

# Strengthening the RC Frames Using an Innovative Steel Damper with Shear Mechanism

*Ali Ghamari\**

*Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Darreh Shahr Branch, Islamic Azad University, Darreh Shahr, Iran. aghamari@alumni.iust.ac.ir*

*Alireza Khaloo*

*Distinguished Professor, Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran. khaloo@sharif.edu*

## **Abstract**

*Passive energy dampers have been identified as efficient and economical tools to improve the seismic behavior of structures against seismic loads. Among all types of passive energy dampers, steel dampers are more popular because of their ease of construction, availability, affordability, economical aspect. In addition, these types of dampers have performed well in the laboratory and numerical studies, as well as in past earthquakes. Although these types of dampers are more economical than other dampers, they are not economical to use in conventional structures compared to other conventional lateral load systems. Therefore, in this paper, an innovative damper with shear mechanism is introduced which is easy to construct and operate and is economical to use. This proposed damper is easily replaceable after severe earthquakes. Numerical results show that the proposed damper improves the seismic behavior of the RC frame. It is usually not easy to increase the stiffness and ductility of the structure at the same time, but numerical results show that the proposed dampers increase the stiffness and ductility of structures. It also causes energy dissipation to the structure by increasing the damping in the nonlinear area. In this paper, the necessary equations for calculating the ultimate stiffness and strength of the system as well as its design are proposed.*

**Keywords:** *RC frame, Steel Damper, Ductility, Stiffness, Seismic Energy.*

# تقویت قاب های خمشی بتنی با استفاده از یک میراگر ابتکاری فولادی با مکانیزم برشی

دریافت مقاله: ۱۰-۰۱-۱۳۹۹

پذیرش مقاله: ۲۷-۰۸-۱۳۹۹

علی قمری\*

گروه مهندسی عمران، واحد دره شهر، دانشگاه آزاد اسلامی، دره شهر، ایران.

علیرضا خالو

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران.

## چکیده:

میراگرهای غیر فعال انرژی به عنوان ابزار کارا و اقتصادی برای بهبود رفتار لرزه ای سازه ها در برابر بارهای لرزه ای شناخته شده اند. در میان انواع میراگرهای غیرفعال انرژی، میراگرهای فولادی به دلیل سهولت ساخت و اجرا، در دسترس بودن امکانات ساخت آنها، مقرون به صرفه بودن، از مقبولیت بیشتری برخوردار هستند. علاوه بر آن، این نوع میراگرها، عملکرد مطلوبی در مطالعات آزمایشگاهی و عددی، و همچنین در زلزله های گذشته داشته اند. هر چند این نوع میراگرها نسبت به سایر میراگرها اقتصادی تر هستند اما در حال حاضر استفاده از آنها در سازه های معمول در مقایسه با سایر سیستم های مرسوم باربر جانبی، اقتصادی نمی باشد. لذا در این پژوهش یک میراگر ابتکاری دارای سازوکار تسلیم برشی معرفی شده که از سهولت بالایی در ساخت و اجرا برخوردار بوده و همچنین از جنبه اقتصادی، مقرون به صرفه است. این میراگر پیشنهادی پس از زلزله های شدید براحتی قابل تعویض است. نتایج عددی نشان می دهد که میراگر پیشنهادی باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب خمشی بتنی می شود. معمولاً افزایش همزمان سختی و شکل پذیری در سازه به راحتی میسر نمی شود اما نتایج نشان می دهد میراگر پیشنهادی باعث افزایش سختی و شکل پذیری سازه می گردد. همچنین با افزایش میرایی در ناحیه غیر خطی باعث اتلاف انرژی اعمالی به سازه می گردد. در این پژوهش، روابط لازم برای محاسبه سختی و مقاومت نهایی سیستم و همچنین طراحی آن پیشنهاد شده است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی بتنی، میراگر فولادی؛ شکل پذیری، سختی، انرژی لرزه ای.

تجربه زلزله های گذشته از جمله زلزله اخیر کرمانشاه حاکی از آسیب پذیری قاب های خمشی بتن مسلح بوده است. در این راستا برای بهبود رفتار لرزه ای، روش های متعددی پیشنهاد شده است که می توان به تقویت قاب های بتن مسلح با استفاده از الیاف پلیمری (FRP)، مهاربندهای فولادی، غلاف های فولادی، افزودن دیوار برشی، و بکارگیری میراگرها اشاره نمود. هر یک از روش های مذکور دارای مزایا و معایبی هستند که بر حسب نیاز لرزه ای، مزایا و معایب روش تقویت قاب بتن مسلح می توان روش مطلوب را تعیین نمود. در میان روش های مذکور، استفاده از FRP و غلاف های فولادی هر چند باعث بهبود رفتار عضو تقویت شده می شوند اما تاثیری بر رفتار کلی سازه از جمله سختی و مقاومت نهایی سازه نخواهند داشت. لذا این دو روش صرفاً برای تقویت های موضعی مناسب هستند حال آنکه اگر سختی کلی سازه و یا مقاومت آن مد نظر باشد این دو روش عملاً بی تاثیر خواهند بود. علاوه بر آن هزینه زیادی را به سازه تحمیل می کنند که جز در موارد خاص، توجیه اقتصادی ندارد.

استفاده از دیوار برشی بتن مسلح برای تقویت قاب های بتن مسلح هر چند باعث بهبود رفتار لرزه ای می شود اما در سازه های کوتاه مرتبه توجیه اقتصادی ندارد. علاوه بر آن، استفاده از دیوار برشی بتن مسلح با پیچیدگی های اجرایی در مقایسه با قاب خمشی همراه است. همچنین دیوار برشی باعث افزایش نیروی اینرسی متناسب با جرم سازه می شود.

بکارگیری مهاربندهای همگرای فولادی برای تقویت قاب های بتن مسلح [1,2] هر چند باعث افزایش سختی و مقاومت نهایی سازه می گردد اما باعث کاهش شکل پذیری سازه می شود. بنابراین استفاده از این روش در مناطق با خطر لرزه ای بالا توصیه نمی شود. برای فائق آمدن بر مشکل مذکور، محققان استفاده از مهاربندها و اگر را پیشنهاد نمودند [3,4]. که نتایج آزمایشگاهی و عددی نشان داد که استفاده از مهاربندهای واگرا با لینک افقی به دلیل ایجاد برش زیاد در تیر طبقه نه تنها باعث بهبود رفتار نمی شود بلکه به شدت شکل پذیری را کاهش می دهد. هر چند استفاده از لینک قائم برشی باعث بهبود رفتار لرزه ای و شکل پذیری سازه می شود اما با مشکلات اجرایی زیادی از جمله اتصال لینک قائم به تیر طبقه همراه است و اجرای آن با حساسیت بالایی همراه است. بنابراین در سازه های کوتاه تا میان مرتبه، با توجه به کیفیت اجرای نه چندان مطلوب، استفاده از مهاربندهای واگرا منطقی به نظر نمی رسد. اما استفاده از میراگرهای غیرفعال انرژی، مشکلات سایر روش ها را مرتفع می کند.

