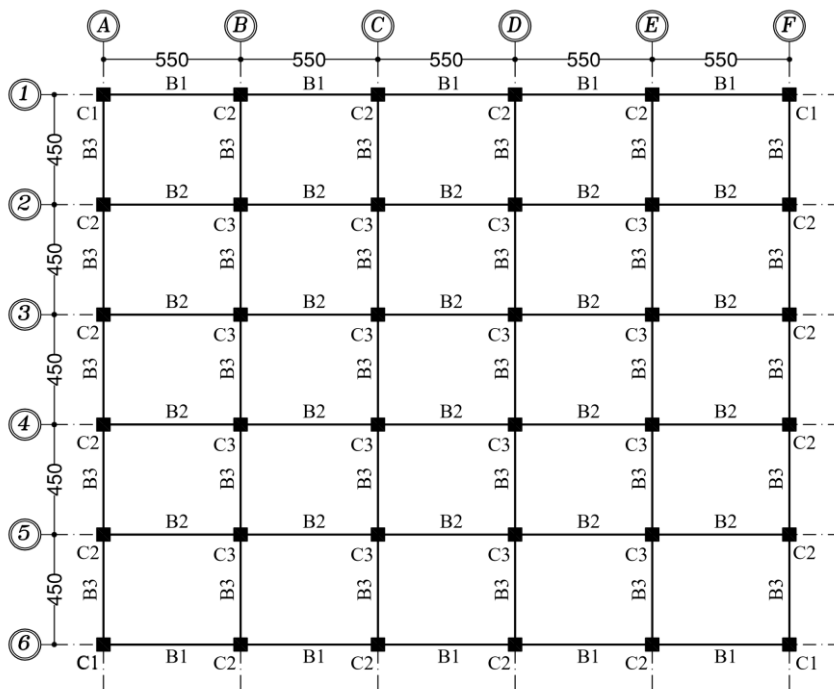
## معرفی سازه‌های مورد مطالعه و بررسی

در این تحقیق، دو سازه بتنی در شهر تهران، بر روی خاک نوع II قرار دارد و پلان هر دو سازه به‌صورت یکسان فرض گردید و از لحاظ ارتفاع، متغیر و شامل سازه پنج و ده طبقه می‌باشد. پلان سازه‌ها به ابعاد  $۲۷/۵ \times ۲۲/۵$  متر است که دارای پنج دهانه ۵/۵ متری در جهت X و پنج دهانه ۴/۵ متری در جهت Y می‌باشد. به‌منظور کاربرد بیشتر طرح، ابعاد و دهانه‌ها، واقعی و کاربری آن، بیمارستان فرض شده است. سقف‌های ساختمان از نوع دال بتن‌آرمه به ضخامت ۲۵ سانتی‌متر در نظر گرفته شده است. به‌منظور بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی برای تقویت سازه

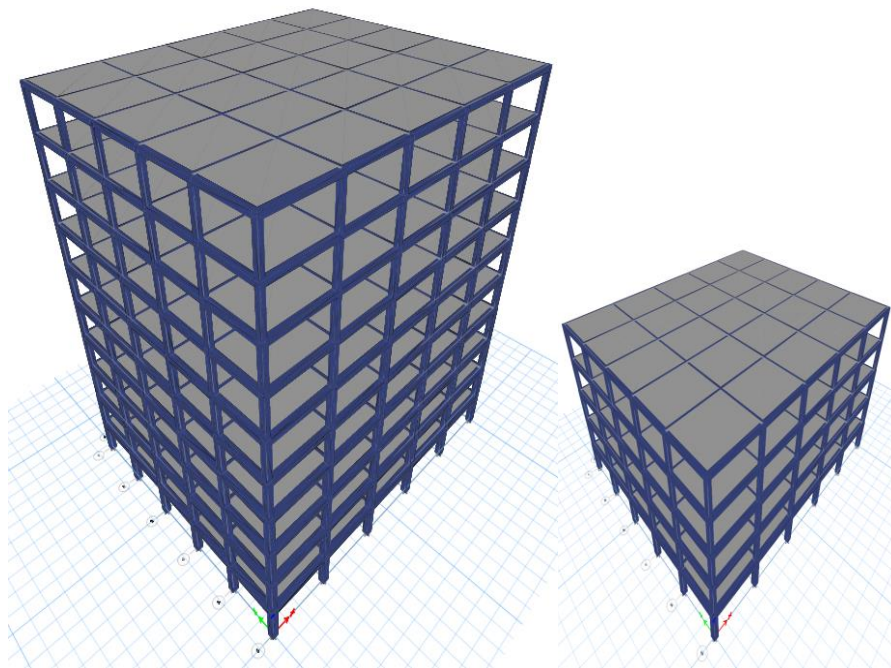
<sup>1</sup> Passive Energy Dissipation Metallic Dampers

<sup>2</sup> Replaceable

بتن‌آرمه، سیستم باربر جانبی در تمامی سازه‌ها بتن‌آرمه (سازه اصلی) بر اساس آیین‌نامه زلزله و ویرایش دوم [۱۷] (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم) بارگذاری شده است. سازه بتنی از لحاظ شکل‌پذیری از نوع سیستم قاب خمشی متوسط در هر دو جهت و بارهای سرویس بر اساس ضوابط میخ‌ششم مقررات ملی ساختمان [۱۸] و بارهای ناشی از زلزله به سازه بتنی بر اساس آیین‌نامه زلزله ایران و ویرایش دوم اعمال شده است که خلاصه آن در جداول ۱ و ۲ ارائه می‌شود. پلان سازه مورد مطالعه در شکل ۲ و نمای سه‌بعدی سازه پنج و ده طبقه در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۲. پلان دو سازه مورد مطالعه و تیپ‌بندی تیرها و ستون‌ها (واحد بر حسب سانتی‌متر)



