



پاسخ لرزه‌ای سازه‌های فولادی دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه نزدیک و دور

حمید بیرقی

گروه مهندسی عمران، واحد مهدیشهر، دانشگاه آزاد اسلامی، مهدیشهر

* مهدیشهر، صندوق پستی ۳۵۶۱۸-۷۵۹۱۵، h_beiraghi@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۱۲/۱۴، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

چکیده

استقبال از سازه‌های دارای مهاربند کمانش ناپذیر در دو دهه اخیر فزونی یافته است. اتلاف انرژی نسبتاً زیاد و شکل پذیری مطلوب از جمله ویژگی‌های این سیستم و کنترل جابجایی ماندگار و همچنین تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در زلزله از چالش‌های آن است. در این مقاله، رفتار سازه‌های قاب ساده دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگرهای مایع لزج با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور از گسل و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفتند. در ابتدا سازه‌ها با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین نامه‌های معتبر، تحلیل و طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی انجام شد. پاسخ سازه‌ها مورد بررسی و قیاس قرار گرفت. نتایج نشان می‌دهد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در سازه دارای مهاربند کمانش تاب با میراگر مایع لزج تحت زلزله حوزه دور نسبت به سازه بدون میراگر، حدود ۳۰ درصد کاهش دارد که مقدار متناظر تحت زلزله حوزه نزدیک حدود ۱۵ درصد است.

واژگان کلیدی

مهاربند کمانش تاب، میراگر مایع لزج، زلزله، حوزه نزدیک، حوزه دور، تحلیل تاریخچه زمانی

Seismic Response of Steel Structures with Buckling Restrained Braces with and without Viscous Damper under Near and Far Fault Earthquakes

H. Beiraghi

Abstract

The appreciation of buckling restrained brace systems has increased over the past two decades. The relatively high energy losses and optimal ductility are the characteristics of this system and the displacement control as well as the residual displacement is challenging issues under the earthquake. In this paper, the behavior of simple frame structures with buckling restrained braces with and without viscous dampers in intermediate and high rise buildings under the influence of near fault and far fault records was investigated. Initially, the structures were analyzed using a spectral dynamical analysis method and valid regulations. Then nonlinear model of structures was developed in PERFORM-3D software and nonlinear time history analysis was performed. The response of the structures was examined and compared. The results show that the inter-story relative displacement in the structure with buckling restrained braces and fluid damper under far fault earthquakes compared to without damper case decreases by about 30%, with the corresponding value under the near-earthquake of about 15%. The maximum resistive force of the liquid damper appears at the moment of the most inter story relative velocity, and this is evident in the buckling restrained brace in the most inter story relative displacement. Due to the phase of relative inter story displacement and relative inter story velocity, the use of a hybrid system can lead to better control of structural responses.

Keywords

Frame, Viscous fluid damper, Buckling restrained braces earthquake, Residual inter-story drift, Time history, Analysis



شوند، لذا برای طراحی از نیروی کاهش یافته استفاده می‌شود، بنابراین به نوعی وقوع تغییر شکل‌های غیر خطی را به رسمیت می‌شناسند و اجازه می‌دهند قسمت‌هایی از سازه تحت اثر زلزله شدید وارد ناحیه رفتار غیر خطی شوند [۳ و ۴].

موارد متعددی از مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با چیدمان مختلف مهاربندها انجام شده است [۵ و ۶].

این مطالعات نشان داده‌اند که مهاربندهای کماتش تاب قابلیت شکل پذیری و اتلاف انرژی سیستم را فراتر از نیاز مورد انتظار زلزله طرح فراهم می‌کنند. از طرف دیگر، آزمایشات مذکور وقوع جابجایی ماندگار در سازه با مهاربند کماتش تاب را نیز گزارش کرده‌اند. همچنین، پژوهشگران زیادی در مطالعات عددی رفتار قاب‌های دارای مهاربند کماتش قاب را مورد بررسی قرار داده‌اند و یکی از موارد گزارش شده ایشان، کاهش سختی اولیه و سختی پسا تسلیم این قاب‌ها در قیاس با قاب‌های با مهاربندی هم مرکز سنتی می‌باشد [۷-۹]. لذا تمرکز تغییر شکل در یک طبقه یا وقوع مکانیزم در یک طبقه از سازه‌ای که طبق آیین نامه‌های معتبر طرح شده، از عواقب محتمل می‌باشد. به طور کلی وقوع مفاصل پلاستیک یا گسترش پلاستیسیته در کل ارتفاع سازه‌ها از مطلوب‌ترین حالت‌ها قلمداد می‌شود. در قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب، تمایل به تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به دلیل تسلیم شدن شدید مهاربندها و کاهش سختی جانبی طبقه وجود دارد. تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در رفتار سازه‌ها نامطلوب بوده و چه بسا در اثر تشدید پدیده $P-\Delta$ به ناپایداری کل سازه منجر گردد و به علاوه ممکن است به جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار نیز بانجامد [۱۰].

پاسخ دینامیکی سازه‌ها در حالت سیستم یک درجه آزاد و چند درجه آزاد تحت زلزله نزدیک گسل توسط محققین زیادی بررسی شده است [۱۱-۱۷]. مطالعات مذکور به بررسی پاسخ سازه‌ها در حالت الاستیک و غیر الاستیک تحت اثر نداشت‌های زلزله واقعی و حرکات مصنوعی پالس گونه پرداخته است. نداشت‌های نزدیک گسل پالس گونه در قیاس با حرکت غیر پالس گونه موجب افزایش جابجایی در هر دو حالت الاستیک و غیر الاستیک می‌شود [۱۶ و ۱۸]. نیاز جابجایی زیاد، ممکن است به خرابی بیشتر عناصر سازه‌ای و غیر سازه‌ای بینجامد [۱۵ و ۱۷]. برای ساختمان بلندتر، پیرو پالس ممکن است با پیرو موده‌ای بالاتر سازه‌ها همخوان شود و موجب

در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز احتمال وقوع مکانیزم طبقه نرم در اثر زلزله‌های قوی قابل توجه است [۳-۱]. چنانچه تحت اثر زلزله، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در یک یا چند طبقه محدود از یک سازه متمرکز گردد، در مقایسه با سیستمی که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای آن در همه طبقات تقریباً یکسان است، خسارت‌های غیر سازه‌ای و سازه‌ای شدیدتری حادث می‌شود؛ زیرا در حالت اول خرابی یا تغییر شکل‌ها در ناحیه محدودی متمرکز شده‌اند، اما در حالت دوم خرابی یا تغییر شکل‌ها در کل ارتفاع سازه ولی با شدت کم‌تر گسترده شده است. نکته دیگر این که تمرکز خرابی‌ها در یک یا چند طبقه موجب تشدید پدیده $P-\Delta$ و لذا افزایش جابجایی‌ها خواهد بود. به علاوه این که چه بسا پدیده طبقه نرم تحت زلزله موجب ایجاد جابجایی ماندگار در سازه گردد که رفع این عیب از ساختمان بسیار پرهزینه و یا غیر ممکن خواهد بود [۳ و ۴]. بنابراین تلاش محققان بر آن است که در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز، از وقوع پدیده طبقه نرم و یا تمرکز جابجایی سازه در یک یا چند طبقه خاص جلوگیری گردد. محققان برای کاهش تمرکز جابجایی‌ها و هم چنین کاهش جابجایی ماندگار در قاب‌های با مهاربند هم مرکز در اثر نیروی زلزله، چندین روش پیشنهاد داده‌اند، از جمله آن‌ها می‌توان به سیستم دوگانه اشاره کرد که در آن یک قاب خمشی به همراه یک قاب مهاربندی شده در یک سازه به کار گرفته شود [۱]. راهکار دیگر به کارگیری سیستم زیر است [۵]. راهکار سوم به کارگیری یک سیستم قائم الاستیک است [۶ و ۷]. المان قائم الاستیک می‌تواند خرپا، دیوار برشی فولادی یا دیوار برشی بتن مسلح باشد.