میراگرهای های غیر فعال انرژی، تکنولوژی جدید، پیشرفته، و موثر در مهندسی سازه هستند که باعث بهبود عملکرد لرزه ای می شوند. بهبود این ابزارها، سازه را به سوی فلسفه طراحی بر اساس اتلاف انرژی و کاهش نیاز لرزه ای با تکیه بر افزایش شکل پذیری و میرایی سوق می دهد. پایداری سازه ها تحت بارهای جانبی لرزه ای و قابلیت بهره برداری آنها و تعمیر یا تعویض برخی قطعات سازه پس از زلزله در مناطق شهری از مسائل مهمی است که با کنترل خسارت در برخی قطعات نظیر میراگرهای انرژی قابل حل است. هر چند عملکرد لرزه ای سیستم های مقاوم در برابر بارهای لرزه ای به عنوان مهمترین پارامتر ذکر می شود اما جنبه های اقتصادی و سهولت روش اجرای سازه ها نیز به همان اندازه مهم و حیاتی خواهد بود. هر چند میراگرهای غیر فعال فولادی نسبت به سایر میراگرهای متناظر اقتصادی تر هستند اما همچنان این توجیه اقتصادی قابل تعمیم به تمام قاب های بتن مسلح نیست. همچنین استفاده از میراگرهای فولادی، در بیشتر موارد، مهارت و امکانات خاصی را می طلبد که با توجه به امکانات موجود و دانش مهندسی ایران، طراحان و مجریان را با مشکل مواجه می کنند.

اولین ایده استفاده از میراگرهای فولادی توسط کلی در سال ۱۹۷۲ پیشنهاد شد [5]. میراگرهای برشی در این میان از میراگرهای غیرفعال فولادی مزایای بهتری دارند. اولین تحقیقات گسترده بر روی میراگر با سازوکار برشی در دهه ۱۹۷۰ بر روی قابهای با مهاربند واگرا (EBF) [6-10] شروع شد. نتایج این تحقیقات نشان داد که این نوع مهاربندها باعث بهبود رفتار لرزه ای سازه ها می شوند. بنابراین در اوایل دهه ۱۹۸۰ در تعدادی از ساختمانها از این بادبند استفاده شد. پس از آن کاربرد عملی قابهای EBF در آیین نامه ها بصورت دستورالعمل وارد شد. بدین ترتیب

انجمن مهندسين ساختمان كاليفرنيا (SEAOC) [11] نسبت به توسعه مقررات طراحي براي قابهاي EBF اقدام و با تجديد نظر مختصر، در سال ۱۹۸۸ در آئين نامه UBC مبادرت به درج ضوابط نمودند. به موازات اين اقدام، شوراي ايمني ساختمان در برابر زلزله (BSSC) در نشریه "برنامه ملي کاهش خطر زلزله" (NEHRP) [12] در سال ۱۹۸۵ دستورالعمل کوتاه براي طراحي قابهاي EBF در ساختمانهاي جديد جهت توسعه مقررات لرزه ای ارائه نمود که در زمان کوتاهی از سوی آژانس مديريت اضطراري فدرال (FEMA) [13] اين مقررات از قسمت ضميمه به قسمت اصلي منتقل گردید. لازم به توضيح است که شوراي ايمني ساختمان در برابر زلزله (BSSC) از مدارک به روز شوراي تکنولوژی کاربردی (ATC- 3-06) [14] استفاده نموده و با انتشار مقررات NEHRP براي توسعه مقررات زلزله ای ساختمانهاي جديد اقدام کرده است. انستيتوی ساختمان فولاد آمریکا (AISC) [15] نیز مستقل از فعاليت ساير مجموعه های علمی و پژوهشی در چندین سال به طور وسيع پيرامون توسعه ضوابط طراحي به روش ضريب بار و مقاومت (LRFD) براي ساختمانهاي فولادی که شامل مقررات لرزه ای نیز می باشد در حال به تحقيق بوده است. اين آئين نامه مقررات مفصلی براي قابهاي EBF ارائه کرده است.

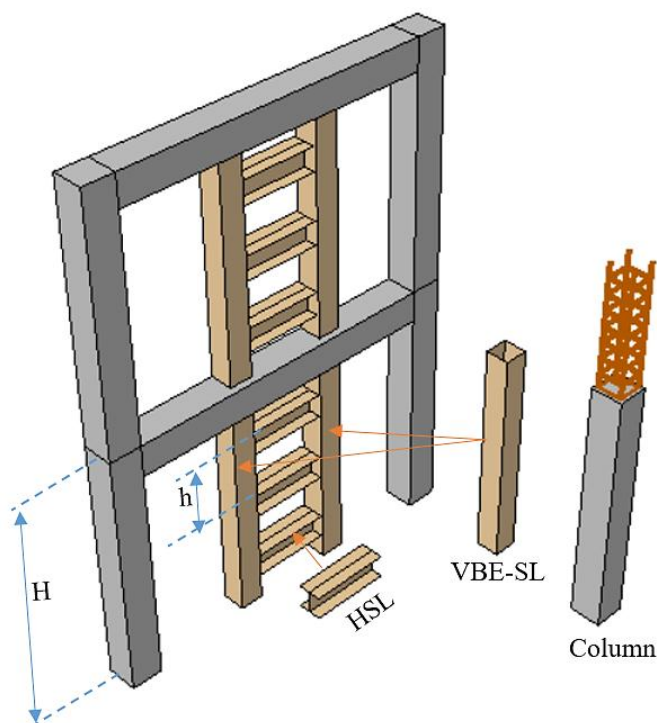
تحقيقات ری و والانس [16,17] ایده استفاده از ميراگر برشی با استفاده از فولاد با حد تسليم پايين (LYP) و آلومينيوم را معرفی نمودند. نتايج مطالعات آنان رفتار مناسب اين ميراگر را تصدیق نمود. هاريس [18] مطالعاتی جامع در خصوص ميراگرهای مرکب انجام داد. وتر و قمری [19-21] در تحقيقات خود بر روی لينک برشی قائم معادلات لازم را جهت طراحي اين سيستم ارائه نمودند. قبورا و الفث [22,23] بر روی مقاوم سازی ساختمان با استفاده از لينک برشی مطالعات عددی و آزمایشگاهی انجام و نتايج حاصل را منتشر نمودند. آنان استفاده از لينک برشی قائم در سازه بتنی را ایده موثر در بهسازی لرزه ای معرفی و ضوابط اجرائی لازم را ارائه نمودند. پوپوف [24] و همکاران مفصل خمیری برشی و ضوابط محاسباتی را بررسی و اندرکنش آن را با ساير نیروها منتشر نمودند. در حال حاضر در نقاط مختلف دنيا تحقيقات بر روی لينک برش در حال انجام می باشد.

در پژوهش حاضر، یک ميراگر غيرفعال فلزی معرفی می گردد که علاوه بر حصول برتری های عملکردی ساير ميراگرها از قبيل پایداری لوپ هيستريزيس، کنترل تخریب و تسليم هدايت شده، شکل پذیری، قابليت نصب سریع و سهولت اجراء و تعویض پس از زلزله را داراست. عملکرد مناسب هر عضو سازه ای مستلزم اجراء صحیح آن در عمل خواهد بود. با توجه به عملکرد اجرائی ضعيف مجريان در ايران، اجراء بسیاری از سازه ها (علیرغم عملکردی مناسب در برابر بارهای لرزه ای) ممکن نیست. لذا پیشنهاد سيستم های ساده از نظر اجراء، گامی مهم در رشد دانش مملکت خواهد بود. از اين رو، سعی شده است در اين پژوهش ميراگری پیشنهاد شود که بدون نیاز به نیروهای ماهر، از کیفیت اجرائی بالایی برخوردار باشد.

