



بررسی رفتار قاب با مهاربند کمانش تاب دارای خرابی الاستیک قائم تحت اثر زلزله

حمید بیرقی

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

مهدیشهر، صندوق پستی ۷۵۹۱۵-۳۵۶۱۸، h.beiraghi@msh-iau.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۰۸، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۷/۰۸/۲۲)

چکیده

پس از تسلیم مهاربندها در قاب‌های دارای مهاربندهای کمانش تاب تحت زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و امکان جابجایی ماندگار قابل توجه وجود دارد. برای کاهش جابجایی ماندگار در سازه راهکارهای مختلف وجود دارد. در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای سازه دارای یک خرابی قائم الاستیک همراه قاب با مهاربندهای کمانش تاب بررسی می‌شود. پاسخ‌های حاصل از این سیستم تحت اعمال زلزله با پاسخ‌های قاب با مهاربند کمانش تاب بدون خرابی الاستیک مقایسه شود. وجود یک خرابی قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌های تقریباً یکسان در همه طبقات شود. در چنین سیستمی، پای خرابی قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرابی قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شوند و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های مورد تحقیق در ابتدا طبق آیین نامه‌های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر نداشت‌های زلزله و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد. به‌طور متوسط برای سازه‌های مورد بررسی، در اثر بکارگیری خرابی قائم در قاب با مهاربند کمانش تاب مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده از عدد ۱/۳۳ درصد به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی

قاب، مهاربند کمانش تاب، زلزله، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار، تحلیل تاریخیچه زمانی

Seismic Response of the Frame with Buckling Restrained Braces with a Vertical Elastic Truss under Earthquake

H. Beiraghi

Abstract

After yielding in frames with buckling restrained braces subjected to intense earthquakes, the insignificance of their post-yielding stiffness causes the structure's inability to return to its original state. There are various solutions to reduce permanent displacement in structures. In this research, the seismic response of the structure with a vertically elastic truss in a frame with buckling restrained braces is studied. The responses of this system subjected to earthquake effects are compared with the frame responses with buckling restrained braces without elastic trusses. The existence of a strong vertical truss, which is essentially elastic, can lead to identical interstory drift ratio in all stories. In such a system, the base of the elastic truss is connected to the ground with pinned connection, so that it is possible for the entire truss to be rotated. All members of the vertical truss, including the diagonal members, remain under the seismic force in the elastic range. While other braces that are buckling restrained come into the plastic zone in severe earthquakes, they provide a ductility and energy dissipation for the system. Designed structures are initially designed according to conventional design rules and then the systems are analyzed by nonlinear time history under the influence of earthquake and static nonlinear analysis. On average, for the structures under study, using a truss in the frame with buckling restrained braces reduces the amount of residual inter-story drift changed from 1.33 percent to 0.58 percent.

Keywords

Frame, Buckling restrained braces earthquake, Residual inter-story drift, Time history analysis



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 هم‌مرکز 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 به‌کار 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.

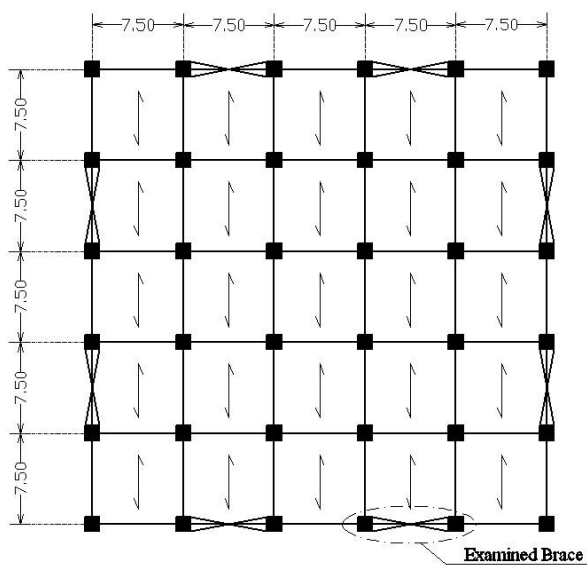
در قاب‌های فولادی ساده که نیروی جانبی زلزله توسط مهاربند‌های هم مرکز تحمل می‌شود، اساساً کارایی مهاربند فشاری به علت وقوع کمانش تا حد زیادی از دست می‌رود. در مهاربند‌های کمانش تاب یک هسته فولادی تسلیم شونده توسط مصالح دیگری محاط شده است به گونه‌ای که امکان کمانش برای هسته وجود ندارد و به علاوه امکان 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 [۸ و ۹]. موارد متعددی از مطالعات آزمایشگاهی برای بررسی رفتار قاب‌های مهاربندی شده با چیدمان مختلف مهاربند‌ها انجام شده است [۴ و ۱۰]. این مطالعات نشان داده‌اند

که مهاربند‌های کمانش 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 کمانش تاب را نیز گزارش کرده‌اند. همچنین، پژوهشگران زیادی در مطالعات عددی رفتار قاب‌های دارای مهاربند کمانش 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 [۱۱-۱۳].