شکل ۳. نمای سه بُعدی سازه‌های بتن آرمه پنج و ده طبقه

جدول ۱. مقدار بار اعمال شده بر سازه‌های بتن آرمه پنج و ده طبقه

| بام | طبقات | نوع بار اعمال شده                       |
|-----|-------|---|
| ۵/۵ | ۶     | بار مرده ( $\text{kN/m}^2$ )            |
| ۲   | ۳/۵   | بار زنده ( $\text{kN/m}^2$ )            |
| ۲/۵ | ۷     | بار دیوارهای پیرامونی ( $\text{kN/m}$ ) |

جدول ۲. مقدار خلاصه پارامترهای لرزه‌ای سازه بر مبنای استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم [۱۷]

| $C_x, C_y$ | R | I   | B    | A    | $T = 0.07 H^{0.75}$ | H(m) | $T_0$ | سازه بتنی |
|------------|---|-----|------|------|---------------------|------|-------|-----------|
| ۰/۱۱۶      | ۸ | ۱/۲ | ۲/۲۱ | ۰/۳۵ | ۰/۶                 | ۱۷/۵ | ۰/۵   | ۵ طبقه    |
| ۰/۰۸۲۴     | ۸ | ۱/۲ | ۱/۵۷ | ۰/۳۵ | ۱                   | ۳۵   | ۰/۵   | ۱۰ طبقه   |

پس از ساخت مدل و اعمال بارهای وارده در نرم‌افزار Etabs 2018 [۱۹]، طراحی سازه پنج و ده طبقه بر مبنای ضوابط آیین‌نامه ACI-318-95 [۲۰] انجام شد. مقاطع تیر، ستون و آرماتورهای مصرفی برای دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه در جداول ۳ تا ۶ ارائه شده است.

جدول ۳. ابعاد و مقدار میل گرد تیرها برای سازه پنج طبقه بتنی

| طبقه | ابعاد مقطع<br>عرض ×<br>ارتفاع<br>(cm) | تیب ۱ (B1)                                    |   | تیب ۲ (B2)                                    |   | تیب ۳ (B3)                                    |   |
|------|---------------------------------------|---|---|---|---|---|---|
|      |                                       | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی |
| ۱    | ۴۵ × ۵۰                               | ۱۲۴۸  | ۱۴۶۸  | ۱۵۴۶  | ۱۳۲۴  | ۱۲۲۴  | ۱۱۰۶  |
| ۲    | ۴۵ × ۵۰                               | ۱۳۸۴  | ۱۵۲۱  | ۱۶۱۴  | ۱۴۳۶  | ۱۲۳۱  | ۱۱۰۹  |
| ۳    | ۴۰ × ۴۵                               | ۱۱۰۴  | ۱۲۹۵  | ۱۳۹۷  | ۱۲۱۶  | ۱۱۸۶  | ۱۰۵۴  |
| ۴    | ۴۰ × ۴۵                               | ۹۸۷   | ۱۱۲۴  | ۱۲۱۸  | ۱۱۰۳  | ۱۱۰۴  | ۱۰۱۲  |
| ۵    | ۴۰ × ۴۰                               | ۵۲۶   | ۸۱۵   | ۱۰۰۳  | ۶۲۵   | ۱۰۸۷  | ۹۴۲   |

جدول ۴. ابعاد و مقدار میلگرد تیرها برای سازه ده طبقه بتنی

| طبقه | ابعاد مقطع<br>عرض ×<br>ارتفاع<br>(cm) | تیب ۱ (B1)                                    |   | تیب ۲ (B2)                                    |   | تیب ۳ (B3)                                    |   |
|------|---------------------------------------|---|---|---|---|---|---|
|      |                                       | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>فوقانی | مساحت میل گرد<br>(mm <sup>2</sup> )<br>تحتانی |
| ۱    | ۵۰ × ۶۵                               | ۱۸۰۲  | ۱۵۹۷  | ۱۹۷۸  | ۱۶۳۴  | ۱۶۵۴  | ۱۴۲۵  |
| ۲    | ۵۰ × ۶۵                               | ۲۰۱۴  | ۱۶۷۳  | ۲۱۲۳  | ۱۷۴۳  | ۱۶۷۵  | ۱۳۵۶  |
| ۳    | ۴۵ × ۶۰                               | ۲۱۰۷  | ۱۶۶۳  | ۲۱۸۹  | ۱۸۰۶  | ۱۸۳۶  | ۱۳۲۱  |
| ۴    | ۴۵ × ۶۰                               | ۲۰۸۷  | ۱۵۴۷  | ۲۲۱۷  | ۱۷۰۳  | ۱۷۲۲  | ۱۲۶۲  |
| ۵    | ۴۰ × ۵۰                               | ۱۹۳۶  | ۱۴۷۳  | ۲۰۷۹  | ۱۵۹۷  | ۱۶۳۸  | ۱۲۲۶  |
| ۶    | ۴۰ × ۵۰                               | ۱۸۴۲  | ۱۳۴۶  | ۱۹۵۶  | ۱۴۹۹  | ۱۷۲۱  | ۱۲۶۳  |
| ۷    | ۴۰ × ۴۰                               | ۱۵۹۵  | ۱۲۴۹  | ۱۸۴۶  | ۱۲۵۶  | ۱۴۶۲  | ۱۱۷۶  |
| ۸    | ۴۰ × ۴۰                               | ۱۱۶۵  | ۱۱۳۷  | ۱۶۷۹  | ۱۲۸۶  | ۱۱۰۳  | ۱۱۰۴  |
| ۹    | ۳۵ × ۳۵                               | ۱۱۱۳  | ۱۰۰۱  | ۱۳۱۱  | ۱۱۲۹  | ۱۰۰۳  | ۹۱۱   |
| ۱۰   | ۳۵ × ۳۵                               | ۸۲۶   | ۵۷۹   | ۱۱۰۴  | ۶۰۳   | ۷۲۱   | ۴۷۵   |