## ۲- معرفی ميراگر پیشنهادی

### ۲-۱ هندسه ميراگر

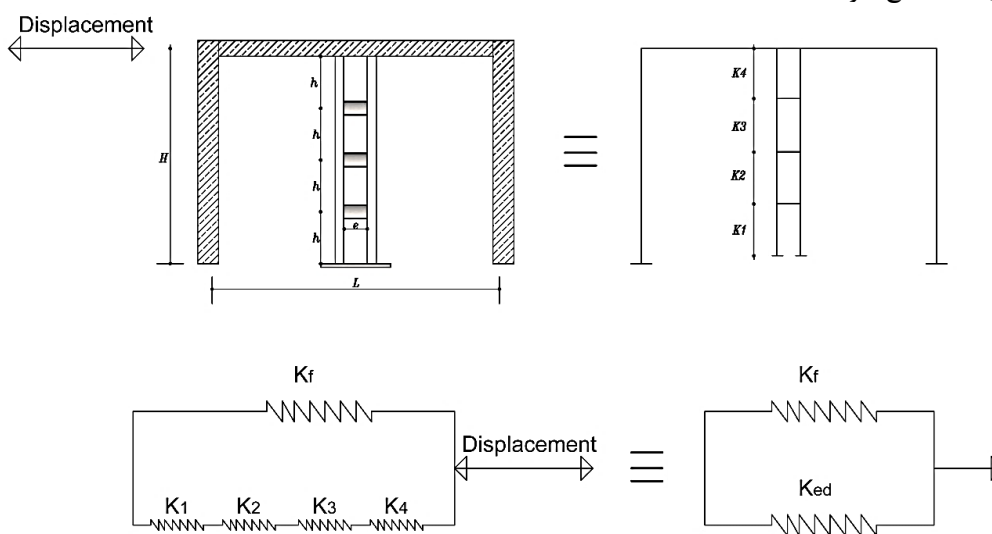
در شکل (۱) هندسه ميراگر پیشنهادی نمایش داده شده است. در اين شکل، HSL به عنوان لينک با سازوکار برشی طراحي می شوند. اتصال اجزا HSL به اجزا قائم، VBE-SL، به صورت مفصلی و خمشی قابل اجراء است اما جهت سهولت اجرائی، استفاده از اتصال مفصلی پیشنهاد می شود که در اين پژوهش نیز، آنها به صورت مفصلی مورد بررسی قرار می گیرد. ساخت اين ميراگر می تواند خارج از کارگاه با کیفیت اجرائی بالا و همچنين تحت نظارت مناسب انجام شود سپس در حين اجراء ساير اجزای سازه، نصب گردد. از اين نظر با توجه به عدم نیاز به جوش های سربالا و سقفی، جوش ها از کیفیت بالایی برخوردارند. از طرفی در هر مرحله از ساخت قاب خمشی، می توان ميراگر را نصب نمود که خللی در پیشرفت ساخت سازه ایجاد نمی کند. علاوه بر آن می توان در مطالعات بهسازی لرزه ای از اين ميراگر براحتی استفاده نمود.



شکل (۱): هندسه میراگر پیشنهادی

## ۲-۲ سختی سیستم

سختی میراگر پیشنهادی  $K_{ed}$ ، از قانون ترکیب سری فنرهای معادل سختی تبعیت می کند. با توجه به اینکه، با افزودن میراگر پیشنهادی به قاب بتنی، تغییرمکان جانبی قاب و میراگر با هم برابر است لذا فنر معادل سختی کل سازه از قانون ترکیب فنرهای موازی تبعیت خواهد کرد. فنرهای معادل قاب خمشی  $K_f$ ، و میراگر پیشنهادی در شکل (۲) نمایش داده شده است. باید توجه نمود که سختی معادل میراگر از قانون ترکیب سری فنرها تبعیت می کند. لذا برای دستیابی به سختی معادل کل سازه ( $K_e$ )، ترکیب سری فنرهای معادل میراگر باید بر اساس ترکیب موازی فنرهای قاب جمع شود.



شکل (۲): ساده سازی میراگر پیشنهادی برای استخراج روابط سختی

بنابراین سختی جانبی سیستم برابر است با:

$$K_e = K_{ed} + K_f \quad (1)$$

سختی معادل میراگر،  $K_{ed}$ ، بر اساس جمع سری فنرهای معادل برابر است با:

$$\frac{1}{K_{ed}} = \sum \frac{1}{K_i} \quad (2)$$

$$K_1 = K_2 = \dots = K_n = n \frac{12EI_{cd}}{h^3} \frac{12\rho_d + 1}{12\rho_d + 4} \quad (3)$$

بنابراین

$$K_{ed} = \frac{K_1}{n} \quad (4)$$

در روابط فوق  $\rho_d = \frac{I_{bd}}{4I_{cd}}$  است که  $I_{bd}$  و  $I_{cd}$  به ترتیب ممان اینرسی المان قائم و افقی میراگر پیشنهادی است. با توجه به اینکه:

$$K_1 = \frac{24EI_{cd}}{H^3} (n+1)^3 \left( \frac{12\rho_d + 1}{12\rho_d + 4} \right) \quad (5)$$

بنابراین سختی جانبی میراگر برابر است با:

$$K_{ed} = \frac{K_1}{n+1} = \frac{24EI_{cd}}{H^3} (n+1)^2 \left( \frac{12\rho_d + 1}{12\rho_d + 4} \right) \quad (6)$$

همچنین سختی جانبی قاب برابر است با:

$$K_f = \frac{V_c H^3}{12EI_c} + \frac{V_b L^2 H}{12EI_b} \quad (7)$$

در این رابطه  $V_c$  و  $V_b$  به ترتیب نیروی برشی در ستون و تیر است. همچنین  $I_c$  و  $I_b$  به ترتیب ممان اینرسی ستون و تیر است.  $H$  و  $L$  نیز ارتفاع و طول قاب است که در شکل ۲ نمایش داده شده است.

### ۳-۲- مقاومت جانبی سیستم

با افزودن میراگر پیشنهادی به قاب خمشی بتنی، سازوکار رفتاری قاب تغییر پیدا می کند. این تغییر سازوکار به دلیل تغییر محل تشکیل مفصل خمیری از دو انتهای تیر به محل HSL است. تیرها در قاب خمشی علاوه بر بار جانبی وظیفه تحمل بارهای ثقلی را نیز بر عهده دارند اما اجزا HSL تحت اثر بارهای ثقلی قرار نمی گیرند. لذا با تشکیل مفصل خمیری در HSL، خللی در باربری ثقلی سیستم ایجاد نمی شود. بنابراین، تغییر محل تشکیل مفصل خمیری باعث بهبود رفتار لرزه ای سیستم می گردد. برای قاب یک طبقه، مقاومت نهایی جانبی سیستم از رابطه محاسبه می گردد [25,26]:

$$F_f = \frac{4M_{pf}}{H} \quad (8)$$

در رابطه فوق،  $M_{pf}$  لنگر خمیری قاب خمشی است. حد کشسان تغییر مکان جانبی قاب خمشی،  $U_f$ ، از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$U_f = \frac{M_{pf} H^2}{6EI_c} \quad (9)$$

با محاسبه تغییر مکان حد کشسان، نیروهای جانبی در میراگر پیشنهادی محاسبه می شود. لذا نیروی خمیری،  $F_d$ ، در اجزا قائم میراگر پیشنهادی جهت طراحی از رابطه زیر محاسبه می شود.

$$F_d = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{4M_{pd}}{H} \\ 4(nV_p \times \frac{e}{2}) \\ h \end{array} \right. \quad (10)$$

در رابطه فوق،  $n$ ، تعداد اجزا HSL است. سایر پارامترهای قبلا تعریف شده است.