هر چند آیین‌نامه‌های جاری سعی نموده‌اند که هم جنبه‌های اجرایی مهاربند کمانش تاب را لحاظ کنند و هم الزامات خود را به گونه‌ای ارائه کنند که این سیستم قابلیت اعتماد مشابه با سایر سیستم‌های مقاوم لرزه‌ای را داشته باشد، اما ضعف این مهاربند‌ها در خصوص ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها و لذا اثر آن روی دریافت باقی مانده و تشکیل طبقه نرم همچنان جای تحقیق دارد [۱۴]. پس از تسلیم مهاربند‌های کمانش تاب در زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و همچنین ممکن است دریافت در یک طبقه متمرکز گردد. در برخی مطالعات عددی روی سیستم‌های قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب تحت زلزله طرح (با احتمال وقوع کمتر از ۱۰ درصد در ۵۰ سال)، دریافت باقی مانده بیش از نیم درصد و تحت حداکثر زلزله محتمل (با احتمال وقوع کمتر از ۲ درصد در ۵۰ سال) دریافت باقی مانده بیش تر از ۱ درصد گزارش شده است [۱۴ و ۱۵]. مطالعات آزمایشگاهی بر روی قاب‌های دارای مهاربند کمانش تاب نشان داده که تحت اثر زلزله طرح مقدار دریافت باقی مانده حدود ۰/۱۳ و تحت حداکثر زلزله محتمل عدد مذکور برابر ۰/۲۷ بوده است [۱۶].

در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای سیستم دارای یک خرپای قائم الاستیک همراه قاب با مهاربند‌های کمانش تاب بررسی می‌شود. پاسخ‌های حاصل از این سیستم تحت اعمال زلزله با پاسخ‌های قاب با مهاربند کمانش تاب بدون خرپای الاستیک مقایسه می‌شود. وجود یک خرپای قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تقریباً یکسان در همه طبقات شود. در چنین سیستمی، پای خرپای قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرپای قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای

بین مهاربند کمانش تاب با خط افقی کاهش می‌یابد که برای مقابله با نیروی جانبی یکسان، مقدار نیاز نیروی محوری کم‌تری را می‌طلبد. توجه شود که در این حالت در هر دهنه مدل المان محدود در هر طبقه یک مهاربند وجود دارد و به علاوه برای کامل شدن خرپای قائم از اعضای خطی قائم دیگری در فاصله ۲/۵ متر از ستون سمت راست در طبقات بالای طبقه اول استفاده شده است. کلیه تیرها و مهاربندها به صورت دو سر مفصل مدل شدند. برای طراحی اعضا از آیین نامه AISC و برای بار لرزه‌ای از آیین نامه ASCE استفاده شد [۱۸ و ۱۹]. سازه شامل ساختمان ۵، ۷ و ۱۰ طبقه است و ارتفاع هر طبقه ۳/۵ متر است. مشخصات نوع خاک و سایر پارامترهای مورد بررسی در جدول (۱) آورده شده است.

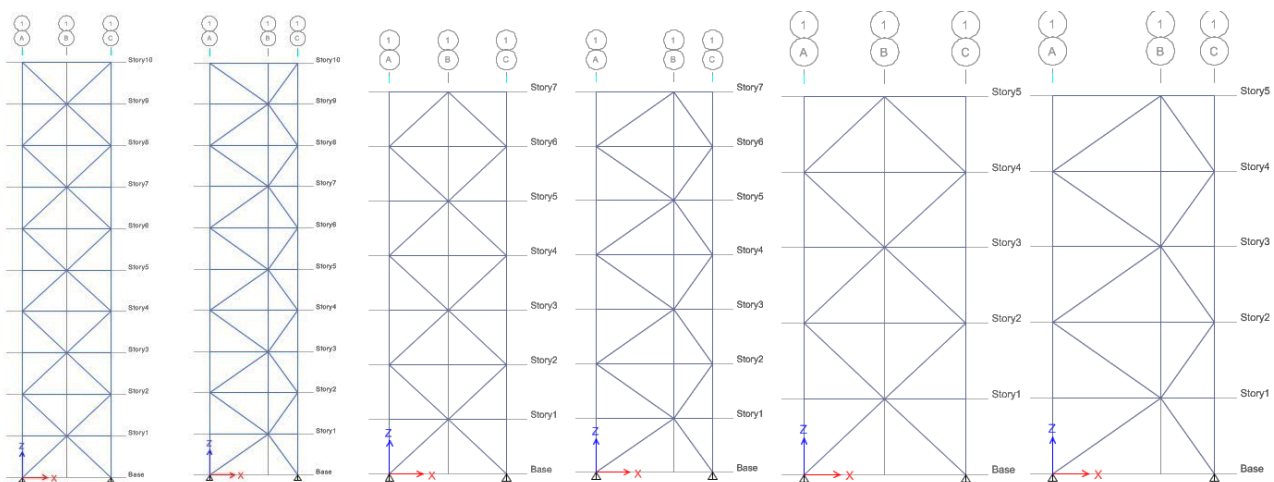


شکل ۱- پلان ساختمان‌های مورد تحقیق

در محدوده الاستیک باقی می‌ماند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شود و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های مورد تحقیق در ابتدا طبق آیین نامه های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی تحت اثر نگاهت‌های زلزله و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد.

۲- سازه‌های مورد تحقیق

پلان فرضی ساختمان‌های مورد تحقیق در این پژوهش در شکل (۱) قابل مشاهده است. سازه در هر دو جهت در پلان متقارن و دارای ۵ دهنه در هر جهت است. تعداد طبقات ساختمان‌ها ۵، ۷ و ۱۰ طبقه است. بار زنده و مرده طبقات به ترتیب برابر ۲۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع است. برای مدل‌سازی عددی از نرم افزار ETABS استفاده شد [۱۷] و صرفاً یکی از دهانه‌های مهاربند شده به صورت دو بعدی مدل شد. در سازه متداول که فاقد خرپای قائم است، از مهاربندی به حالت X دو طبقه ای استفاده شد که در آن طول دهانه (آکس به آکس ستون) ۷/۵ متر است که توسط دو مهاربند کمانش تاب به صورت ۷ یا ۸ با طول مساوی اشغال شده است. اما در سازه دارای خرپای قائم، دهانه مذکور به دو قسمت به عرض ۲/۵ و ۵ متر تقسیم شده است که عرض ۲/۵ متر به خرپای قائم الاستیک اختصاص دارد که علت این موضوع ایجاد طول بیش‌تر برای عضو مهاربند کمانش تاب و لذا طول بیش‌تر تسلیم شونده در این عضو است (شکل (۲)). همچنین در این صورت زاویه