در قاب‌های فولادی ساده که نیروی جانبی زلزله توسط مهاربندهای هم مرکز تحمل می‌شود، اساساً کارایی مهاربند فشاری به علت وقوع کماتش تا حد زیادی از دست می‌رود. در مهاربندهای کماتش تاب یک هسته فولادی تسلیم شونده توسط مصالح دیگری محاط شده است به گونه‌ای که امکان کماتش برای هسته وجود ندارد و به علاوه امکان لغزش بین جداره هسته فولادی و مصالح پیرامونی تقریباً بدون اصطکاک مهیا است. لذا تسلیم شدگی مهاربند هم در کشش و هم در فشار امکان پذیر می‌باشد. این موضوع اتلاف انرژی نسبتاً زیادی را به همراه دارد [۱ و ۲].

آیین نامه‌ها بنا به دلایل اقتصادی، اجازه می‌دهند که سیستم باربر جانبی تحت اثر زلزله شدید وارد حوزه غیر الاستیک



به عبارت دیگر نیروی میرایی به صورت غیر هم‌فاز با دو نیروی سختی و اینرسی عمل می‌کند و این واقعیت می‌تواند به کنترل بهتر رفتار سازه کمک کند.

در این پژوهش، رفتار لرزه‌ای قاب ساده دارای مهاربند کماتش تاب با و بدون میراگر مایع لزج در سازه‌های با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور و نزدیک مورد بررسی قرار گرفتند. مدل‌های سازه‌ای در ابتدا با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین‌نامه‌های معتبر طراحی شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت اثر رکوردهای دور و نزدیک گسل انجام شد و پاسخ سازه‌ها تحلیل و قیاس شد. ترکیب عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌ای ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کماتش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نمود، پیدا می‌کند. به علت غیر هم‌فاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای، بکارگیری سیستم ترکیبی می‌تواند به کنترل بهتر پاسخ‌های سازه منجر گردد.

۲- سازه‌های مورد تحقیق

برای طراحی مدل‌های سازه قاب ساده دارای مهار بند کماتش تاب مورد بررسی، سه قاب دو بعدی ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه مطابق آیین‌نامه‌های ASCE و AISC طراحی شد [۲۶]. برای تحلیل سازه، فرض شد که قاب‌های مفروض قسمتی از سیستم باربر یک سازه فرضی هستند و لذا بار مرده و زنده ثقلی متناظر به قاب‌ها اعمال شد. به علاوه سهم وزن لرزه‌ای طبقات آن نیز به طور متناسب از کل سازه تعیین می‌شود. مدل المان محدود برای تحلیل و طراحی سازه‌ها در نرم افزار ETABS ساخته شد. برای تعیین نیروهای زلزله، از تحلیل دینامیکی طیفی و یک طیف مفروض در سطح زلزله طرح (DBE) مطابق شکل (۲) استفاده شد.

ضریب رفتار معادل ۸ بود و برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل هم‌پایه شد. اتصال تیرها به ستون، اتصال مهاربندها به ستون‌ها و اتصال ستون به تکیه گاه از نوع مفصلی است. ستون‌ها و مهاربندها به ترتیب از فولاد با تنش تسلیم ۳۶ و ۲۵ مگا پاسکال هستند. نمای قاب‌ها در شکل (۳) مشاهده می‌شود.

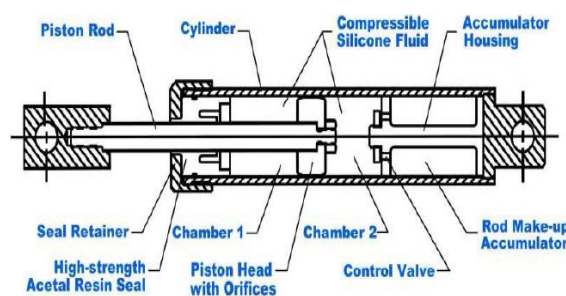
ایجاد اثر حرکت موج گونه در ارتفاع سازه‌ها شود، که در نتیجه جابجایی زیاد و نیاز نیرو برشی زیاد در طبقات بالاتر رخ می‌دهد [۱۷ و ۱۸].

حرکت‌های زمین نزدیک گسل ممکن است شامل شدت دامنه شتاب، سرعت و جابجایی زیاد در پالس باشد [۱۹]. پالس‌های کم فرکانس با شدت دامنه زیاد در جنبش‌های حوزه دور اغلب تحت تاثیر ساختگاه هستند [۲۰]. برای حرکت زمین نزدیک گسل مشخصه‌های پالس تاحد زیادی به نوع گسل و جهت گیری و جهت انتشار گسیختگی وابسته است [۱۹].

در سال‌های اخیر نظر محققان بر روی توسعه مفهوم استهلاک انرژی غیرفعال یا میرایی اضافی معطوف شده و تعداد زیادی از این وسایل بر روی سازه‌ها در سرتاسر جهان نصب شده‌اند [۲۱]. دمپ‌های ویسکوز مایع با حرکت دادن یک پیستون درون یک مایع لزج عمل می‌کنند. یک پیستون فولادی درون سیلندر پر شده با روغن سیلیکون حرکت داده می‌شوند (شکل (۱)). در این صورت، رابطه نیرو با سرعت حرکت می‌تواند به صورت زیر بیان شود [۲۲].

$$F = CV^\alpha \quad (۱)$$

F نیروی خارجی وارد بر دمپر، C ضریب میرایی، V سرعت حرکت پیستون و α توان ریاضی عبارت سرعت است که اغلب برای کاربرد سازه‌ای بین ۰/۳ تا ۱ می‌تواند اختیار گردد [۲۳ و ۲۴].



شکل ۱- مشخصه‌های میراگر مایع لزج

ظرفیت دمپ‌های موجود در بازار جهانی از حدود ۵ تا ۱۰۰۰ تن نیرو متغیر است. برای کاربردهای سازه‌ای، معمولاً نیروی قابل تحمل دمپ‌ها را به دلیل ملاحظات طراحی به حدود ۷۰۰ تن محدود می‌کنند، زیرا کنترل نیروی محوری متمرکز دچار چالش می‌شود [۲۵]. مزیت دمپ‌های ویسکوز مایع این است که نیروی حداکثر آنها وقتی ظاهر می‌گردد که نیروی سختی و نیروی اینرسی طبقه به حداقل خود رسیده‌اند،

ضریب رفتار استفاده شد و ظرفیت مهاربند در کشش و فشار معادل ϕASF_y لحاظ شد که ϕ معادل ۰/۹ ضریب کاهش، تنش تسلیم F_y معادل ۲۵۰ مگاپاسگال و AS سطح مقطع معادل مهاربند در تحلیل خطی می باشد [۲۷]. مطابق آیین نامه ASCE، در قاب‌های دارای مهاربند کماتش تاب، ستون‌ها باید برای بیشترین کنش حاصل از الف: اثر توأم نیروی محوری و لنگر خمشی حاصل از نیروهای آیین نامه‌ای و ب: نیروی محوری حاصل از مجموع حداکثر محتمل مؤلفه‌های قائم مهاربندهای کماتش ناپذیر به همراه نیروهای ثقلی مربوطه طراحی می‌شوند. برای مدل‌های مورد بررسی، معیار دوم (ب) فوق‌الذکر کنترل کننده طراحی بود و نسبت نیاز به ظرفیت بیشتری را ایجاد می‌کرد. مقدار حداکثر محتمل نیروی فشاری مهاربند برابر می‌گردد. $R_y \omega \beta A S F_y$ است که در آن $R_y=1/1$ برای لحاظ نمودن اثر اضافه مقاومت مصالح، $\omega=1/25$ برای لحاظ نمودن اثر کرنش - سختی و $\beta=1/1$ برای لحاظ نمودن اضافه مقاومت مهاربند در فشار در نظر گرفته شده است [۲۸].