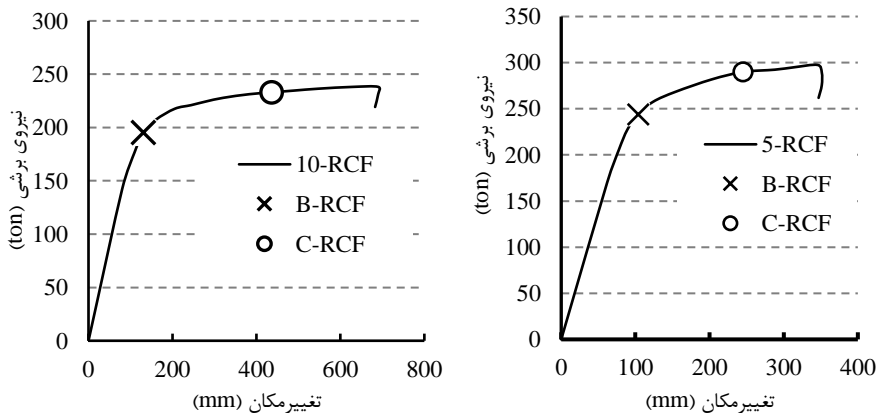
جدول ۵. ابعاد و مقدار میل گرد ستون ها برای سازه پنج طبقه بتنی

| طبقه | ابعاد مقطع<br>(cm) | ستون تیپ (C1)        | ستون تیپ (C2)        | ستون تیپ (C3)        |
|------|--------------------|----------------------|----------------------|----------------------|
|      |                    | A (mm <sup>2</sup> ) | A (mm <sup>2</sup> ) | A (mm <sup>2</sup> ) |
| ۱    | ۵۰ × ۵۰            | ۳۳۴۲                 | ۳۹۵۶                 | ۴۵۲۱                 |
| ۲    | ۵۰ × ۵۰            | ۳۳۵۱                 | ۴۱۹۶                 | ۴۵۹۸                 |
| ۳    | ۴۵ × ۴۵            | ۲۵۶۲                 | ۳۱۲۶                 | ۳۷۳۵                 |
| ۴    | ۴۵ × ۴۵            | ۲۰۳۴                 | ۲۱۶۷                 | ۲۶۴۹                 |
| ۵    | ۴۰ × ۴۰            | ۱۸۶۲                 | ۲۰۳۴                 | ۲۱۸۶                 |

جدول ۶. ابعاد و مقدار میل گرد ستون‌ها برای سازه ده طبقه بتنی

| ستون تیپ (C3)        | ستون تیپ (C2)        | ستون تیپ (C1)        | ابعاد مقطع (cm) | طبقه |
|----------------------|----------------------|----------------------|-----------------|------|
| A (mm <sup>2</sup> ) | A (mm <sup>2</sup> ) | A (mm <sup>2</sup> ) |                 |      |
| ۵۹۶۲                 | ۵۳۶۲                 | ۴۴۶۳                 | ۶۵ × ۶۵         | ۱    |
| ۶۰۲۳                 | ۵۳۵۸                 | ۴۵۲۳                 | ۶۵ × ۶۵         | ۲    |
| ۴۶۵۲                 | ۴۱۴۱                 | ۳۷۶۹                 | ۶۰ × ۶۰         | ۳    |
| ۴۳۸۶                 | ۳۹۷۶                 | ۳۵۴۶                 | ۶۰ × ۶۰         | ۴    |
| ۳۷۹۵                 | ۳۲۶۸                 | ۲۷۹۴                 | ۵۰ × ۵۰         | ۵    |
| ۳۷۷۹                 | ۳۰۸۹                 | ۲۵۸۷                 | ۵۰ × ۵۰         | ۶    |
| ۳۲۹۷                 | ۲۸۸۶                 | ۲۲۵۲                 | ۴۰ × ۴۰         | ۷    |
| ۳۱۶۲                 | ۲۷۵۶                 | ۲۱۸۹                 | ۴۰ × ۴۰         | ۸    |
| ۲۵۶۵                 | ۲۴۹۸                 | ۱۸۹۹                 | ۳۵ × ۳۵         | ۹    |
| ۲۰۶۴                 | ۱۹۶۷                 | ۱۷۷۵                 | ۳۵ × ۳۵         | ۱۰   |

برای طراحی ستون‌های قاب LC با استفاده از روش کار مجازی برای حداکثر نیروی برشی مربوط به اولین مفصل پلاستیک در اعضای قاب RC با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می‌شود. نمودار نیرو- تغییر مکان دو سازه بتنی پنج و ده طبقه و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک آن‌ها در شکل ۴ نشان داده شده است. منظور از B-RCF اولین مفصل پلاستیک در تیر سازه بتن‌آرمه و C-RCF اولین مفصل پلاستیک در ستون سازه بتن‌آرمه می‌باشد.