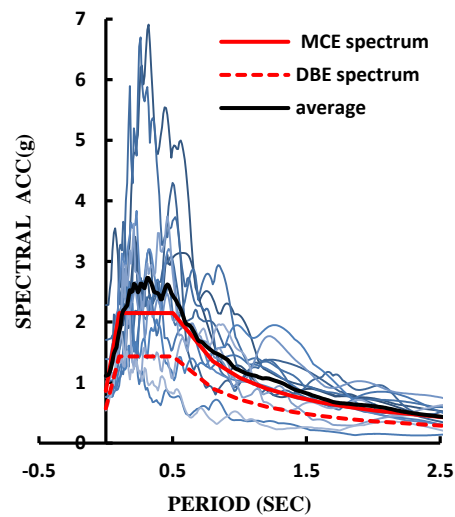


شکل ۲- نمای قاب‌های مورد تحقیق (به جز مهاربندهای تشکیل دهنده خرپای الاستیک، سایر مهاربندها در همه سازه‌ها از نوع کمانش تاب هستند).

جدول ۱- مقادیر پارامترهای طراحی سازه

مقدار	پارامتر
۱	ضریب اهمیت
۱/۱۴	S_{DS}
۰/۵۲	S_{D1}
D	نوع منطقه لرزه‌ای
۷	ضریب رفتار
۰/۵	ضریب C_D

ضریب اهمیت ساختمان برابر عدد یک، گروه بندی لرزه‌ای از نوع D و ساختمان مسکونی است. از تحلیل طیفی برای تعیین نیروهای طرح استفاده شد که طیف طرح در شکل (۳) مشاهده می‌شود.



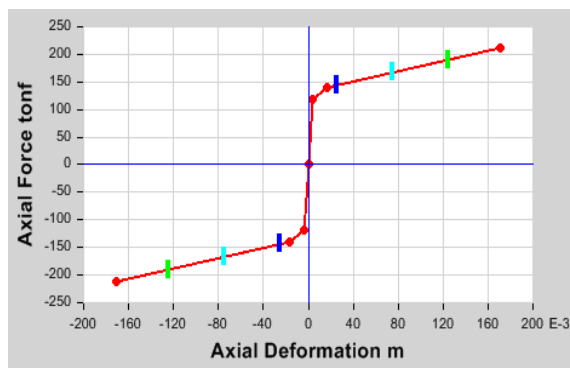
شکل ۳- طیف طرح، طیف حداکثر زلزله محتمل و طیف پاسخ زلزله‌ها

طراحی خرپای قائم باید به گونه‌ای باشد که اعضای آن تحت اثر نیروهای جانبی تسلیم نشوند. یک راه‌حل ساده برای تحقق این موضوع، به‌کارگیری ضریب اضافه مقاومت است که در این مورد حدوداً عدد ۲ مورد نظر است. لذا در طراحی اعضای خرپای قائم، نسبت نیاز به ظرفیت اعضا حدود ۰/۴۵ در نظر گرفته شد؛ در طراحی سایر اعضا نظیر تیرها، ستون‌ها و مهاربندهای کمانش تاب، همچنین در سازه بدون خرپای قائم نسبت نیاز به ظرفیت اعضا حدود ۰/۹ لحاظ شد. چنانچه در دو یا چند طبقه مقاطع مهاربندهای کمانش تاب یکسان طرح شود، احتمال وقوع طبقه نرم افزایش می‌یابد. دلیل این موضوع چنین است که نیاز برش طبقه پایین‌تر بیشتر از طبقه بالاتر است و

چنانچه اعضای باربر جانبی در هر دو طبقه یکسان باشند، لذا تمرکز تغییرشکل‌ها در طبقه زیرین اتفاق می‌افتد. در این پژوهش طرح مهاربندکمانش تاب در هر طبقه با طبقه‌ی دیگر متفاوت بود، به عبارت دیگر تیپ بندی مهاربندها به صورت تک طبقه‌ای انجام شد. تنش تسلیم مصالح فولاد مهاربند کمانش تاب ۲۳۰ مگاپاسگال و سایر اعضای فولادی ۳۵۰ در نظر گرفته شد. سهم بار ثقلی مربوط به قاب مدل‌سازی شده به صورت بار متمرکز در گره طبقات اعمال شد. نظر به این‌که در پلان ساختمان مفروض چهار دهانه مشابه در راستای X برای تحمل بار جانبی در نظر گرفته شده است، لذا ضریب جرم در نرم افزار به گونه‌ای داده شد که یک چهارم جرم کل هر طبقه برای هر طبقه از قاب مدل‌سازی شده لحاظ گردد. برش دینامیکی حاصل از تحلیل طیفی با ۰/۸۵ برابر برش پایه حاصل از تحلیل استاتیکی معادل همپایه شد. مشخصات اعضای سازه طراحی شده در جدول (۲) و (۳) آورده شده است.