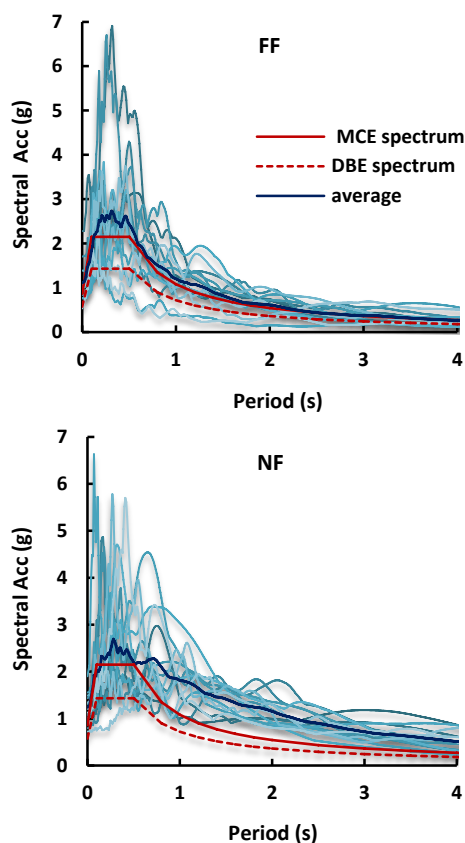
در جدول (۱) مشخصات سازه طرح شده مشاهده می‌شود. در مورد سازه‌های دارای میراگر، در هر طبقه از هرکدام از مدل‌های مورد بررسی، به جای یکی از مهاربندهای کماتش تاب از یک میراگر مایع لزج استفاده شد که مشخصه‌های این میراگر در بخش‌های بعدی این مقاله تشریح خواهد شد.

جدول ۱- مشخصات مدل‌ها

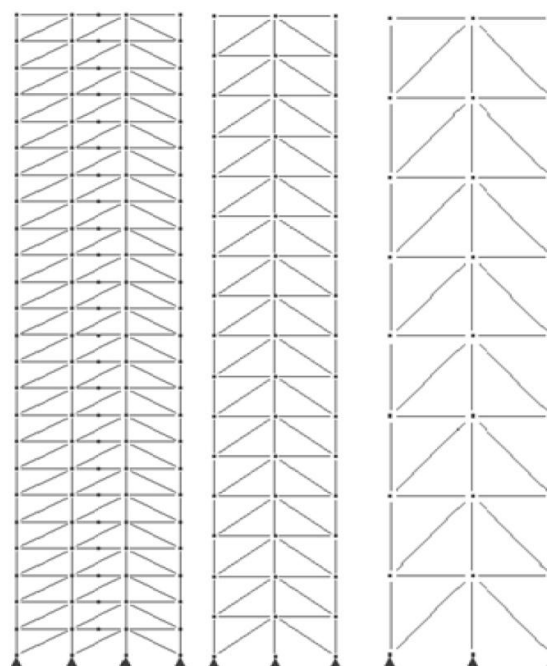
مشخصه	۸ طبقه	۱۶ طبقه	۲۴ طبقه
وزن لرزه‌ای کل (تن)	۷۸۰	۲۸۷۰	۱۹۸۰۰
نسبت برش پایه طرح به وزن لرزه‌ای %	۸/۲	۶	۴/۲
زمان تناوب (ثانیه)	T_1	۱/۴	۲/۴
	T_2	۰/۴۹۵	۰/۷
	T_3	۰/۲۸۱	۰/۳۸
ارتفاع (متر)	۲۸	۵۶	۸۴
عرض دهانه‌ها (متر)	۳/۵	۵/۰	۶/۶۶

۳- تحلیل غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی، مفاصل پلاستیک محوری به مهاربندهای کماتش تاب اختصاص داده شد که مشخصه‌های آن طبق FEMA356 است. منحنی بک‌بون مورد استفاده برای رفتار نیرو-جابجایی محوری یک مهاربند (با سطح مقطع هسته ۵۸/۱) به طور نمونه در شکل (۴) نشان داده شده است.

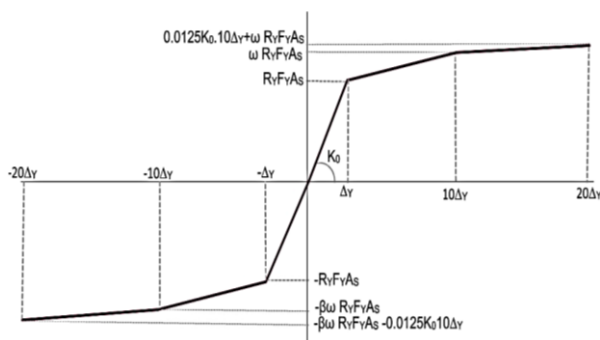


شکل ۲- طیف پاسخ زلزله‌ها و طیف طرح



شکل ۳- نمای مدل در نرم افزار Perform-3D

برای طراحی مهاربندهای کماتش تاب، نیروی محوری به دست آمده از نیروی تحلیل دینامیکی طیفی کاهش داده شده با



شکل ۵- منحنی یک بون مهاربند کمناش تاب

اعمال میرایی به روش مناسب می‌تواند به دقت پاسخ‌ها بیفزاید. فرض میرایی‌های نامناسب ممکن است به پاسخ‌های غیر واقعی سازه منجر گردد. Chopra عقیده دارد میرایی ریلی (Rayleigh damping) صرفاً مواقعی می‌تواند مؤثر باشد که سازوکارهای متناسب با آن در سازه فراهم گردد [۱۱].

نرم افزار PERFORM-3D قابلیت به کارگیری همزمان میرایی ریلی و میرایی مدال را دارد. راهنمای کاربرد نرم افزار مذکور توصیه می‌کند در صورت اعمال میرایی مدال، مقدار نسبتاً کمی میرایی ریلی نیز به کار گرفته شود تا بدین طریق ارتعاشات با فرکانس‌های زیاد که مربوط به مدهای ارتعاش بالا هستند، میرا گردند. در این تحقیق از ۲/۵ درصد میرایی مدال به همراه ۰/۵ درصد میرایی ریلی در زمان تناوب‌های ۰/۱T و ۰/۹T لحاظ شد که T زمان تناوب اصلی ارتعاش آزاد سازه است، استفاده شد [۳۰].