شکل ۴. منحنی نیرو- تغییر مکان برای دو سازه پنج و ده طبقه تغییر مکان جانبی ناشی از خمش با استفاده از معادله کار مجازی در رابطه (۱) ارائه شده است.

$$\Delta = \int_0^L \frac{Mm}{EI} dx \quad (1)$$

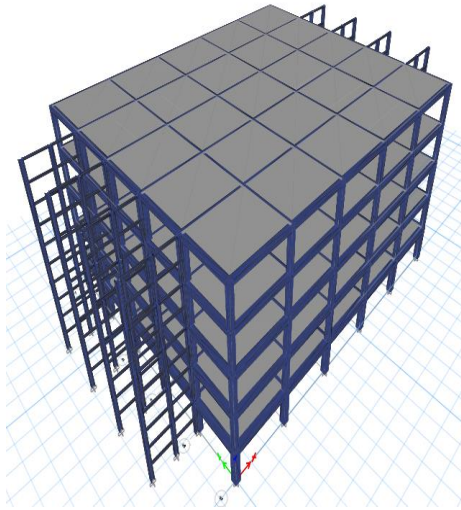


در رابطه (۱)،  $M$  ممان داخلی ناشی از بار واقعی،  $m$  ممان داخلی ناشی از بار واحد مجازی خارجی،  $E$  ضریب ارتجاعی (مدول الاستیسیته) و  $I$  ممان اینرسی می‌باشد. برای طراحی اندازه مقطع تیر پیوند، با استفاده از معادله شیب-افت محاسبه شده است. باید متذکر گردید که چرخش پلاستیک تیرهای پیوند یکی دیگر از پارامترهای مهم در طراحی سیستم LCF برای تقویت قاب‌های بتن‌آرمه یا قاب‌های فولادی با سیستم قاب خمشی می‌باشد. مطابق با دستورالعمل FEMA-267 [۲۱] و مقررات لرزه‌ای برای ساختمان سازه‌های فولادی AISC [۲۲]، میزان چرخش پلاستیک تابعی از فلسفه تحلیل و طراحی می‌باشد؛ بنابراین میزان چرخش پلاستیک در قاب‌های خمشی مبتنی بر مشاهده نتایج تحلیل قاب‌های خمشی می‌باشد. تا قبل از زلزله نورث‌ریج، بزرگ‌ترین چرخش پلاستیک موردانتظار در گره انتهایی تیرها به میزان ۰/۰۲ رادیان بود. مطالعات انجام شده پس از زلزله نورث‌ریج قابلیت ایجاد دوران پلاستیک برای قاب‌های خمشی مقاوم‌سازی شده ۰/۰۲۵ رادیان را ضروری می‌داند. در این تحقیق، ابعاد مقاطع طراحی شده برای اعضای قاب LC برای تقویت دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه در جدول ۷ ارائه شده است.

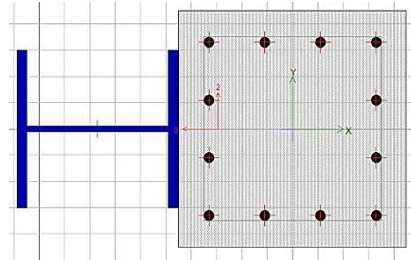
جدول ۷. ابعاد مقاطع طراحی شده برای اعضای قاب LC برای دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه

| سازه<br>بتنی | مقاطع<br>قاب LC | ابعاد (mm) |       |      | ممان<br>اینرسی<br>( $\text{cm}^4$ ) | مساحت<br>( $\text{cm}^2$ ) |
|--------------|-----------------|------------|-------|------|-------------------------------------|----------------------------|
|              |                 | $t_w$      | $t_f$ | $h$  |                                     |                            |
| ۵<br>طبقه    | ستون            | ۳۰۰        | ۳۲۰   | ۲۰/۵ | ۱۱/۵                                | ۱۶۱                        |
|              | تیر پیوند       | ۱۴۰        | ۱۴۰   | ۱۲   | ۷                                   | ۴۳                         |
| ۱۰<br>طبقه   | ستون            | ۵۰۰        | ۵۵۰   | ۳۰   | ۳۰                                  | ۴۴۷                        |
|              | تیر پیوند       | ۱۳۵        | ۲۷۰   | ۱۰   | ۷                                   | ۴۶                         |

برای مدل‌سازی و تعریف اندرکنش بین سازه بتنی و سیستم LCF از روش ساخت مقاطع مرکب با استفاده از برنامه Section Designer در نرم‌افزار Etabs 2018 [۱۹] استفاده شده است. در شکل ۵ نحوه مدل‌سازی و تعریف اندرکنش بین سازه بتنی و سیستم LCF برای تقویت سازه بتنی نشان می‌دهد. عزالدین و همکاران برای اتصال قاب فولادی (LC) به قاب بتن‌آرمه (RC) از بست‌های U شکل استفاده کردند که در شکل ۶ نشان داده شده است.

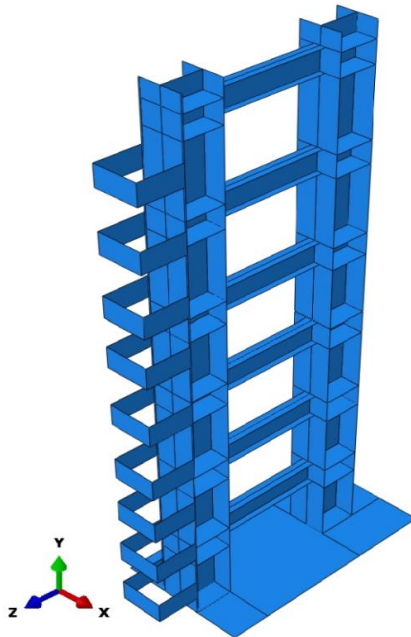


(ب)



(الف)

شکل ۵. الف) نحوه مدل‌سازی و اتصال ستون قاب بتن‌آرمه به قاب LC در نرم‌افزار Etabs 2018 (ب) مدل‌سازی سه‌بعدی قاب LC به‌منظور تقویت سازه بتن‌آرمه