۳- تحلیل غیرخطی

برای انجام تحلیل غیرخطی، مفاصل پلاستیک محوری به مهاربندهای کمانش 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 ۴- منحنی بک بون نیرو جابجایی برای یک مهاربند نمونه

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

جدول ۲- مشخصات اعضای فولادی سازه طراحی شده

تعداد طبقه	شماره طبقه	آکس A	آکس B	آکس C	سطح مقطع BRB (cm ²)	طول ناحیه تسلیم شونده (m)	مقطع خرپای صلب	مقطع ستون	سطح مقطع BRB (cm ²)	طول ناحیه تسلیم شونده (m)
۵	ST1	W33x141	-	W33x241	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W33x141	۶۷/۷	۳/۵۹
	ST2	W33x141	W10x26	W33x221	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x50	W33x141	۵۱/۶	۳/۵۹
	ST3	W24x68	W10x22	W33x130	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x50	W24x68	۵۱/۶	۳/۵۹
	ST4	W24x62	W10x22	W33x118	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x40	W24x68	۳۲/۳	۳/۵۹
	ST5	W6x9	W10x22	W33x141	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x3	W6x9	۲۵/۸	۳/۵۹
۷	ST1	W33x241	-	W36x487	۱۰۶/۵	۴/۲۷	W18x86	W27x281	۹۶/۸	۳/۵۹
	ST2	W33x241	W12x30	W36x487	۹۰/۳	۴/۲۷	W18x76	W27x281	۸۳/۹	۳/۵۹
	ST3	W33x169	W12x30	W33x318	۹۰/۳	۴/۲۷	W18x76	W21x166	۸۳/۹	۳/۵۹
	ST4	W33x152	W12x30	W33x291	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W21x166	۶۴/۵	۳/۵۹
	ST5	W24x76	W12x30	W33x152	۶۴/۵	۴/۲۷	W18x71	W21x83	۶۴/۵	۳/۵۹
	ST6	W24x76	W12x30	W33x152	۴۱/۹	۴/۲۷	W16x50	W21x73	۳۲/۳	۳/۵۹
	ST7	W8x18	W8x21	W12x45	۳۲/۳	۴/۲۷	W16x40	W12x19	۳۲/۳	۳/۵۹
۱۰	ST1	W33x354	-	W36x487	۱۲۲/۶	۴/۲۷	W18x86	W36x487	۱۲۲/۶	۳/۵۹
	ST2	W33x354	W12x45	W36x487	۱۰۳/۲	۴/۲۷	W18x76	W36x487	۱۰۳/۲	۳/۵۹
	ST3	W33x241	W12x40	W33x318	۱۰۳/۲	۴/۲۷	W18x76	W33x318	۱۰۳/۲	۳/۵۹
	ST4	W33x241	W12x40	W33x318	۷۱/۰	۴/۲۷	W18x71	W33x318	۷۱/۰	۳/۵۹
	ST5	W33x201	W12x40	W33x221	۷۱/۰	۴/۲۷	W18x71	W33x221	۷۱/۰	۳/۵۹
	ST6	W33x201	W12x40	W33x221	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x65	W33x221	۵۸/۱	۳/۵۹
	ST7	W33x130	W12x40	W33x152	۵۸/۱	۴/۲۷	W18x65	W33x152	۵۸/۱	۳/۵۹
	ST8	W33x130	W12x40	W33x152	۴۸/۴	۴/۲۷	W18x55	W33x152	۴۸/۴	۳/۵۹
	ST9	W16x45	W12x30	W27x84	۴۸/۴	۴/۲۷	W12x35	W16x50	۴۸/۴	۳/۵۹
	ST10	W16x45	W12x30	W27x84	۲۹/۰	۴/۲۷	W12x35	W16x50	۲۹/۰	۳/۵۹

جدول ۳- مشخصات طراحی سازه‌ها

۱۰ طبقه		۷ طبقه		۵ طبقه		پارامتر
W/O truss	With truss	W/O truss	With truss	W/O truss	With truss	
۳۵	۳۵	۲۴/۵	۲۴/۵	۱۷/۵	۱۷/۵	ارتفاع کل
۲۹۸۰	۲۸۷۰	۱۹۹۰	۱۹۷۰	۱۳۴۰	۱۳۵۰	وزن لرزه‌ای مدل
۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۳۷	۰/۰۰۳۹	۰/۰۰۲۹	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۲۱	دریفت طراحی الاستیک
۱/۴۸	۱/۵۴۱	۱/۰۲۸	۰/۹۶۹	۰/۷۲۴	۰/۶۹۸	زمان تناوب اصلی (ثانیه)

آن قرار دارد. برای جلوگیری از تسلیم قسمت الاستیک خطی، سطح مقاطع آن نسبت به سطح مقطع هسته بایستی افزایش یابد. در این تحقیق سطح مقطع ناحیه غیر تسلیم شونده دو برابر سطح مقطع هسته تسلیم شونده لحاظ گردید [۲۰]. مقاومت تسلیم مورد انتظار فولاد $1/2fy$ لحاظ شد. منحنی مشخصه طرح تنش کرنش فولاد هسته مهاربند کمانش تاب در شکل (۵)

نیروی محوری هستند و هیچگونه مقاومتی برای تحمل نیروهای خمشی و پیچشی ندارند. المان‌ها از دو قسمت میله ای در امتداد هم تشکیل شده است. یک قسمت با رفتار الاستیک خطی و قسمت دیگر ناحیه تسلیم شونده (هسته) می‌باشد. طول قسمت غیرخطی $0/7$ برابر طول کل المان و طول قسمت الاستیک خطی $0/3$ برابر طول کل المان است که در دو طرف هسته و در امتداد

قرار می‌دهد و همچنین می‌تواند بر سازه‌های مجاور اثرگذار باشد. طبق آنچه توسط انجمن مهندسان سازه کالیفرنیا اظهار شده، محدودیت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در UBC1976 اضافه شد تا تضمینی برای انسجام سازه باشد و همچنین خسارات اعضای غیرسازه‌ای نظیر شیشه‌ها و دیوارهای غیربرابر را محدود نماید [۲۳]. نمودار پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای سازه‌ها که از مجموعه نگاشت‌ها حاصل شده و همچنین مقادیر حاصل از تحلیل طیفی که در طراحی بکار رفته است، در شکل (۶) ترسیم شده است.