مقاومت جانبی سیستم از جمع مقاومت نهایی میراگر و مقاومت نهایی قاب خمشی محاسبه می شود که برابر حداقل دو مقدار  $F_{u1}$  و  $F_{u2}$  است.

$$F_{u1} = \frac{4M_{pf}}{H} + \frac{4M_{pd}}{h} \quad (11)$$

$$F_{u2} = \frac{4M_{pf}}{H} + \frac{4(nV_p \times \frac{e}{2})}{h} \quad (12)$$

با توجه به اینکه  $h = \frac{H}{n+1}$  است لذا رابطه فوق به صورت زیر ساده سازی می شود.

$$F_{u1} = \frac{4}{H} (M_{pf} + (n+1)M_{pd}) \quad (13)$$

$$F_{u2} = \frac{4}{H} (M_{pf} + (n+1)nV_p e) \quad (14)$$

#### ۴-۲ طراحی میراگر

در طراحی لرزه ای، شکل پذیری از اهمیت ویژه ای برخوردار است. تسلیم برشی میراگر، رفتار شکل پذیر را نتیجه می دهد. پیکربندی و هندسه میراگر باعث می شود که مد حاکم، تسلیم برشی لینک افقی باشد. لذا هنگام وقوع زلزله شدید تغییر شکل غیر ارتجاعی به تیر پیوند محدود شده و نهایتاً این HSL باید طوری طرح شود که بتواند تغییر شکل های بزرگ غیر کشسان را بدون کاهش مقاومت تحمل کنند. با توجه به رفتار مفصل های برشی در پیوندهای افقی که به علت سخت شوندگی کرنشی، مقدار برش و خمش در تیر پیوند به ترتیب به  $1.5V_p$  و  $1.2M_p$  می رسد و با نوشتن معادله تعادل تیر پیوند، طول تیر پیوند برای تضمین رفتار برشی به صورت رابطه (۱۵) است. بنابراین طول HSL از رابطه زیر محاسبه می شود. این رابطه در تمام آئین نامه های دنیا برای طول تیر پیوند در مهاربندهای واگرا استفاده می شود.

$$e \leq \frac{2 \times 1.2M_p}{1.5V_p} = \frac{1.6M_p}{V_p} \quad (16)$$

در رابطه فوق  $M_p$  و  $V_p$  به ترتیب ظرفیت خمشی خمیری و ظرفیت برشی خمیری هر مقطع می باشند. که از رابطه (۱۷) و (۱۸) محاسبه می شوند.

$$V_p = 0.6F_{yw}t_w(d - 2t_f) \quad (17)$$

$$M_p = F_{yf}t_f(b - 2t_w)(d - t_f) + F_{yw} \frac{t_w d^2}{2} \quad (18)$$

در این روابط  $F_{yw}$ ،  $t_w$ ،  $t_f$  و  $d$  مشخصات HSL هستند که به ترتیب تنش تسلیم، ضخامت جان، ضخامت بال، ارتفاع مقطع می باشند. HSL باید بر اساس رابطه زیر طراحی شود.

$$\begin{aligned} \phi V_n &\geq V_u \\ \phi &= 0.9 \end{aligned} \quad (19)$$

در مقررات ملی ساختمان-مبحث دهم [27] به تبعیت از آئین نامه [28] AISC مقاومت اسمی برشی برای تیرهای پیوند به صورت  $V_p = 1.25R_y V_n$  پیشنهاد شده است که در این پژوهش نیز از آن برای طراحی HSL استفاده می شود.

طراحی مطلوب آنست که میراگر قبل از قاب تسلیم شود تا خسارت در آن متمرکز گردد و سایر اجزا سازه ای در ناحیه کشسان باقی بمانند. برای آنکه اولین مفصل خمیری در میراگر تشکیل شود لازم تحت اثر بار جانبی، اعظم نیرو توسط میراگر جذب شود. بر اساس اصول دینامیک سازه، بار جانبی به نسبت سختی بین اعضا توزیع می گردد. بنابراین برای آنکه، میراگر نیروی بیشتری را جذب کند لازم است رابطه زیر اقلان گردد.

$$K_f < K_{ed} \quad (20)$$

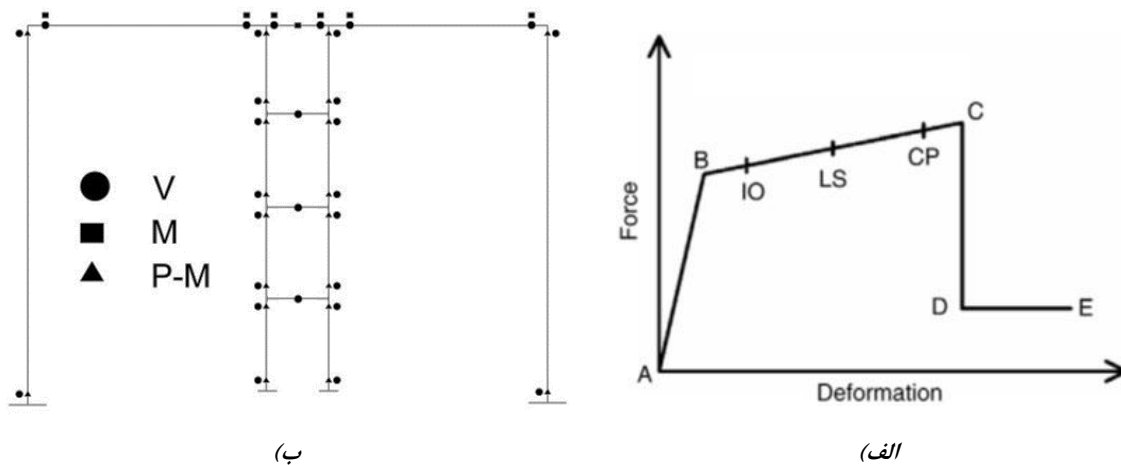
با جایگزاری روابط (۶) و (۷) در رابطه (۲۰) با فرض نقطه عطف در وسط تیر و ستون، رابطه زیر حاصل می شود.

$$\frac{eH}{Lh} > \sqrt{\frac{\frac{V_c}{I_c} + \frac{V_b}{I_b}}{\frac{V_{cd}}{40I_{cd}} + \frac{V_{bd}}{20I_{bd}}}} \quad (21)$$

### ۳- مطالعه عددی

#### ۳-۱- نحوه مدلسازی

نرم افزارهای متعددی برای انجام تحلیل غیرخطی میراگر پیشنهادی در دسترس هستند. اما تنها برخی از آنها قابلیت در نظر گرفتن و لحاظ کردن مفصل خمیری بر اساس آئین نامه را دارا هستند. بنابراین در این پژوهش، تحلیل های غیرخطی با استفاده از نرم افزار المان محدودی SAP2000 انجام شده است که دارای چنین قابلیت است. در این نرم افزار برای مدلسازی قابلیت تعریف المان میله ای غیرخطی با لحاظ کردن مفصل خمیری وجود دارد. لذا برای تحلیل غیرخطی، مفاصل خمیری متمرکز معرفی شده است. در شکل (۳) مفاصل خمیری نمایش داده شده است. در این شکل V, M, P-M به ترتیب معرف مفصل خمیری خمشی-محوری، خمشی و برشی است. در معرفی مشخصات مفصل خمیری، همانند شکل (۳)، از تعریف مفصل خمیری در نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه [29] که منطبق بر آئین نامه [30] FEMA356 است، استفاده شده است.