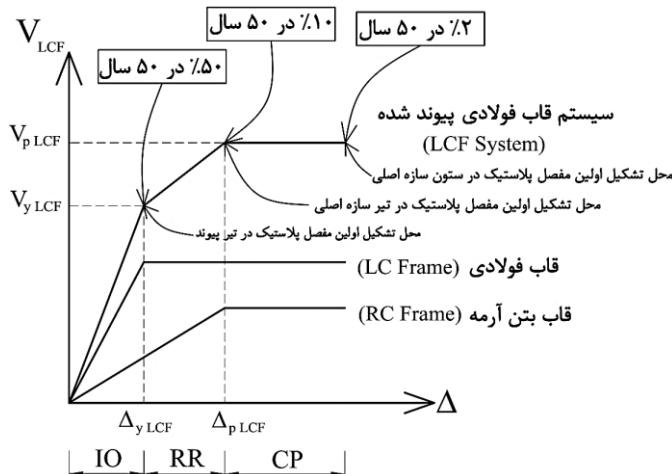


شکل ۶. اتصال قاب ستون پیوند شده فولادی (LC) با بست‌های U شکل به قاب RC [۱۱]

## بررسی رفتار سیستم LCF

## سطوح عملکرد و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم LCF

برای طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد در سازه‌های با سیستم فیوز، روش طرح پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD)<sup>۱</sup> می‌باشد که کلید اصلی آن تفکیک دو سیستم سازه‌ای بر اساس اندرکنش بین دو سیستم فیوز سازه‌ای و سازه اصلی است. طرح سیستم فیوز سازه‌ای در ترکیب با سازه اصلی شامل سطح عملکرد اول: خدمت‌رسانی بی‌وقفه<sup>۲</sup> (IO)، سطح عملکرد دوم: بازسازی سریع<sup>۳</sup> (RR) و سطح عملکرد سوم: آستانه فروریزش<sup>۴</sup> (CP) را در برمی‌گیرد [۱۱]. سطوح عملکرد سه‌گانه سیستم سازه LCF در شکل ۷ نشان داده شده است.



شکل ۷. سطوح عملکرد سازه با سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی (LCF) [۱۱]

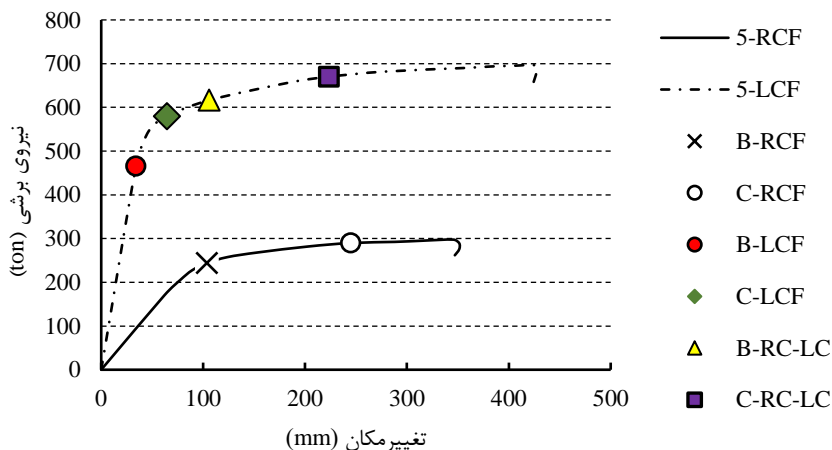
از آنجایی که سطح زیر منحنی پوش آور بیانگر مقدار انرژی مستهلک‌شده توسط سازه است؛ بنابراین هرچه سطح زیر این منحنی، بزرگ‌تر باشد؛ سازه، توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی خواهد داشت. هنگامی که سازه تحت تأثیر نیروهای بزرگ ناشی از زلزله قرار می‌گیرد، اگر دارای رفتار الاستیک باشد؛ قادر است انرژی ورودی ناشی از زلزله را مستهلک کند. با توجه به این که سازه‌های ساختمان، میرایی ذاتی دارند؛ این امر، هنگام زلزله به کمک سازه می‌آید و مقداری از انرژی ورودی ناشی از زمین‌لرزه را مستهلک می‌کند؛ از این‌رو هرچه سازه، شکل‌پذیر باشد؛ توانایی بیشتری در جذب و استهلاک انرژی را دارد. مقایسه نتایج نمودار نیرو- تغییر مکان برای دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه (سازه بدون مقاوم‌سازی) و سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه مقاوم‌سازی شده با سیستم LCF در جهت محور X به ترتیب در شکل‌های ۸ و ۹ نشان می‌دهد. منظور از C-LCF اولین مفصل پلاستیک در تیر قاب LC و C-LCF اولین مفصل پلاستیک در ستون قاب LC می‌باشد.

<sup>1</sup> Performance-Based Plastic Design

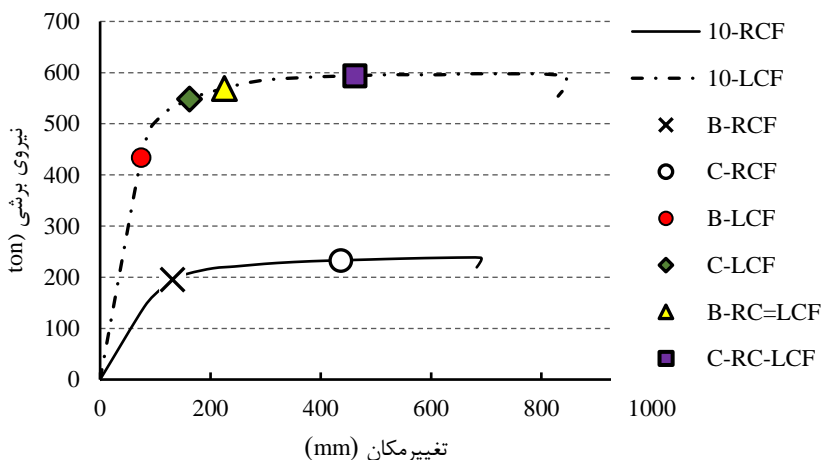
<sup>2</sup> Immediate Occupancy

<sup>3</sup> Rapid Return to occupancy

<sup>4</sup> Collapse Prevention



شکل ۸. منحنی نیرو- تغییر مکان و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک برای سازه پنج طبقه بتنی تقویت شده با سیستم LCF