برای انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، به تعدادی رکورد زلزله نیاز است. مقیاس سازی این رکورها مطابق روش آیین نامه ASCE به گونه‌ای صورت گرفت که متوسط طیف پاسخ شتاب حاصل از رکوردهای مقیاس شده در دامنه ۰/۲T تا ۱/۵T بالاتر از طیف پاسخ هدف واقع شوند. طیف پاسخ هدف در اینجا همان طیف سطح حداکثر زلزله محتمل (MEC) است، زیرا برای ساختمان‌های نسبتاً بلند، دستورالعمل طراحی سازه بلند لس آنجلس بکارگیری این سطح خطر را برای زلزله‌های شدید الزام دارد. شایان ذکر است طیف مربوط به سطح خطر حداکثر زلزله محتمل با ضرب ضریب ۱/۵ در اعداد طیف مربوط به سطح خطر زلزله طرح DBE بدست آمد.

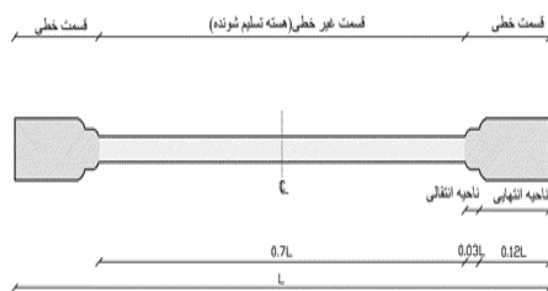
۳-۱- مشخصات میراگر

نیروی عملکردی یک میراگر به سرعت نسبی محوری در دو انتهای آن وابسته است، لذا گاهی بکارگیری آنها در طبقاتی که بیشترین سرعت نسبی سقف به کف را دارند توصیه شده است.

برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه‌ها، مدل غیرخطی آنها در نرم افزار PERFORM-3D مهیا شد [۲۹]. تیرها و ستون‌ها با المان‌های خطی الاستیک مدل شدند و در پایان تحلیل‌ها نسبت نیاز به ظرفیت آنها کنترل شد تا از عدم رخداد مفصل پلاستیک در آنها اطمینان حاصل شود. جرم لرزه‌ای هر قاب به مرکز جرم آنها اختصاص داده شد. از المان‌های BRB موجود در نرم افزار مذکور استفاده شد. المان‌های موصوف از نوع میله‌ای هستند که صرفاً قادر به تحمل نیرو محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان‌ها از دو قسمت میله‌ای در امتداد هم تشکیل شده است. یک قسمت با رفتار الاستیک خطی و قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) می‌باشد. طول قسمت غیرخطی ۰/۷ برابر طول کل المان و طول قسمت الاستیک خطی ۰/۳ برابر طول کل المان است که در دو طرف هسته و در امتداد آن قرار دارد. قسمت الاستیک خطی خود دارای دو بخش ناحیه انتهایی و ناحیه انتقالی با سطح مقاطع متفاوت است. برای جلوگیری از تسلیم قسمت الاستیک خطی، سطح مقاطع آن نسبت به سطح مقطع هسته می‌بایست افزایش یابد. در این تحقیق سطح مقطع ناحیه انتهایی ۲/۲ برابر و ناحیه انتقالی ۱/۶ برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ گردید (شکل ۴)). همچنین سطح مقطع هسته تسلیم شونده از رابطه زیر محاسبه می‌شود [۲۸].

$$\frac{L_c}{A_c} = \frac{L_w}{A} - \frac{L_e}{A_e} - \frac{L_t}{A_t} \quad (2)$$

که در آن L_c ، L_w ، L_e و L_t به ترتیب طول کل المان BRB، طول قسمت تسلیم شونده، طول ناحیه انتقالی و طول ناحیه انتهایی است. همچنین A_c ، A_e ، A_t و A به ترتیب سطح مقطع معادل محاسبه شده از تحلیل طراحی به روش الاستیک، A_c سطح مقطع هسته، A_t سطح مقطع ناحیه انتهایی و A_e سطح مقطع ناحیه انتقالی است. منحنی یک بون استفاده شده در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی برای المان‌های مهاربند کمناش تاب در شکل (۵) ملاحظه می‌شود.



شکل ۴- مشخصات مهاربند کمناش تاب

در این پژوهش، با توجه به بررسی‌های صورت گرفته، در هر طبقه یک دمپر استفاده شد. برای دمپرها، دو پارامتر C و α می‌بایست تعیین شوند. یک روش برای طراحی سازه‌ها اینست که $\alpha=1$ را به عنوان مقدار اولیه در نظر می‌گیرند و سپس با مقادیر کمتر نیز به روش سعی و خطا آزمون می‌شود [۳۱]. گام‌های زیر برای تعیین مقادیر بهینه ضرایب α و C مورد استفاده قرار می‌گیرد که برای سازه ۱۶ طبقه به عنوان نمونه ذکر می‌شود [۳۱]:

با فرض مقدار ثابت $\alpha=1$ و تغییر مقادیر C از ۲۰۰ ton.s/m تا ۱۰۰۰ با گام‌های به فاصله ۲۰۰ ton.s/m و انجام تحلیل تاریخچه زمانی در هر مورد، مقدار کمترین جابجایی بام با مقدار C معادل ۴۰۰ ton.s/m بدست آمد.

در این مرحله با فرض مقدار ثابت $C=400$ ton.s/m و تغییر α برای ۰/۲۵، ۰/۵ و ۰/۸۵، مقدار بهینه برای مقدار α چنان تعیین شد که مقدار جابجایی بام کمینه باشد. مقدار α معادل ۰/۷۵ بدست آمد.

در این مرحله با فرض مقدار ثابت $\alpha=0.75$ ، مجدداً مقادیر C را از ۲۰۰ ton.s/m تا ۱۰۰۰ با گام‌های ۲۰۰ تغییر می‌دهیم و مقدار بهینه C معادل ۶۰۰ بدست می‌آید.

برای سازه‌های ۸ و ۲۴ طبقه مقادیر α معادل ۰/۷۵ و مقادیر C معادل ۵۰۰ و ۷۰۰ بدست آمد.

استاندارد ۲۸۰۰ ایران در مورد شتاب نگاشت‌هایی که در تعیین اثر حرکت زمین بر سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند بیان می‌دارد که تا حد امکان نگاشت‌ها متعلق به زلزله‌هایی باشند که شرایط زلزله طرح را ارضا کنند و سازوکار چشمه لرزه‌زا و فاصله از گسل را لحاظ کنند، به علاوه ساختگاه‌های شتاب نگاشت‌ها به لحاظ ویژگی‌های زمین شناسی و به خصوص مشخصات لایه‌های خاک با زمین محل ساختمان تا حد امکان مشابهت داشته باشد. در این تحقیق سعی شد انتخاب رکوردها از یک مرجع معتبر باشد. چهارده رکورد حرکت شدید زمین نزدیک گسل و چهارده رکورد دور از گسل از جداول FEMA695 انتخاب شد. رکوردها از پایگاه داده PEER بدست آمد [۳۲]. هر مورد شامل یک زوج شتاب نگاشت است که یکی از مؤلفه‌های آن در راستای عمود بر گسل و دیگری موازی گسل است و با توجه به طیف طرح هدف مقیاس شدند.

فقط مؤلفه عمود بر گسل و در راستای x به سازه اعمال شد. کلیه نگاشت‌ها دارای پالس‌هایی با دوره تناوب مختلف در نگاشت سرعت هستند و در فاصله کمتر از ۱۰ کیلومتری از ایستگاه لرزه نگاری تا صفحه گسیختگی در نظر گرفته شده‌اند

که به عنوان نگاشت حوزه نزدیک شناخته می‌شوند [۳۲]. مشخصات رکوردها در جدول (۲) ملاحظه می‌شود.