شکل (۳): الف) تعریف مفصل خمیری [29,30] ب) محل و نوع اختصاص مفاصل خمیری

#### ۳-۲- مدل های عددی

در جدول (۱) مدل های عددی جهت انجام تحلیل غیرخطی لیست شده اند. نام هر مدل عددی از سه بخش تشکیل شده است. بخش اول نام هر مدل که DM, M معرفی شده است به ترتیب معرف قاب خمشی و قاب دارای میراگر است. قسمت سوم اسم نمونه ها معرف نوع تیر آهن تیر می باشد. ابتدا یک مدل قاب خمشی با استفاده از الزامات آئین نامه طراحی ساختمان در مقابل زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) ویرایش چهارم طراحی گردید که این مدل با نام M-1-22 معرفی شده است. سپس تحلیل غیر خطی با تغییر تیر طبقه انجام گرفت. لذا چند مدل با تیر طبقه قویتر و چند مدل با تیر طبقه ضعیفتر جهت بررسی میراگر در سازه های قاب خمشی با تغییرات سختی قاب خمشی، تحت تحلیل غیرخطی ارزیابی شد. پس از آن، به قاب های خمشی، میراگر اضافه گردید و مجددا مدلها تحلیل شدند. در مدل های دارای میراگر پیشنهادی، لینک برشی میراگر بنحوی طراحی شده که مفصل خمیری برشی قبل از مفصل خمیری خمشی در میراگر تشکیل گردد. برای این منظور، طول لینک برشی بر اساس رابطه (۱۶) در نظر گرفته شده است.



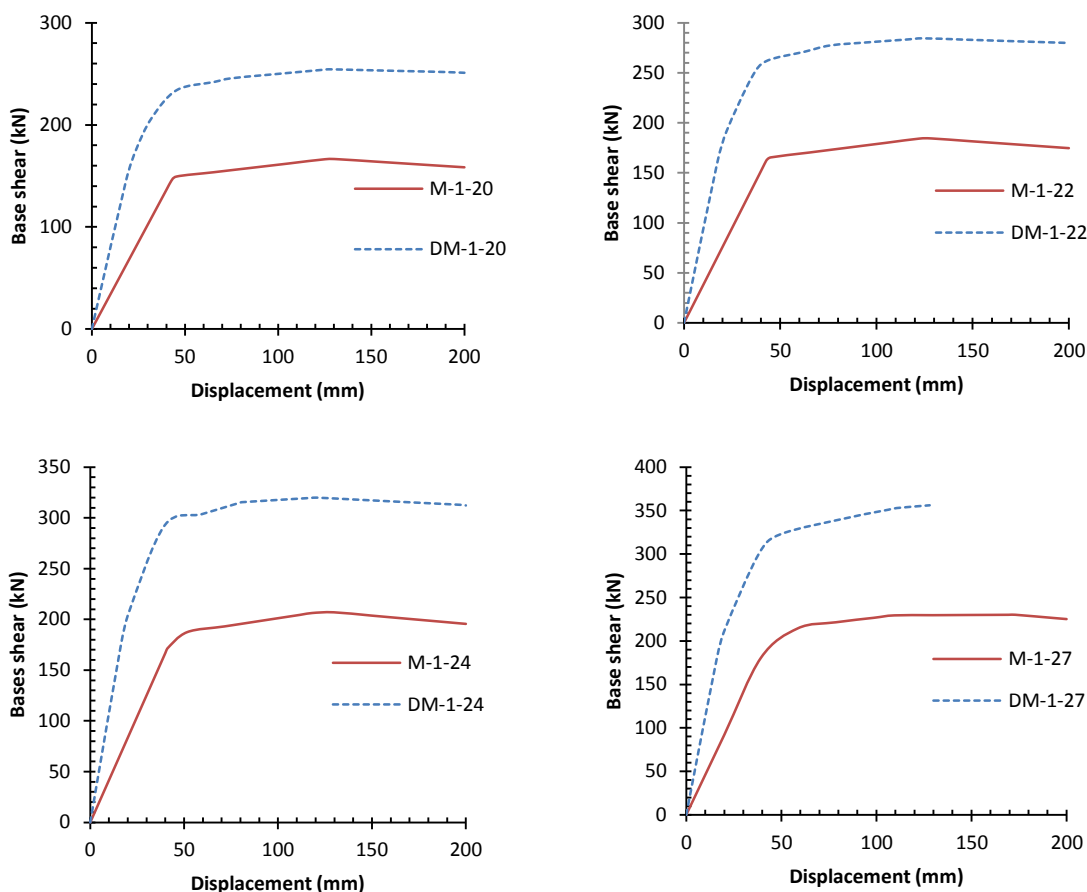
جدول (۱): مدل‌های عددی

مدل	HSL	نسبت ممان اینرسی HSL به VBE	e (mm)
DM-1-20	200	0.51	500
DM-1-22	220	0.72	500
DM-1-24	240	1.01	500
DM-1-27	270	1.51	500
M-1-20	200	0.51	500
M-1-22	220	0.72	500
M-1-24	240	1.01	500
M-1-27	270	1.51	500

#### ۴- بحث و بررسی نتایج

##### ۴-۱ دیاگرام بار-تغییر مکان

نمودار بارافزون (Pushover) سازه‌ها حاوی اطلاعات ارزشمندی است که پس از تحلیل غیرخطی در اختیار محققان قرار می‌گیرد. بنابراین در شکل (۴) نمودارهای بار-تغییر مکان مدل‌های تحلیل شده برای سازه‌های مورد بررسی ترسیم شده است. مقایسه نمودارهای بار-تغییر مکان سازه‌های دارای میراگر و بدون میراگر نتایج نشان می‌دهد که میراگر پیشنهادی باعث افزایش سختی، مقاومت و جذب انرژی سازه می‌گردد. این وضعیت در تمام حالات با تغییرات نسبت سختی تیر به ستون صادق است.



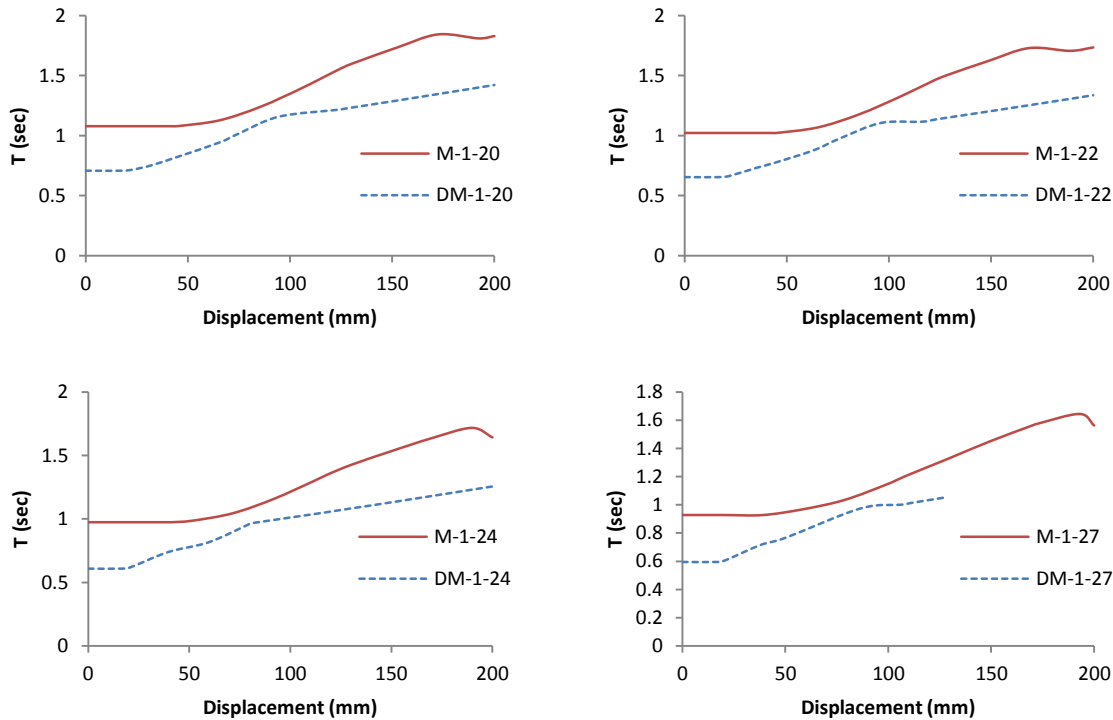
شکل (۴): مقایسه دیاگرام بار-تغییر مکان مدل‌ها