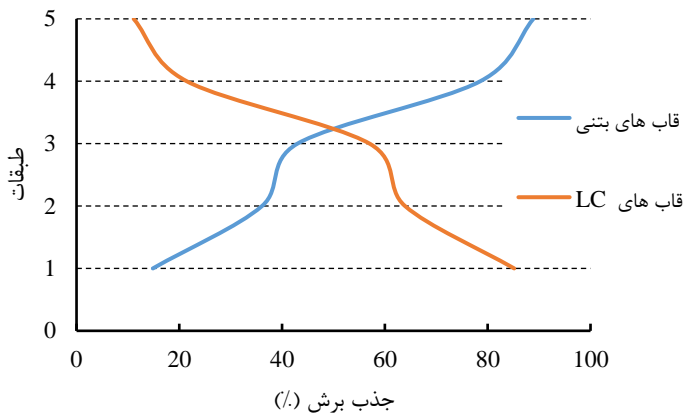


شکل ۹. منحنی نیرو- تغییر مکان و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک برای سازه ده طبقه بتنی تقویت شده با سیستم LCF

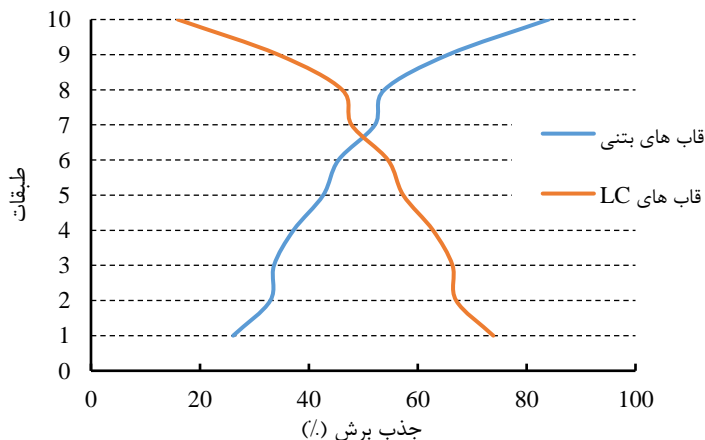
نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم LCF باید بدین صورت باشد که مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرهای پیوند و ستون‌های قاب LC و سپس در تیرها و ستون‌های سازه بتن‌آرمه (RC) تشکیل شوند. در نتیجه سازه بتن‌آرمه در حالت الاستیک باقی می‌ماند و موجب خواهد شد که در اثر زلزله‌های شدید به سازه بتن‌آرمه که وظیفه باربری ثقیلی را بر عهده دارد آسیب وارد نشود. همان طوری که در شکل‌های ۸ و ۹ مشاهده می‌شود، در هر دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه تقویت شده با سیستم LCF، مفاصل پلاستیک ابتدا در قاب LC و سپس در سازه بتن‌آرمه (RC) تشکیل شده‌اند. مقدار ظرفیت باربری دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه مقاوم‌سازی با سیستم LCF به‌طور میانگین در حدود ۳/۱ برابر نسبت به سازه بتن‌آرمه بدون مقاوم‌سازی افزایش می‌دهد؛ به‌طوری که در شکل‌های ۸ و ۹ مشاهده می‌شود.

## درصد جذب برش و تغییر مکان نسبی طبقات

با استفاده از بررسی درصد جذب برش و تغییر مکان نسبی طبقات می‌توان رفتار اندرکنش سازه بتن‌آرمه و سیستم LCF را برای تقویت سازه بتنی بررسی کرد. منظور از درصد جذب برش جذب‌شده، نسبت مقدار برشی که توسط ستون‌های قاب یا مهاربند در هر طبقه تحمل می‌شود، به کل برش وارد شده در هر طبقه می‌باشد. درصد جذب برش و اندرکنش سازه بتن‌آرمه و قاب‌های LC برای دو سازه بتن‌آرمه پنج و ده طبقه تقویت‌شده با سیستم LCF در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است.



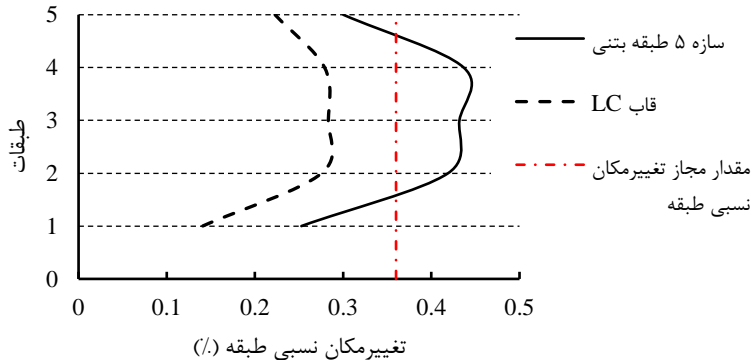
شکل ۱۰. اندرکنش قاب‌های سازه بتنی ۵ طبقه و قاب‌های LC