جدول ۴- مشخصات زلزله های مورد استفاده

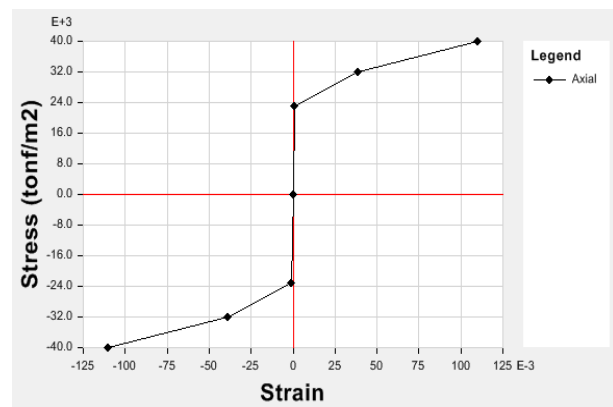
زلزله	سال	مدت (s)	ایستگاه	M
Imperial Valley	۱۹۷۹	۱۰۰	Delta	۶/۵
Imperial Valley	۱۹۷۹	۳۹	El centro Array#11	۶/۵
Kobe, Japan	۱۹۹۵	۴۱	Shin- Osaka	۶/۹
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۲۷/۲	Duzce	۷/۵
Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۳۰	Arcelik	۷/۵
landers	۱۹۹۲	۴۴	Yermo Fire Station	۷/۳
Loma Prieta	۱۹۸۹	۴۰	Gilroy Array	۶/۹
Superstition Hills	۱۹۸۷	۴۰	El Centro Imp. Co.	۶/۵
Superstition Hills	۱۹۸۷	۲۲/۳	Poe Road (temp)	۶/۵
Chi chi, Taiwan	۱۹۹۹	۹۰	Chy101	۷/۶

حداکثر مقدار مجاز برای جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه تحت مجموعه نگاشت‌های زلزله سطح MCE رقم ۳ درصد یک هدف آرمانی خواهد بود. برای لحاظ نمودن این موضوع، یک شاخص به نام شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$I = \frac{Drift_R}{MIDR} \quad (1)$$

که در آن $Drift_R$ (جابجایی نسبی بام) عبارت است از جابجایی بام تقسیم بر ارتفاع کل سازه و $MIDR$ حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه است. چنانچه شاخص I به عدد یک نزدیک‌تر باشد، مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای طبقات تغییرات کم‌تر داشته (مقادیر آن به یکدیگر نزدیک بوده) و رفتار بهتر خواهد داشت؛ البته، همچنان مقدار جابجایی نسبی بین طبقه‌ای طبقات باید محدودیت حداکثر آیین نامه‌ها را تامین کند. مقادیر شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای برای سازه‌های مورد بررسی در جدول (۵) ذکر شده است. به طور متوسط مقدار شاخص

مشاهده می‌شود. برای انجام تحلیل تاریخیچه زمانی، تعدادی نگاشت زلزله مورد نیاز است. برای این منظور، تعداد ۱۰ رکورد از نگاشت‌های زلزله حوزه دور که توسط FEMAP695 دسته‌بندی شده است، انتخاب شد [۲۱]. شتاب‌نگاشت‌ها مطابق ضوابط ASCE برای زلزله سطح MCE مقیاس سازی شدند. دوره بازگشت حداکثر زلزله محتمل ۲۴۷۵ سال است که احتمال وقوع آن ۲ درصد در هر ۵۰ سال می‌باشد که این سطح زلزله مطابق توصیه آیین نامه‌های جدید نظیر آیین نامه سازه بلند لس‌آنجلس است [۲۲]. تاریخیچه زمانی رکوردها از پایگاه داده PEER اخذ شدند که مشخصات آن در جدول (۴) مشاهده می‌شود. مقیاس‌سازی رکوردها به گونه‌ای صورت گرفت که از زمان تناوب $0.7T$ الی $1/5T$ (T زمان تناوب اصلی نوسان سازه است) متوسط طیف پاسخ شتاب حاصل از نگاشت‌ها کم‌تر از طیف هدف نباشد. شایان ذکر است که پس از انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی، نسبت نیاز به ظرفیت اعضای سازه‌ای که فاقد مفصل پلاستیک بودند، کمتر از واحد بود که نشان می‌دهد، این اعضا الاستیک باقی می‌مانند.



شکل ۵- منحنی مشخصه تنش کرنش فولاد طراحی برای مهاربند کماتش تاب

۴- تحلیل پاسخ‌های سازه

پس از انجام تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی تحت اثر نگاشت‌های زلزله، از پاسخ‌های مختلف سازه برای مجموعه نگاشت‌ها متوسط گرفته شد. مقدار جابجایی جانبی بین طبقه‌ای توسط آیین‌نامه‌ها دارای محدودیت است. جابجایی جانبی سازه و جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه می‌تواند سه پیامد نامطلوب را در پی داشته باشد. جابجایی جانبی ساختمان، اعضای سازه‌ای نظیر ستون‌ها را تحت تأثیر قرار می‌دهد و موجب آسیب سازه‌ای می‌شود، جابجایی ساختمان اعضای غیرسازه‌ای را تحت تأثیر