## ۴-۲- زمان تناوب و میرایی سازه

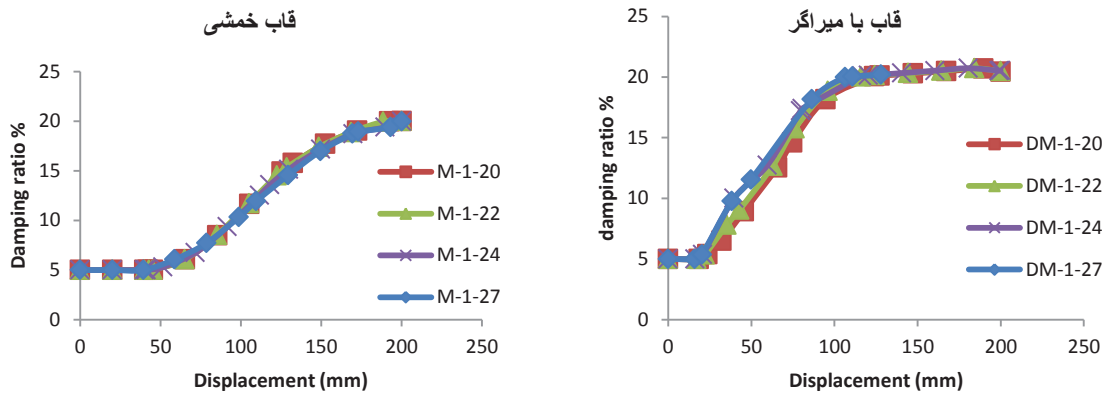
رابطه حاکم بر ارتعاش سیستم تحت تحریک لرزه ای با شتاب معلوم برابر است با:

$$\ddot{u} + 2\xi\omega_n\dot{u} + \omega_n^2u = -\ddot{u}_g(t) \quad (۲۰)$$

با رجوع به رابطه (۲۰) به وضوح روشن است که برای  $\ddot{u}_g(t)$  معلوم پاسخ تغییر شکلی سیستم فقط بستگی به فرکانس طبیعی  $\omega_n$  و نسبت میرایی دارد. بنابراین هر دو سیستمی که فرکانس طبیعی (یا زمان تناوب) و نسبت میرایی یکسانی داشته باشند، دارای پاسخ تغییر شکلی یکسانی است حتی اگر جرم و سختی جانبی آنها با هم متفاوت باشد. لذا بررسی میرایی و زمان تناوب سازه از اهمیت ویژه ای برخوردار است. با ایجاد مفصل خمیری در سازه، کمانش، تسلیم و سایر عوامل سختی سازه تغییر می کند. لذا زمان تناوب آن ثابت نبوده و تحت بارهای جانبی در تغییر می کند. در شکل (۵) زمان تناوب سازه ها در مقابل تغییر مکان ترسیم شده است. نتایج نشان می دهد میراگر باعث کاهش زمان تناوب سازه می گردد. این کاهش ناشی از افزایش سختی می باشد. لذا استفاده از این میراگر در سازه های بلند از برتری بیشتری برخوردار است. هر چند در اکثر آیین نامه و تحقیقات محققان اثر میرایی بر رفتار سازه ها به ناحیه خطی محدود شده است و تاثیر آن در ناحیه غیرخطی به صورت کلی مورد بحث قرار گرفته است، اما میرایی تاثیر بسزایی در پاسخ لرزه ای سازه در ناحیه غیرخطی خواهد داشت. بدین منظور نمودار میرایی سازه ها در مقابل تغییر مکان در شکل (۵) و (۶) ترسیم شده است. مقایسه نتایج نمودارها در این اشکال نشان می دهد که میرایی سازه به چهار برابر مقدار پیشنهادی آیین نامه های زلزله از جمله آیین نامه ۲۸۰۰ می رسد.

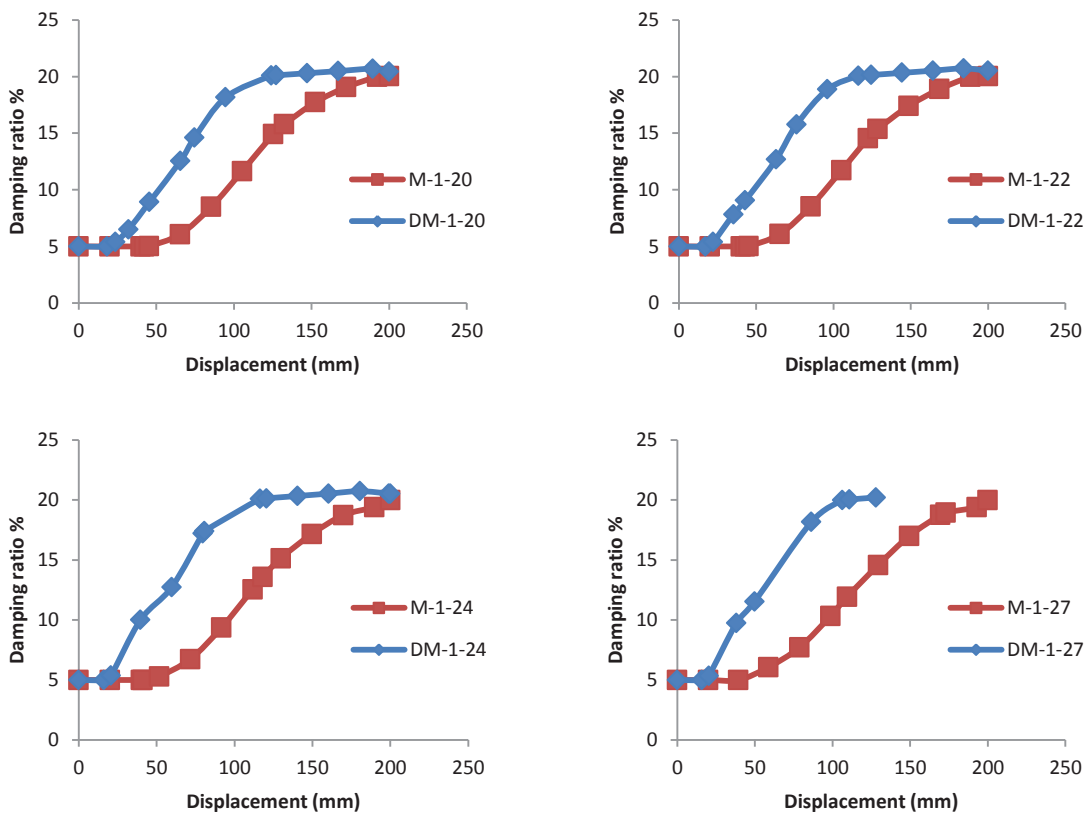


شکل (۵): نمودار زمان تناوب غیرخطی



شکل (۶): نمودار نسبت میرایی - تغییر مکان قاب با میراگر

مقایسه نتایج نشان می دهد که تغییرات نسبت سختی تیر به ستون تاثیری بر میرایی سازه (میرایی ویسکوز معادل) در ناحیه غیرخطی ندارد. اما مقایسه نظیر به نظیر نمونه ها قاب خمشی و قاب با میراگر به یک نسبت میرایی میل می کنند. میراگر ابتکاری باعث افزایش میرایی سازه در فاز غیرخطی می گردد. اما در لحظه گسیختگی سازه نسبت میرایی هر دو سیستم قاب خمشی و سیستم پیشنهادی به یکدیگر میل می کنند.