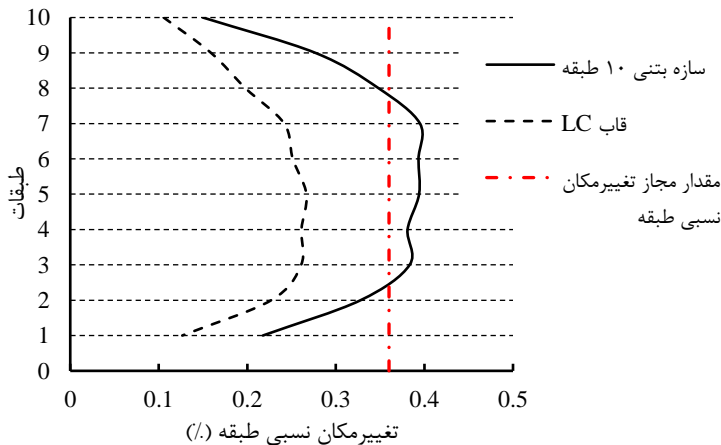
شکل ۱۱. اندرکنش قاب‌های سازه بتنی ۱۰ طبقه و قاب‌های LC

همان‌گونه که در شکل‌های ۱۰ و ۱۱ مشاهده می‌شود حداکثر مقدار برش برای قاب‌های LC در طبقات پایین برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به‌طور میانگین در حدود ۸۰ درصد و برای سازه بتن‌آرمه در طبقات بالاتر برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به‌طور میانگین در حدود ۸۷ درصد از نیروی زلزله را جذب می‌کنند. حداقل مقدار برش در قاب‌های LC در طبقات بالا برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به‌طور میانگین در حدود ۱۳ درصد و برای سیستم سازه بتن‌آرمه

سازه اصلی) در طبقات پایین برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به طور میانگین در حدود ۲۱ درصد از نیروی زلزله را جذب می‌کنند. این نشان می‌دهد که رفتار سازه اصلی (قاب بتن‌آرمه) به صورت برشی و قاب LC به صورت تغییر شکل خمشی رفتار می‌کند. جذب نیرو توسط قاب بتن‌آرمه برای سازه ده طبقه بتنی در طبقات دوم تا هفتم، بین ۳۰ تا ۵۲ درصد متغیر می‌باشد. از آنجا که به علت اندرکنش قاب بتن‌آرمه و قاب LC، رفتار قاب LC به صورت رفتاری خمشی است که در بالا، سازه بتنی به قاب LC کمک می‌کند و همان‌طور که مشاهده می‌شود جذب نیروی برشی توسط قاب LC در بالا برای سازه بتنی ده طبقه کمتر از ۱۶ درصد می‌باشد. شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مقایسه مقدار درصد تغییر مکان نسبی طبقات برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه تقویت‌شده با سیستم LCF را نشان می‌دهد.



شکل ۱۲. تغییر مکان نسبی طبقات برای سازه بتنی پنج طبقه تقویت‌شده با سیستم LCF



شکل ۱۳. تغییر مکان نسبی طبقات برای سازه بتنی ده طبقه تقویت‌شده با سیستم LCF

همان‌طور که در شکل‌های ۱۲ و ۱۳ مشاهده می‌شود با استفاده از سیستم LCF برای تقویت دو سازه بتنی پنج و ده طبقه مقدار درصد تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به سازه اولیه (بدون مقاوم‌سازی) به ترتیب در حدود ۳۵ و ۳۶ درصد کاهش داده شده است. در نهایت می‌توان نتیجه گرفت اگر در سازه بتن‌آرمه موجود تغییر مکان جانبی از حد مجاز تجاوز کند، با استفاده از روش مقاوم‌سازی با سیستم LCF می‌توان مقدار تغییر مکان جانبی طبقات را در حدود ۳۵

درصد کاهش داد تا ساختمان ضمن مقاومت و پایداری در زلزله‌های شدید، پس از زلزله‌های متوسط با کمترین هزینه و زمان بازسازی به خدمت‌رسانی باز می‌گردد.

### نتیجه‌گیری

در این تحقیق، به بررسی رفتار سیستم قاب ستون پیوند شده فولادی با هدف تقویت قاب‌های بتن‌آرمه در دو سازه بتن‌آرمه ۵ و ۱۰ طبقه پرداخته شده است تا بتوان میزان کارایی سیستم LCF برای تقویت و مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه را تعیین کرد. در ارزیابی نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، موارد زیر مشخص گردید:

- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه بتنی تقویت‌شده با سیستم LCF به صورتی می‌باشد که مفاصل پلاستیک ابتدا در تیرها و ستون‌های قاب‌های LC و سپس در تیر و ستون سازه اصلی (RC) تشکیل شده‌اند و در این امر موجب خواهد شد که در زلزله‌های متوسط قاب خمشی (RC) در حالت الاستیک باقی بماند.
- سازه‌های بتن‌آرمه پنج و ده طبقه تقویت‌شده با استفاده از روش LCF، میزان ظرفیت باربری و قابلیت جذب و استهلاك انرژی را نسبت به نمونه بدون تقویت برای دو سازه پنج و ده طبقه بتن‌آرمه به‌طور میانگین در حدود ۳/۱ برابر افزایش می‌دهد.
- حداکثر مقدار برش برای قاب‌های LC در طبقات پایین برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به‌طور میانگین در حدود ۸۰ درصد و حداقل مقدار برش آن در طبقات بالا برای دو سازه بتنی پنج و ده طبقه به‌طور میانگین در حدود ۱۳ درصد از نیروی زلزله را جذب می‌کنند. این بیانگر آن است که رفتار سازه اصلی (قاب بتن‌آرمه) به‌صورت تغییر شکل برشی و قاب‌های LC که برای تقویت سازه بتنی می‌باشد به صورت تغییر شکل خمشی رفتار می‌کند.
- با استفاده از سیستم LCF برای تقویت دو سازه بتنی پنج و ده طبقه مقدار درصد تغییر مکان نسبی طبقات نسبت به سازه اولیه (بدون مقاوم‌سازی) به‌ترتیب در حدود ۳۵ و ۳۶ درصد کاهش می‌یابد؛ بنابراین در صورتی که تغییر مکان جانبی سازه بتن‌آرمه موجود، از حد مجاز تجاوز کند؛ با استفاده از روش مقاوم‌سازی با سیستم LCF می‌توان مقدار تغییر مکان جانبی طبقات را در حدود ۳۵ درصد کاهش داد تا ساختمان، ضمن مقاومت و پایداری در زلزله‌های شدید، پس از زلزله‌های متوسط، با کمترین هزینه و زمان بازسازی، به خدمت‌رسانی بازگردد.