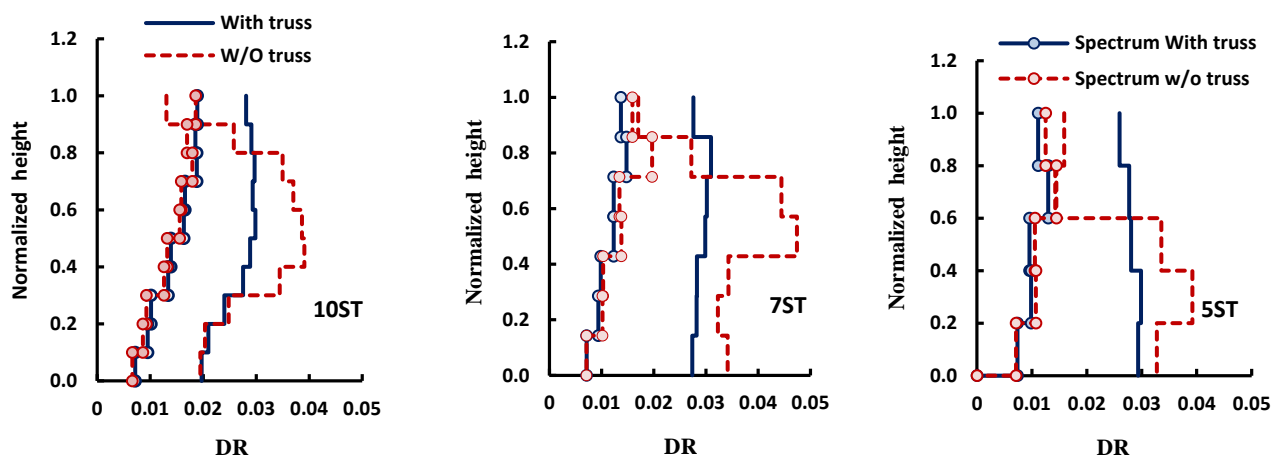


مذکور در اثر بکارگیری خرابای الاستیک حدود ۳۰ درصد بهبود نشان می‌دهد.

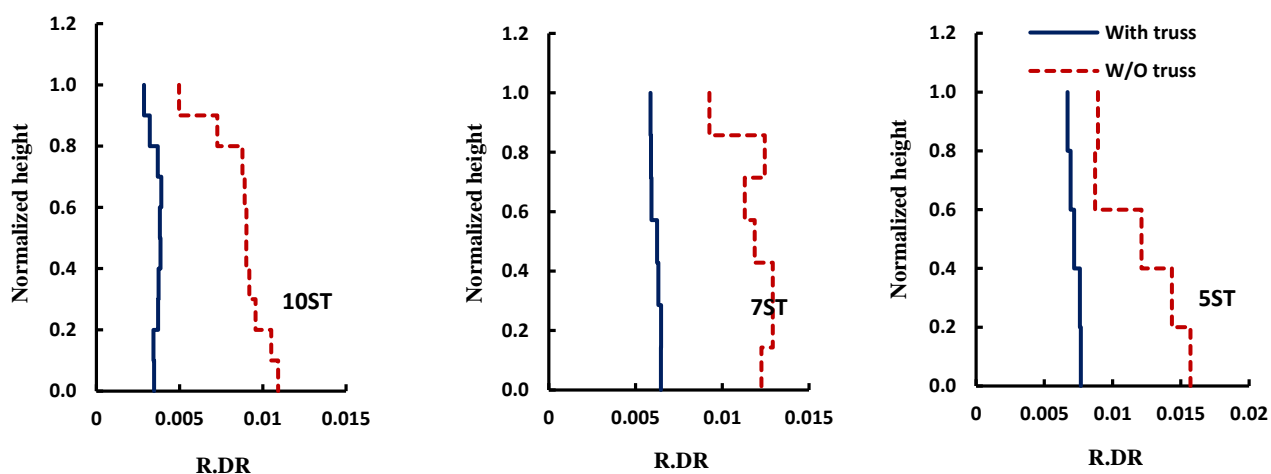
جدول ۵- مقادیر شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه ای برای سازه‌های مورد بررسی

نوع	طبقه ۳	طبقه ۷	طبقه ۱۰
بدون خرابای قائم	۰/۶۷	۰/۶۶	۰/۶۶
با خرابای قائم	۰/۹۲	۰/۸۵	۰/۸۳

جابجایی نسبی باقی‌مانده بین طبقه ای نسبتاً زیاد در قاب‌های دارای مهاربند کمانش‌تاب پس از وقوع زلزله یکی از معایب این قاب‌ها به‌شمار می‌آید. دستورالعمل سازه بلند لس‌آنجلس الزام دارد که قدرمطلق حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده سازه تحت اثر یک مجموعه از نگاشت‌های زلزله از عدد یک کمتر باشد. نمودار متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در ارتفاع سازه‌ها در شکل (۷) ترسیم شده است.



شکل ۶- متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه تحت مجموعه نگاشت‌ها و حاصل از تحلیل طیفی در طراحی



شکل ۷- نمودار متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی‌مانده در ارتفاع سازه‌ها تحت اثر نگاشت‌ها