شکل (۷): مقایسه میرایی نمونه های مورد بررسی

### ۴-۳- پارامترهای لرزه ای طراحی سازه

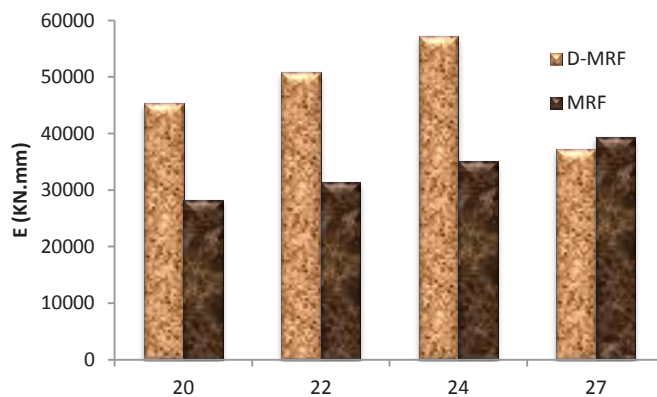
در جدول ۱ مقاومت نهایی ( $F_{iu}$ )، سختی کشسان ( $K$ )، و تغییرمکان تسلیم ( $D_y$ ) سیستم دارای میراگر پیشنهادی بر سیستم بدون میراگر پیشنهادی تقسیم شده است. نتایج این جداول نشان می دهد که میراگر ابتکاری عملکرد مطلوبی داشته و باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب خمشی می شود. میراگر ابتکاری باعث افزایش سختی بیش از ۲/۳۲ برابر می گردد. البته با افزایش نسبت ممان اینرسی میراگر پیشنهادی، این افزایش به ۲/۵۷ برابر می رسد. نکته قابل ملاحظه آنست که در اغلب سازه های معمول، افزایش سختی تقریباً باعث کاهش شکل پذیری می شود اما در سیستم پیشنهادی هر دو پارامتر سختی و شکل پذیری افزایش می یابد برای تصدیق این مساله می توان به مقایسه تغییر مکان حد تسلیم سازه پرداخت که میراگر باعث کاهش آن در حدود ۴۰٪ درصد می شود. این بدان معناست که شکل پذیری سازه در حدود ۴۰٪ افزایش می یابد. کمتر بودن تغییر مکان تسلیم باعث می شود که سیستم زودتر وارد مرحله غیرخطی شود که باعث افزایش شکل پذیری و جذب انرژی سیستم می شود. در مقابل مقاومت نهایی سازه در حدود ۶۰٪ افزایش داشته است.

جدول ۲: پارامترهای لرزه ای

DM/M	$V_u$ (kN)	$K$ (kN/mm)	$D_y$ (mm)
20	1.58	2.32	0.61
22	1.60	2.45	0.60
24	1.60	2.57	0.57
27	1.80	2.43	0.57

#### ۴-۴- جذب انرژی

در شکل (۸) نمودار میله ای جذب انرژی سیستم ترسیم شده است. نتایج این نمودار حاکی جذب انرژی بالای سیستم میراگر ابتکاری است. مقایسه نتایج افزایش ۶۰ درصدی در جذب انرژی با نصب میراگر در قاب خمشی را نشان می دهد.



شکل (۸): نمودار میله جذب انرژی

#### ۴-۵- بررسی روابط ارائه شده جهت طراحی میراگر پیشنهادی

در بخش های قبل تاثیر میراگر پیشنهادی بر بهبود رفتار سیستم مورد بحث قرار گرفت. در جدول (۳) وضعیت تشکیل مفصل خمیری (نوع مفصل و محل تشکیل آن) نشان داده شده است. معیارهای تشکیل مفصل خمیری و همچنین محل تشکیل مفصل ارائه شده در جدول (۳)، در شکل (۳) تعریف شده است. نتایج این جدول نشان می دهد که استفاده از روابط ارائه شده باعث می شود که مفصل خمیری در میراگر پیشنهاد محدود شود و قاب اصلی سازه معیارهای پذیرش مفصل خمیری بر اساس نشریه ۳۶۰ سازمان برنامه و بودجه، که منطبق بر FEMA356 است، را اکتفا کند.

جدول (۳): وضعیت تشکیل مفصل خمیری

Model	Displacement (mm)	Base shear (kN)	Hinge formation and location				
			B to IO	IO to LS	LS to CP	CP to C	C to D
RC	۲/۲۷	۹۱/۴۰	b				
	۴/۸۹	۱۶۴/۲۷	a				
	۷/۲۹	۲۰۶/۲۶	d				
	۸/۲۲	۲۱۵/۱۲	c				
	۲۳/۲۲	۲۲۲/۱۷		a, b, c, d			
	۳۸/۲۲	۲۲۹/۲۱			b		
	۵۰/۶۰	۲۳۵/۰۲			a, c, d		b
	۵۱/۳۴	۲۳۵/۰۶			d		
	۵۳/۷۰	۲۳۴/۵۹					c, a
D1	۲/۹۵	۱۴۷/۴۹	a				
	۶/۸۹	۲۶۰/۱۹	b, c				
	۷/۱۵	۲۶۴/۵۸	d				
	۹/۲۱	۲۷۹/۱۳	HSL1,HSL2,HSL3				
	۲۴/۲۱	۳۴۲/۳۳		b, c, d			
	۲۶/۵۶	۳۵۱/۸۱	VBE-SL,VBE-SL				
	۳۱/۵۷	۳۶۱/۶۷		VBE-SL			VBE-SL2
	۵۴/۱۲	۳۸۰/۱۱			a, c, d, VBE-SL, VBE-SL		b
	۵۸/۸۱	۳۸۷/۸۷				a	
	۶۲/۳۱	۳۷۵/۲۳					c, d
D2	۲/۹۸	۱۴۲/۲۳	a				
	۶/۹۰	۲۴۶/۱۷	b, c				
	۷/۱۵	۲۴۸/۵۵	d				
	۹/۷۰	۲۶۲/۱۷	VBE-SL1, VBE-SL2, VBE-SL3, HSL1,HSL2,HSL3				
	۲۴/۷۰	۳۰۴/۹۲		a, b, c, d			
	۲۸/۵۲	۳۱۵/۳۹	VBE-SL1, VBE-SL2				
	۳۵/۹۴	۳۲۵/۵۰	VBE-SL3, VBE-SL4	VBE-SL2			VBE-SL2 VBE-SL3, VBE-SL4
	۵۴/۱۴	۳۳۹/۶۷			a, c, d	b	
	۵۸/۶۸	۳۳۸/۳۴					a
	۶۲/۲۰	۳۳۴/۵۳					c, d
D3	۳/۰۲	۱۴۱/۱۲	a				
	۳/۶۶	۱۶۳/۴۹	b				
	۷/۰۲	۲۴۰/۵۶	c, d				
	۱۱/۵۳	۲۴۶/۲۶	HSL1,HSL2				
	۲۶/۵۳	۲۹۳/۲۵	VBE-SL1	a, b, c, d			

	۲۸/۶۶	۲۹۷/۰۶	VBE-SL3	VBE-SL3		VBE-SL3, VBE-SL4
	۵۱/۷۲	۳۱۶/۱۵			a, b, c, d	
	۵۴/۲۱	۳۱۷/۹۰			VBE-SL3, VBE-SL4	
	۵۸/۶۰	۳۱۶/۵۳				b
	۷۵/۶۹	۲۸۹/۵۶				a
	۸۶/۳۸	۲۷۱/۱۱				c, d
D4	۳/۱۳	۱۴۰/۲۷	a			
	۳/۵۴	۱۵۳/۷۱	b			
	۷/۱۵	۲۲۹/۲۵	c, d			
	۱۵/۲۱	۲۵۷/۰۶	HSL1, HSL3			
	۲۴/۸۳	۲۶۹/۳۱	VBE-SL1	c, d	VBE-SL2	
	۴۷/۵۰	۲۸۵/۴۶		VBE-SL3, VBE-SL4	a, b	VBE-SL1, VBE-SL2
	۵۴/۱۴	۲۸۹/۸۳			VBE-SL1, VBE-SL2	b
	۵۸/۵۴	۲۸۸/۲۹				a
	۷۵/۸۹	۲۰۶/۴۹				c, d

## ۵- نتیجه گیری

در این پژوهش یک میراگر جدید با سازوکار برشی معرفی شد که از سهولت اجرایی بالایی برخوردار است. این میراگر به صورت عددی و پارامتریک، با استفاده از تحلیل غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت و معادلات لازم جهت طراحی آن ارائه گردید. نتایج بررسی به صورت خلاصه در زیر آمده است.