### تشکر و قدردانی

این مقاله، نتایج یک طرح تحقیقاتی است که از محل اعتبارات پژوهشی دانشگاه فنی و حرفه‌ای تأمین گردیده است. بدین وسیله از کلیه مسئولان ذی‌ربط، تشکر و قدردانی می‌گردد.

### Reference

1. Applied Technology Council, (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. *ATC-40 report, Redwood City, California*.
2. Building Seismic Safety Council (2000). Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. *Report FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.*
3. Thermou GE. & Hajirasouliha I. (2018). Compressive behaviour of concrete columns confined with steel-reinforced grout jackets. *Composites Part B: Engineering; 138:222-31*.
4. Anagnostou E. Rousakis TC. & Karabinis AI. (2019). Seismic retrofitting of damaged RC columns with lap-spliced bars using FRP sheets. *Composites Part B: Engineering; 166:598-612*.

5. Di Luccio G. Michel L. Ferrier E. & Martinelli E. (2017). Seismic retrofitting of RC walls externally strengthened by flax-FRP strips. *Composites Part B: Engineering*; 127:133-49.
6. Binici B. & Mosalam KM. (2007). Analysis of reinforced concrete columns retrofitted with fiber reinforced polymer lamina. *Composites Part B: Engineering*; 38:265-76.
7. Rad M. Pampanin S. & Rodgers G. (2019). Displacement-based retrofit of existing reinforced concrete frames using alternative steel brace systems. *Auckland, New Zealand: 11th Pacific Conference on Earthquake Engineering. 04/04/2019-06/04/2019*.
8. Bypour M. Gholhaki M. Kioumarsi M. & Kioumarsi B. (2019). Nonlinear analysis to investigate effect of connection type on behavior of steel plate shear wall in RC frame. *Engineering Structures*;179:611-24.
9. Choi I.R. & Park H.G. (2011), "Cyclic loading test for reinforced concrete frame with thin steel infill plate. *Journal of Structural Engineering*, 137(6), pp.654-664.
10. Dong Y-R. Xu Z-D. Li Q-Q. Xu Y-S. & Chen Z-H. (2019). Seismic behavior and damage evolution for retrofitted RC frames using haunch viscoelastic damping braces. *Engineering Structures*;199:109583.
11. Ezoddin A. Kheyroddin A. & Gholhaki M. (2019). Determination of Response Modification Factor of the RC frame retrofitted with the links column frame system, *Journal of Structural and Construction Engineering*, ([https:// doi.org/10.22065/JSCE.2019.183337.1848](https://doi.org/10.22065/JSCE.2019.183337.1848)).
12. Dusicka P. & Lewis G. (2010). Investigation of replaceable sacrificial steel links. *Proceedings of the 9<sup>th</sup> U.S. National and 10<sup>th</sup> Canadian Conference on Earthquake Engineering, number 1659. EERI*.
13. Nader M. Baker G. Duxbury J. & Maroney B. (2000). Seismic design for the self-anchored suspension bridge—San Francisco Oakland bay bridge, *30th Street, Sacramento, CA 95816*.
14. Roeder C.W. & Popov E.P. (1977). Inelastic behavior of eccentrically braced steel frames under cyclic loadings, *STI/Recon Tech. Rep. N, vol. 78, no. August, p. 20375*.
15. Iwata M. Kato T. & Wada A. (2000). Buckling-restrained braces as hysteretic dampers, in *Proceedings of the 3<sup>rd</sup> International Conference on Behavior of Steel Structures in Seismic Areas (STESSA 2000), Montreal, Canada, pp. 33-38*.
16. Ezoddin A. Kheyroddin A. & Gholhaki M. (2020). Investigation of the Effects of Link Beam Length on the RC Frame Retrofitted with the Linked Column Frame System. *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 53(1), 137-159.
17. BHRC. (2003). Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No. 2800 (2rd Edition), *building and housing research center. BHRC publication, 1<sup>st</sup> print*.
18. MHUD (2006). Iranian national building code (part 6): loading, Ministry of Housing and Urban Development, *Tehran, Iran*.
19. CSI. ETABS Software. (2018). computer and structures inc., *berkeley. california*.
20. ACI 318-95/ACI318 R-95. American Concrete Institute. (1995). ACI 318-95/ACI318 R-95 building code requirements for reinforced concrete and commentary.
21. Malley JO. Carter CJ. & Saunders cm. (2000). Seismic design guidelines and provisions for steel-framed buildings. *FEMA 267/267A and 1997 AISC Seismic Provisions. Earthquake spectra*;16(1):179-203.
22. AISC 341-16. (2016). Seismic provisions for structural steel buildings. in: *ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2017*.