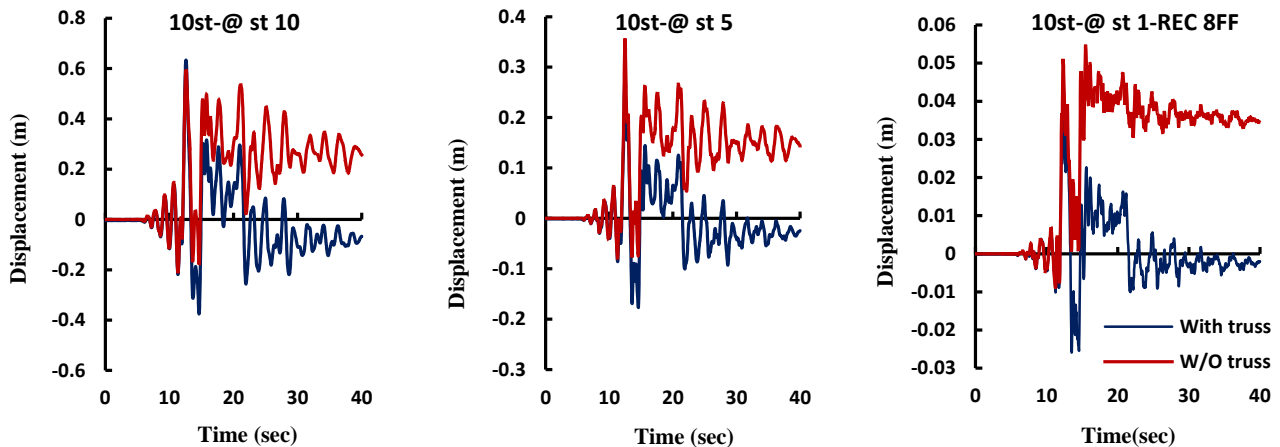
به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد. از دیدگاه برخی صاحب‌نظران، چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه ای ماندگار سازه پس از زلزله از حدود ۰/۵ درصد فراتر برود، هزینه‌های تخریب کامل سازه و احداث مجدد ساختمان از هزینه‌های تعمیر و مقاوم‌سازی مجدد سازه با جابجایی ماندگار کمتر است [۲۴]. تاریخچه زمانی جابجایی جانبی طبقات اول، پنجم و دهم سازه

مشاهده می‌شود که مقدار حداکثر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی‌مانده در سازه ۵، ۷ و ۱۰ طبقه فاقد خرابای قائم به ترتیب حدود ۱/۶، ۱/۳ و ۱/۱ است که با به‌کارگیری رویکرد خرابای قائم، مقادیر مذکور به ۰/۷، ۰/۶۵ و ۰/۴ درصد کاهش می‌یابد، یعنی به‌طور متوسط برای همه سازه‌ها مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی‌مانده از عدد ۱/۳۳ درصد

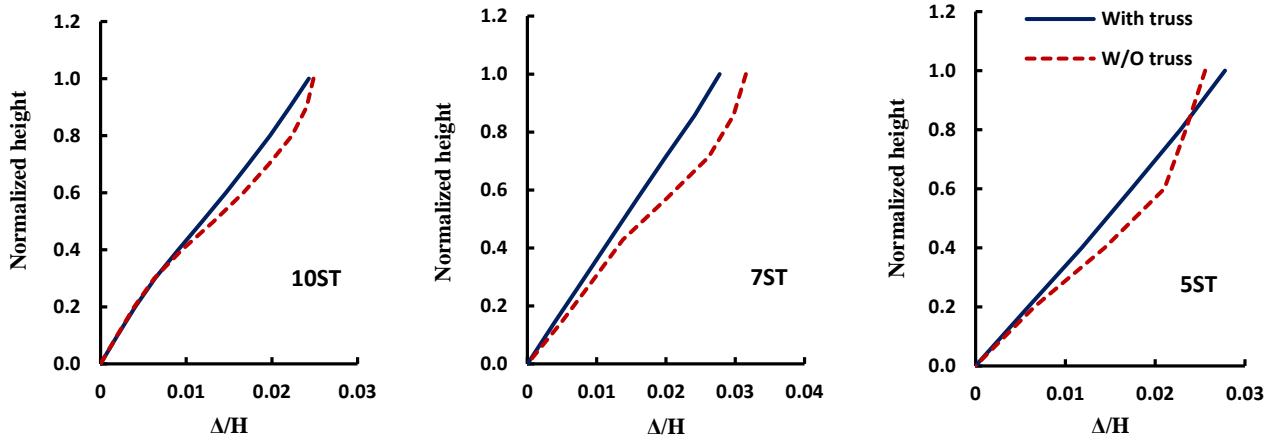
سازه) است. شیب نمودار جابجایی در حدود اواسط ارتفاع ساختمان در سازه بدون خرپای قائم کاهش نسبتاً قابل ملاحظه‌ای نشان می‌دهد که این موضوع به دلیل افزایش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در این نواحی است؛ در نواحی نزدیک بام شیب آن افزایش نشان می‌دهد که علت آن کاهش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در نزدیک بام است. شیب نمودار جابجایی جانبی سازه دارای خرپای قائم تقریباً یکنواخت به نظر می‌رسد که این موضوع به علت عملکرد خرپای قائم است.

ده طبقه با و بدون خرپای قائم تحت زلزله کوبه در شکل (۸) نشان داده شده است. مشاهده می‌شود وجود خرپای قائم مقدار جابجایی جانبی را در طول مدت زلزله و به ویژه در انتهای مدت زمان زلزله در سازه به طور قابل ملاحظه‌ای کاهش می‌دهد.

نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی سازه‌ها در شکل (۹) نشان داده شده است. محور قائم ارتفاع نرمال شده و محور افقی جابجایی نرمال شده (جابجایی هر طبقه تقسیم بر ارتفاع کل



شکل ۸- تاریخچه زمانی جابجایی جانبی طبقات اول، پنجم و دهم سازه ده طبقه با و بدون خرپای قائم تحت زلزله کوبه



شکل ۹- نمودار متوسط پوش جابجایی جانبی سازه‌ها تحت اثر نگاشت‌ها

سقف طبقه اول رخ می‌دهد که از شتاب تراز پایه بیش تر است و در ترازهای بالاتر روند کاهشی دارد. حداکثر شتاب در سازه‌های ۵، ۷ و ۱۰ طبقه با خرپای قائم به مقدار نظیر آن در سازه بدون خرپای قائم به طور متوسط حدود ۱۵ درصد کاهش نشان می‌دهد.