۴- تحلیل پاسخ‌های سازه

حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای یکی از شاخص‌های مهم برای ارزیابی رفتار سازه‌ها به حساب می‌آید. شکل (۶) متوسط پوش مقادیر مربوطه را برای سازه‌ها نشان می‌دهد. در اثر بکار بردن میراگرها، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله حوزه دور و نزدیک به ترتیب به طور متوسط حدود ۳۰ و ۱۵ درصد کاهش می‌یابد. عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌ای ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کماتش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نمود پیدا می‌کند. به علت غیر همفاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای، بکارگیری سیستم ترکیبی می‌تواند به کنترل بهتر پاسخ‌های سازه منجر گردد. مقادیر حداکثر دریافت سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه در حوزه دور حدود ۴، ۳/۴ و ۲/۷ درصد و در حوزه نزدیک حدود ۶/۲، ۵/۱ و ۴/۷ است. این در حالی است که مقدار حداکثر متوسط جابجایی نسبی بین طبقه‌ای مجاز توسط برخی دستورالعمل‌های معتبر در زلزله سطح MCE به ۳ درصد محدود شده است. به طور متوسط، مقدار حداکثر پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله‌های نزدیک حدود ۱/۶ برابر مقادیر متناظر حاصل از زلزله حوزه دور است.

شکل (۷) مقادیر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار را در پایان زلزله‌ها به تصویر می‌کشد. مطابق دستورالعمل سازه بلند لس آنجلس، مقدار حداکثر مجاز این پاسخ برای متوسط حاصل از مجموعه‌ای از رکوردها در سطح خطر MCE عدد ۱ درصد می‌باشد. البته شایان ذکر است که برخی از پژوهشگران اعتقاد دارند چنانچه مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای یک ساختمان تحت اثر زلزله از ۰/۵ درصد فراتر برود، اصولاً نوسازی مجدد ساختمان نسبت به بازسازی و تعمیر آن از نظر اقتصادی مناسب تر و منطقی‌تر است. مقدار حداکثر مورد نظر برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب برای زلزله حوزه نزدیک به طور متوسط حدود ۱/۵ درصد حاصل شده است که در اثر بکارگیری میراگر به عدد ۱/۱ رسیده است. برای حوزه دور، متوسط مقادیر مربوطه در سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب



جمله چالش‌ها در سیستم قاب دارای مهاربند کمانش تاب محسوب می‌شود.

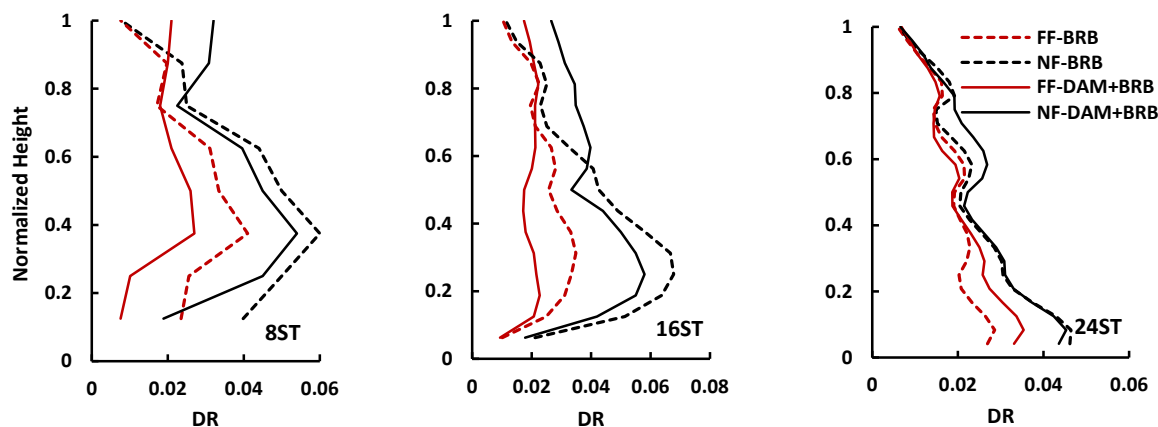
حدود یک درصد می‌باشد که با بکارگیری میراگرها به طور متوسط حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد. یادآور می‌شود که اصولاً مقدار نسبتاً زیاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار از

جدول ۲- مشخصات زلزله

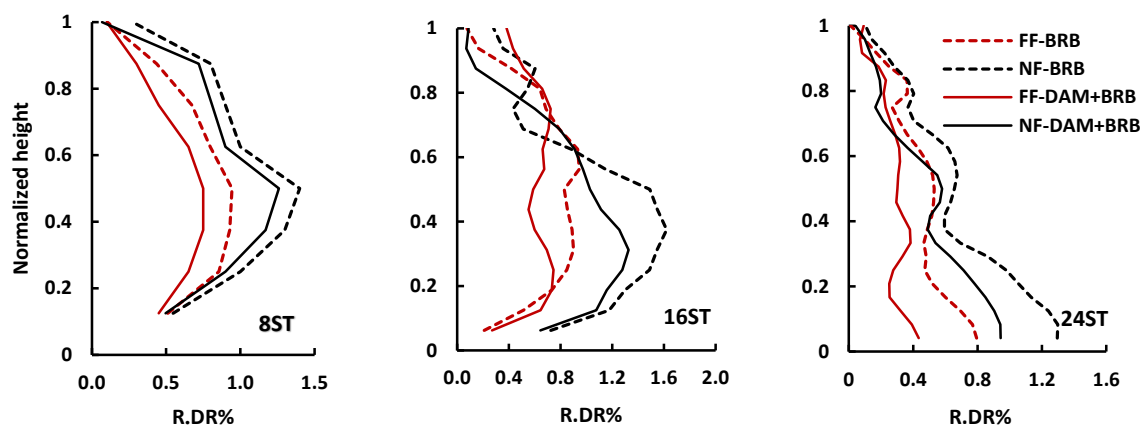
حوزه	نام واقعه	سال	مدت زلزله (s)	ایستگاه	PGA*	PGV*	بزرگا
نزدیک	Imperial valley-06	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#6	۰/۴۴	۱۱۱/۹	۶/۵
	Imperial valley-06	۱۹۷۹	۳۷	El centro Array#7	۰/۴۶	۱۰۸/۹	۶/۵
	Irpinia. Italy-01	۱۹۸۰	۴۰	Sturno	۰/۳۱	۴۵/۵	۶/۹
	Superstition-hills-02	۱۹۸۷	۲۲/۳	Parachute test site	۰/۴۲	۱۰۶/۸	۶/۵
	Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Saratoga-Aloha	۰/۳۸	۵۵/۶	۶/۹
	Erizican-Turkey	۱۹۹۲	۲۰/۸	Erizican	۰/۴۹	۹۵/۵	۶/۷
	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۳۶	Petrolia	۰/۶۳	۸۲/۱	۷/۰
	Landers	۱۹۹۲	۴۸	Lucerne	۰/۷۹	۱۴۰/۳	۷/۳
	Northridge-01	۱۹۹۴	۲۰	Rinaldi Receiving Sta	۰/۸۷	۱۶۷/۳	۶/۷
	Northridge-01	۱۹۹۴	۴۰	Sylmar-Olive View	۰/۷۳	۱۲۲/۸	۶/۷
	Kocaeli/IZT	۱۹۹۹	۳۰	Izmit	۰/۲۲	۲۹/۸	۷/۵
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	TCU065	۰/۸۲	۱۲۷/۷	۷/۶
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	TCU102	۰/۲۹	۱۰۶/۶	۷/۶
	Duzce	۱۹۹۹	۲۶	Duzce	۰/۵۲	۷۹/۳	۷/۱
دور	Northridge	۱۹۹۱	۲۰	Canyon Country-WLC	۰/۴۸	۴۵	۶/۷
	Duzce	۱۹۹۹	۵۶	Bolu	۰/۸۲	۰/۶۲	۷/۱
	Hector Mine	۱۹۹۹	۴۵/۳	Hector	۰/۳۴	۴۲	۷/۱
	Imperial valley	۱۹۷۹	۱۰۰	Delta	۰/۳۵	۳۳	۶/۵
	Imperial valley	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#11	۰/۳۸	۴۲	۶/۵
	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۴۱	Shin- Osaka	۰/۲۴	۳۸	۶/۹
	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۲۷/۲	Duzce	۰/۳۶	۵۹	۷/۵
	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۳۰	Arcelik	۰/۲۲	۴۰	۷/۵
	Landers	۱۹۹۲	۴۴	Yermo Fire Station	۰/۲۴	۵۲	۷/۳
	Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Gilroy Array	۰/۵۶	۴۵	۶/۹
	Superstition Hills	۱۹۸۷	۴۰	El Centro Imp. Co.	۰/۳۶	۴۶	۶/۵
	Superstition Hills	۱۹۸۷	۲۲/۳	Poe Road (temp)	۰/۴۵	۳۶	۶/۵
	Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	Chy101	۰/۴۴	۱۱۵	۷/۶
	San Fernando	۱۹۷۱	۲۸	LA-Hollywood Stor	۰/۲۱	۱۹	۶/۶