- میراگر پیشنهادی باعث بهبود رفتار لرزه ای قاب های بتن مسلح می شود. این میراگر باعث افزایش سختی کشسان، مقاومت جانبی، و شکل پذیری می شود.

- میراگر پیشنهادی باعث کاهش زمان تناوب سیستم در ناحیه خطی و غیرخطی می گردد. این کاهش زمان تناوب ناشی از افزون میراگر به قاب بتن مسلح ناشی از افزایش سختی جانبی سیستم است.

- با استفاده از میراگر پیشنهادی، میرایی سیستم افزایش یافته و به حدود ۲۰٪ می رسد. نرخ افزایش آن نسبت به قاب خمشی فولادی بیشتر بوده اما در لحظه گسیختگی به یک عدد میل می کند.

- تغییرات نسبت سختی تیر در قاب خمشی و المان برشی در پارامترهای لرزه ای سیستم دخیل است و با افزایش این نسبت عملکرد میراگر بهبود یافته و پس از نقطه اوج سیر نزولی خواهد داشت.

- هر چند المان الحاقی پارامترهای لرزه ای را افزایش می دهد اما حد تسلیم سازه را کاهش، و با تمرکز خسارت در آن مانع ایجاد رفتار غیر خطی قاب محیطی در حد مجاز می شود.

- [1] Rahimi A, Maheri M. (2020). The effects of steel X-brace retrofitting of RC frames on the seismic performance of frames and their element, *Engineering Structures*, 206: 110-149.
- [2] Du K, Cheng F, Bai J, Jin S. (2020). Seismic performance quantification of buckling-restrained braced RC frame structures under near-fault ground motions, *Engineering Structures*, 21115: 110-147.
- [3] Vahedi S, Javadi P, Hosseini M. (2020). Seismic Evaluation of a Nonductile Soft-First-Story RC Building Retrofitted with Steel-Braced Frames, *Journal of Performance of Constructed Facilities*, 33 (6)-1-20.
- [4] Safaei S, Naderpour H, Gerami M. (2019). Reliability assessment of RC frames rehabilitated by eccentrically braces having vertical shear link. *SN Appl. Sci.* 2, 466. [tps://doi.org/10.1007/s42452-020-2288-0](https://doi.org/10.1007/s42452-020-2288-0)
- [5] Oh S, Kim, Y.J, Ryu, H.S. (2009), Seismic performance of steel structures with slit dampers”, *Int. J. Engineering Structures.*, 31, 1997-2008.
- [6] Kasai K, Popov, E.P. (1986). General Behavior of Wf Steel Shear Link Beams. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 112(2): p. 362-382.
- [7] Roeder C.W, Popov, E.P. (1987). Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes. *Journal of the Structural Division-ASCE*, 104(3): p. 391-412.
- [8] Roeder C.W, Popov, E.P. (1977). Inelastic Behavior of Eccentric Braced Frames, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*.
- [9] Ricles J.M, Popov E.P. (1987). Dynamic analysis of Seismically Resistant Eccentrically Braced Frames, *Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*.
- [10] Hjelmstad K.D, Popov E.P. (1983). Cyclic Behavior and Design of Link Beams. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 109 (10): p. 2387-2403.
- [11] SEAOC, (2005), *Seismic Design Factors and Coefficients in Seismic-Force Resisting Systems*", *Seismology & Structural Standards Committee, Sacramento, CA*.
- [12] FEMA, (2001), *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- [13] FEMA, (2001), *FEMA 369, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*, *Federal Emergency Management Agency, Washington, DC*.
- [14] ATC-17-1. (1993). *Proceeding of seminar on seismic isolation, passive energy dissipation, and active control*. Redwood City, California: *Applied Technology Council*.
- [15] AISC. (2002). *Seismic provisions for structural steel buildings*, Chicago (IL): *American Institute of Steel Construction*.
- [16] Rai, D.C. and B.J. Wallace. (1998). Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 27(4): 315-342.
- [17] Rai, D. C. and Wallace, W. J. (1998). Aluminium shear-links for enhanced seismic resistance, *J. Earthquake Engrg. Struct. Dyn.*, 27, 315-342.
- [18] Harries, K.A., D. Mitchell, W.D. Cook, R.G. Redwood. (1993). Seismic Response of Steel Beams Coupling Concrete Walls. *Journal of Structural Engineering-ASCE*. 119(12): p. 3611-3629.
- [19] Bouwkamp J, Vetr MG, Ghamari A. (2016). An analytical model for inelastic cyclic response of eccentrically braced frame with vertical shear link (V-EBF), *Case Studies in Structural Engineering* 6, 31-44.

- [20] Vetr MG, Ghamari A, Bouwkamp J. (2017). Investigating the nonlinear behavior of Eccentrically Braced Frame with vertical shear links (V-EBF), *Journal of Building Engineering*, 10, 47-59.
- [21] Vetr MG, Ghamari A, (2019), Experimentally and analytically study on eccentrically braced frame with vertical shear links, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, e1587.
- [22] Ghobarah A. H.A. Elfath. (2001). Rehabilitation of a reinforced concrete frame using eccentric steel bracing. *Engineering Structures*, 2001. 23(7): p. 745-755.
- [23] Ramadan T, Ghobarah A. (1995). Analytical Model for Shear-Link Behavior. *Journal of Structural Engineering-ASCE*, 121(11): p. 1574-1580.
- [24] Popov E.P, Engelhardt M. (1988). Seismic eccentrically braced frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 10, 321-354.
- [25] Broujerdian V, Shayanfar M.A, Ghamari A. (2017), Corner Crack Effect on the Seismic Behavior of Steel Plate Shear Wall System”, *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 50 (2): 311–332. DOI: 10.7508/cej.2017.02.007
- [26] Shayanfar M.A, Broujerdian V, Ghamari A. (2019). Numerically and Parametrically Investigating the Cracked Steel Plate Shear Walls (SPSWs), *Iranian Journal of Science and Technology, Transactions of Civil Engineering*, <https://doi.org/10.1007/s40996-019-00250-6>.
- [27] National Iranian Code-Chapter ten: Design of steel structures, 4th edition (2016), Office of National Building Regulations, Ministry of Roads, Housing and Urban Development, Tehran, Iran, (In Persian).
- [28] ANSI/AISC 360-16, (2016) Specification for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Conceal.
- [29] Issue No. 360: Rehabilitation of existing buildings, first edition, (2015), Iran-Management and Planning Organization, Tehran, Iran, (In Persian).
- [30] FEMA-356 (2016) Pre-standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Federal Emergency Management Agency, Washington, DC