* PGA: Peak ground acceleration; * PGV: Peak ground velocity





شکل ۶- نمودار متوسط پوش دررفت بین طبقه‌ای



شکل ۷- نمودار متوسط پوش دررفت ماندگار بین طبقه‌ای

می‌یابد. متوسط پوش برش طبقات برای سازه‌های مورد بررسی در شکل (۹) ملاحظه می‌شود. مقادیر برش افقی با تقسیم بر وزن لرزه‌ای کل اختصاص داده شده به هر قاب، نرمال سازی شده است. مقادیر برش پایه نرمال شده حاصل از رکوردهای حوزه دور در سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه که دارای مهاربند کماتش تاب و میراگر بودند حدود ۰/۲۶، ۰/۲ و ۰/۱ و مقادیر متناظر برای زلزله حوزه نزدیک حدود ۰/۴۱، ۰/۲۶ و ۰/۱۱ است. مشاهده می‌شود که برای سازه‌های بلندتر، مقدار برش پایه نرمال شده کاهش می‌یابد. علت این موضوع به شکل نمودار طیف پاسخ زلزله مرتبط است. با افزایش ارتفاع، زمان تناوب ارتعاش سازه افزایش می‌یابد و لذا طبق طیف پاسخ شتاب، با افزایش زمان تناوب سازه، اصولاً نیروهای لرزه‌ای کاهش می‌یابند. بطور متوسط، برش پایه ناشی از زلزله حوزه نزدیک حدود ۱/۴ برابر مقادیر متناظر حاصل از زلزله‌های حوزه دور است. شایان ذکر است که در اثر بکارگیری میراگر، سختی لرزه‌ای یک سازه افزایش و لذا مقادیر حداکثر برش پایه آن سازه

شکل (۸) جابجایی جانبی سازه‌ها را در ارتفاع نشان می‌دهد. در محور افقی، مقادیر جابجایی با تقسیم بر ارتفاع کل سازه نرمال سازی شده و در محور قائم، ارتفاع کل سازه‌ها به عدد واحد نرمال شده است. مشاهده می‌شود که در همه موارد، مقادیر حداکثر جابجایی در تراز بام رخ می‌دهد. این مقادیر برای سازه ۸، ۱۶ و ۲۴ دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب تحت اثر حوزه دور به ترتیب ۲/۱، ۱/۹ و ۱/۵ درصد و تحت اثر حوزه نزدیک به ترتیب ۳/۹، ۳/۵ و ۲ درصد گزارش می‌شود؛ یعنی به طور متوسط جابجایی بام در سازه دارای صرفاً مهاربند کماتش تاب تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک حدود ۱/۷ برابر مقادیر متناظر حاصل از رکوردهای حوزه دور است. برای کلیه سازه‌های مورد بررسی، در حالتی که از ترکیب مهاربند کماتش تاب و میراگر استفاده شده باشد، جابجایی برای حوزه دور و نزدیک به ترتیب حدود ۱۵ و ۱۳ درصد کاهش می‌یابد. قابل توجه است که در سازه میان مرتبه (۸ طبقه) در اثر بکارگیری میراگر، مد تغییر شکل سازه از مد برشی به مد خمشی تغییر



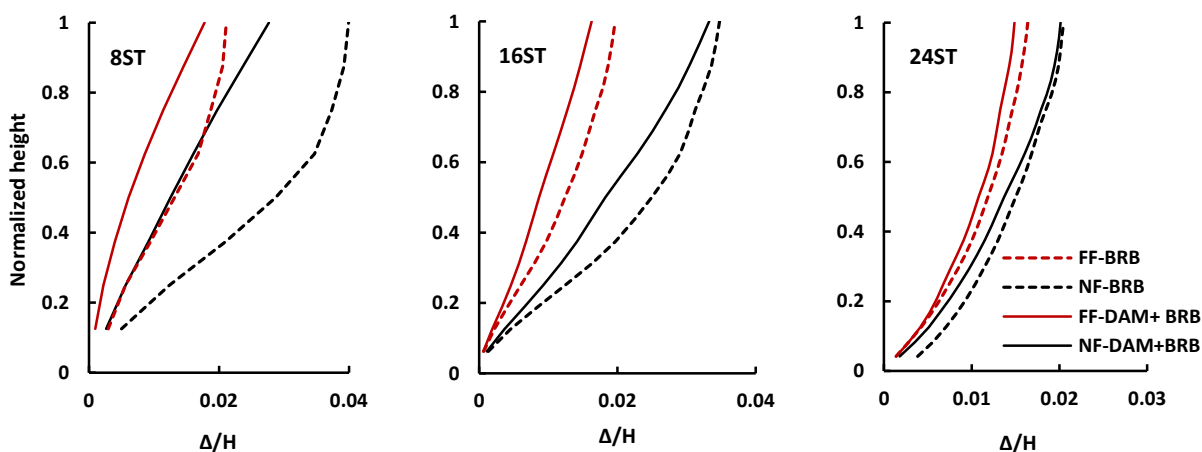
و ۰/۰۵۰ است. اختلاف ناچیز در مقادیر لنگر در سازه دارای صرفاً مهاربند کمانش تاب به دلیل وقوع تسلیم یا گسترش پلاستیسیته در سازه است. در حالتی که سازه دارای میراگر نیز باشد، به طور کلی سختی لرزه‌ای سازه افزایش یافته و لذا نیاز لنگر واژگونی در تراز پایه نیز افزایش می‌یابد. برای سازه‌های بلندتر، اختلاف مذکور دچار کاهش می‌شود که یک علت آن اثر مدهای بالاتر ارتعاش سازه در پاسخ‌ها است.

۵- نتیجه گیری

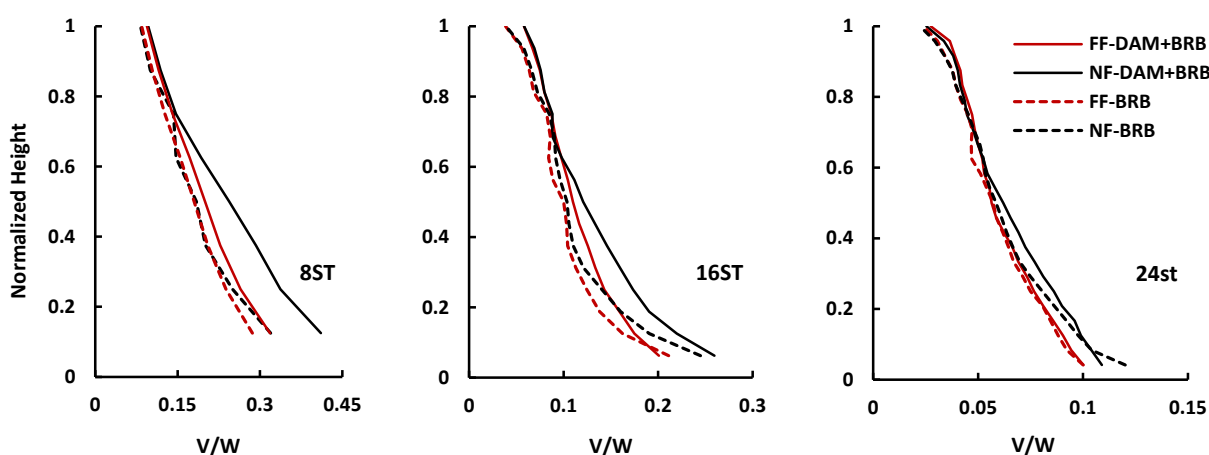
در این مقاله، رفتار سازه‌های قاب ساده دارای مهاربند کمانش تاب با و بدون میراگر مایع لزج با ارتفاع میان مرتبه و بلند مرتبه تحت اثر زلزله حوزه دور از گسل و نزدیک گسل مورد بررسی قرار گرفتند. در ابتدا سازه‌ها با بکارگیری روش تحلیل دینامیکی طیفی و آیین‌نامه‌های معتبر، تحلیل و طراحی

نیز زیاد می‌شود. بطور کلی برای حوزه دور و حوزه نزدیک، درصد اختلاف متوسط برش پایه در سازه‌های بلند تر نسبت به سازه‌های کوتاه‌تر، دچار کاهش می‌شود که این موضوع نیز از شکل کلی نمودار طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها قابل توجیه است. زیرا همانگونه که از شکل (۲) قابل مشاهده است، به طور متوسط، مقادیر طیف زلزله‌های حوزه نزدیک در زمان تناوب‌های نسبتاً زیاد (مثلاً بزرگ‌تر از ۰/۶ ثانیه) شتاب طیفی بیشتری را نشان می‌دهند که این موضوع باعث افزایش نیروی برشی پایه در حوزه نزدیک می‌گردد.

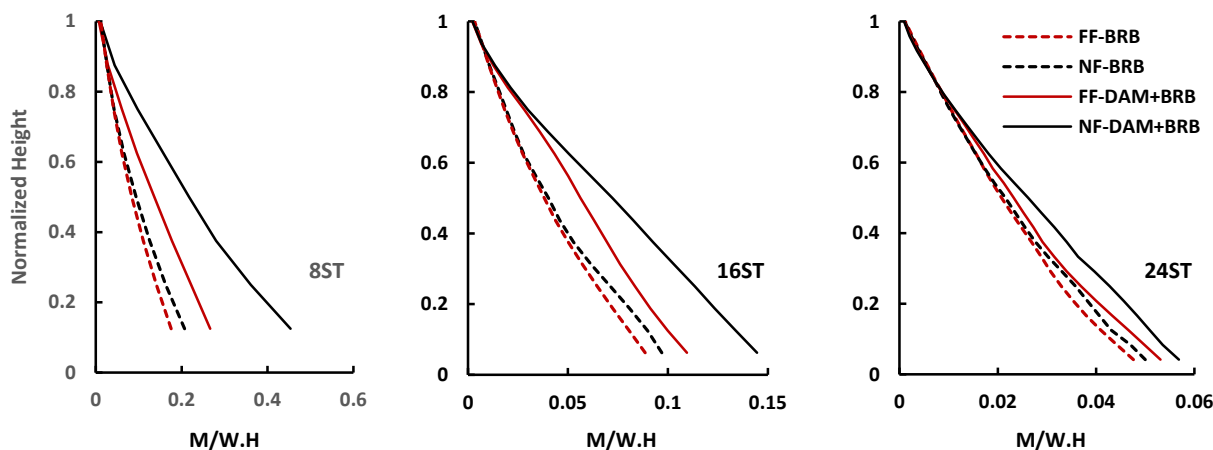
شکل (۱۰) نمودار لنگرواژگونی طبقات وارد بر سیستم را نشان می‌دهد. مقادیر لنگر با تقسیم بر حاصل ضرب ارتفاع در وزن لرزه‌ای نرمال شده است. در تراز پایه، مقادیر نرمال شده برای ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه تحت حوزه دور به ترتیب ۰/۱۷۶، ۰/۰۸۹ و ۰/۰۴۷ و تحت حوزه نزدیک به ترتیب ۰/۲۰۶، ۰/۰۹۷



شکل ۸- نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی



شکل ۹- نمودار متوسط پوش برش طبقات



شکل ۱۰- نمودار متوسط پوش لنگر

منجر گردد.

- به طور متوسط جابجایی بام تحت اثر رکوردهای حوزه نزدیک حدود ۱/۷ برابر مقادیر متناظر حاصل از رکوردهای حوزه دور است. برای کلیه سازه‌های مورد بررسی، در حالتی که از ترکیب مهاربند کمناش تاب و میراگر استفاده شده باشد، جابجایی بام برای حوزه دور و نزدیک به ترتیب حدود ۱۵ و ۱۳ درصد کاهش می‌یابد.
- در حالتی که سازه دارای میراگر نیز باشد، به طور کلی سختی لرزه‌ای سازه افزایش یافته و لذا نیاز برش پایه و نیاز لنگر واژگونی در تراز پایه نیز افزایش می‌یابد. برای سازه‌های بلندتر، اختلاف مذکور دچار کاهش می‌شود که یک علت این موضوع افزایش زمان تناوب و اثر مدهای بالاتر ارتعاش سازه در پاسخ‌ها است.

۶- مراجع

- [1] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames", Proceedings of Japan Passive Control Symposium, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35-44.
- [2] Black, C., Makris, N. and Aiken, I. (2002), "Component Testing, Stability Analysis and Characterization of Buckling-Restrained Braces", Report No. PEER-2002/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA, USA.
- [3] Beiraghi, H., Kheyroddin, A. and Kafi, M.A. (2016), "Effect of Record Scaling on the Behavior of Reinforced Concrete Core-Wall Buildings subjected to Near-Fault and Far-Fault Earthquakes", Scientia Iranica (Article in press).
- [4] Beiraghi, H. and Siahpolo, N. (2017), "Seismic Assessment of RC Core-Wall Building Capable of Three Plastic Hinges with Outrigger", The Structural Design of Tall and Special Buildings, Vol. 26, e1306.
- [5] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", PEER 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.

شدند. در ادامه، مدل غیر خطی سازه‌ها در نرم افزار PERFORM-3D تهیه شدند و تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی انجام شد و نتایج زیر حاصل شد:

- رکوردهای نزدیک گسل پالس گونه درقیاس با رکوردهای دور از گسل معمولی در طیف شتاب برای زمان تناوب‌های بالاتر، دارای مقادیر شتاب بیشتری هستند که این موضوع موجب افزایش نیروی برش پایه در زلزله‌های نزدیک گسل نسبت به دور از گسل می‌گردد.
- مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار برای سازه‌های ۸، ۱۶ و ۲۴ طبقه دارای صرفاً مهاربند کمناش تاب برای زلزله حوزه نزدیک به طور متوسط حدود ۱/۵ درصد حاصل شده است که در اثر بکارگیری میراگر به عدد ۱/۱ رسیده است. برای حوزه دور، متوسط مقادیر مربوطه در سازه دارای صرفاً مهاربند کمناش تاب حدود یک درصد می‌باشد که با بکارگیری میراگرها به طور متوسط حدود ۲۰ درصد کاهش می‌یابد.
- در اثر بکار بردن میراگرها، مقادیر حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تحت زلزله حوزه دور و نزدیک به ترتیب به طور متوسط حدود ۳۰ و ۱۵ درصد کاهش می‌یابد. ترکیب عملکرد دو نوع میراگر استفاده شده در این پژوهش از آنجا اهمیت دارد که حد اکثر نیروی مقاوم میراگر مایع لزج در لحظه بیشترین سرعت نسبی بین طبقه‌ای ظاهر می‌شود و این موضوع در مهاربند کمناش تاب در بیشترین جابجایی نسبی بین طبقه‌ای نمود پیدا می‌کند. به طور کلی، موضوع غیرهمفاز بودن مقادیر جابجایی نسبی و سرعت نسبی بین طبقه‌ای می‌تواند در سیستم ترکیبی به کنترل بهتر پاسخ‌های جابجایی سازه



- [21] Soong, T.T. and Dargush, G.F. (1997), "Passive Energy Dissipation Systems in Structural Engineering", John Wiley & Sons, Press, UK.
- [22] Lee, D. and Taylor, D.P. (2001), "Viscous Damper Development and Future Trends", *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 10, pp. 311–320.
- [23] Housner, G.W., Bergman, L.A., Caughey, T.K., Chassiakos, A.G., Claus, R.O., Masri, S.F., Skelton, R.E., Soong, T.T., Spencer, B.F. and Yao, J.T.P. (1997), "Structural Control: Past, Present, and Future", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 123, pp. 897–971.
- [24] Symans, M.D., Charney, F.A., Whittaker, A.S., Constantinou, M.C., Kircher, C.A., Johnson, M.W. and Mcnamara, R.J. (2008), "Energy Dissipation Systems for Seismic Applications: Current Practice and Recent Developments", *Journal of the Structural Engineering*, Vol. 134, pp. 3–21.
- [25] Taylor, D.P. (2007), "History, Design, and Applications of Fluid Dampers in Structural Engineering", Taylor Devices Inc.: North Tonawanda, NY. <http://www.talordevicees.com>
- [26] ASCE/SEI 7-2010. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers: Reston, VA (2010).
- [27] Sahoo, D.R. and Chao, S. (2010), "Performance-Based Plastic Design Method for Buckling-Restrained Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950–2958.
- [28] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design Method and Behavior Factor for Steel Frames with Buckling Restrained Braces", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 1243–1263.
- [29] PERFORM-3D, (2011), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4.0.3. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [30] PERFORM-3D, (2006), Nonlinear Analysis and Performance Assessment for 3D Structures, V.4, User Guide. Computers and Structures, Inc., Berkeley, CA.
- [31] Munir, A. and Warnitchai, P. (2013), "Optimal Reduction of Inelastic Seismic Demands in High-Rise Reinforced Concrete Core Wall Buildings Using Energy-Dissipating Devices", *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 22, PP. 543–568.
- [32] FEMA P695, (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project), Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [6] Tsai, K.C. and Hsiao, P.C. (2008), "Pseudo-Dynamic Test of a Full-Scale CFT/BRB Frame-Part II: Seismic Performance of Buckling-Restrained Braces and Connections", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1099–1115.
- [7] Erochko, J., Christopoulos, C., Tremblay, R. and Choi, H. (2011), "Residual Drift Response of SMRFs and BRB Frames in Steel Buildings Designed According to ASCE 7-05", *Journal of Structural Engineering*, 137 (5), pp. 589–599 (2011).
- [8] Fahnestock, L.A., Ricles, J.M. and Sause, R. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, pp. 1205–1214.
- [9] Kiggins, S. and Uang, C. M. (2006), "Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System", *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1525–1532.
- [10] NIST, (2015), Seismic Design of Steel Buckling-Restrained Braced Frames: A Guide for Practicing Engineers, GCR 15-917-34, NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 11, Produced by the Applied Technology Council and the Consortium of Universities for Research in Earthquake Engineering for the National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.
- [11] Chopra, A.K. and Chintanapakdee, C. (2001), "Comparing Response of SDF Systems to Near-Fault and Far-Fault Earthquake Motions in the Context of Spectral Regions", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 30, pp. 1769–1789.
- [12] Luco, N., Ellingwood, B.R. and Hamburger R.O. (2007), "Risk-Targeted Versus Current Seismic Design Maps for the Conterminous United States", SEAOC 2007 Convention Proceedings.
- [13] Mavroeidis, G.P., Dong, G. and Papageorgiou, A.S. (2004), "Near-Fault Ground Motions and the Response of Elastic and Inelastic Single-Degree-of-Freedom (SDOF) Systems", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 33, pp. 1023–1049.
- [14] Luco, N. and Cornell, C.A. (2007), "Structure-Specific Scalar Intensity Measures for Near-Source and Ordinary Earthquake Ground Motions", *Earthquake Spectra*, Vol. 23, pp. 357–392.
- [15] Tothong, P. and Cornell, C.A. (2008), "Structural Performance Assessment under Near-Source Pulse-Like Ground Motions Using Advanced Ground Motion Intensity Measures", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 37, pp. 1013–1037.
- [16] Akkar, S., Yazgan, U. and Gulkan, P. (2005), "Drift Estimates in Frame Buildings Subjected to Near-Fault Ground Motions", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131, pp. 1014–1024.
- [17] Baker, J.W. and Cornell, C.A. (2008), "Vector-Valued Intensity Measures for Pulse-Like Near-Fault Ground Motions", *Engineering Structures*, Vol. 30, pp. 1048–1057.
- [18] Iwan, W.D. (1997), "Drift Spectrum: Measure of Demand for Earthquake Ground Motions", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 123, pp. 397–404.
- [19] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W. and Abrahamson, N.A. (1997), "Modification of Empirical Strong Ground Motion Attenuation Relations to Include the Amplitude and Duration Effects of Rupture Directivity", *Seismological Research Letters*, Vol. 68, pp. 199–222.
- [20] Saragoni, G.R., Lew, M., Naeim, F., Rojas, F. and Schachter Adaros, M. (2010), "Accelerographic Measurements of the 27 February 2010 Offshore Maule, Chile Earthquake", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 19, pp. 866–875.