متوسط پوش نیروی برشی نرمال شده طبقات تحت اثر

برخی از اعضای غیرسازه‌ای نظیر جان‌پناه، سقف کاذب، بویلرها و مخازن آب به مقدار شتاب طبقه حساس هستند. شکل (۱۰) مقدار متوسط پوش قدرمطلق شتاب جانبی طبقات را در ارتفاع سازه نشان می‌دهد. روند کلی شتاب طبقات در هر دو رویکرد دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً یکسان است. حداکثر شتاب طبقات در سازه بدون خرپای قائم در

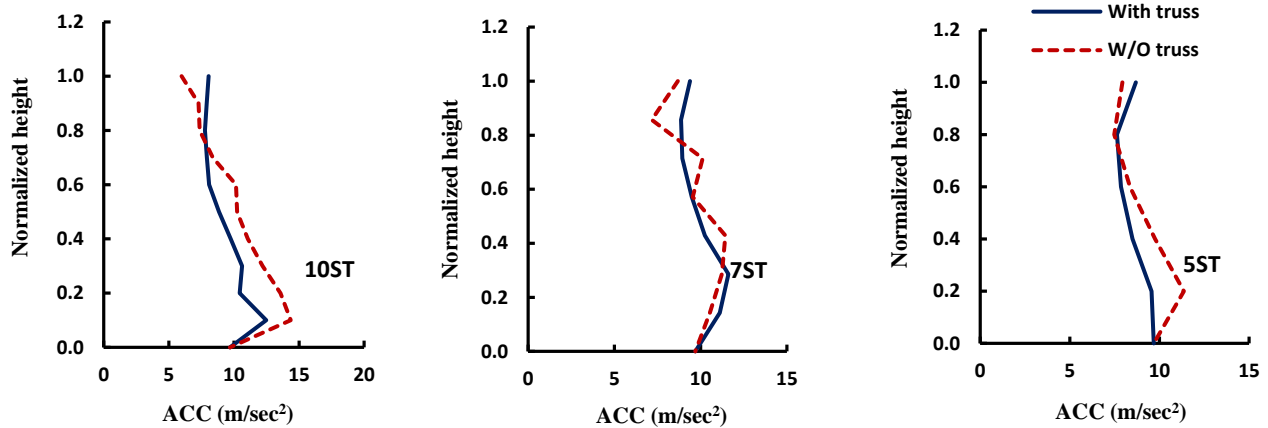


که مقدار لنگر واژگونی طبقات در حالت با و بدون خرپای قائم دارای اختلاف ناچیزی است.

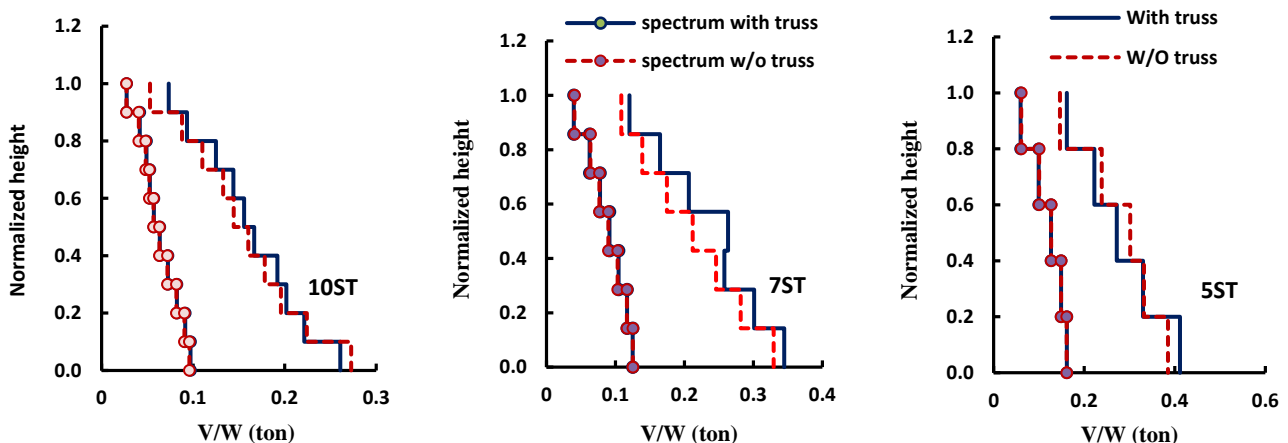
نمودار جابجایی استاتیکی غیر خطی سازه‌های دارای خرپای الاستیک و بدون خرپای الاستیک تحت یک بار افزون جانبی مثلثی معکوس در شکل (۱۳) ترسیم شده است. جابجایی هدف در بام سازه حدود ۴ درصد ارتفاع سازه لحاظ شده است. مشاهده می‌شود که برای هر سه ارتفاع ساختمان‌ها، سختی الاستیک سازه‌ها در هر دو رویکرد مورد بررسی تقریباً یکسان است و مقاومت تسلیم سازه بدون خرپای الاستیک تقریباً ۶ درصد بیشتر از مقاومت تسلیم سازه دارای خرپای الاستیک است که علت آن تعداد کمتر مهاربندهای کماتش تاب در حالت دوم است. سختی پساتسلیم سازه دارای خرپای الاستیک تقریباً دو برابر سختی متناظر سازه بدون خرپای الاستیک است که این موضوع موجب رفتار بهتر سازه خواهد شد.

زلزله برای سازه‌ها در شکل (۱۱) نشان داده شده است. منحنی نیروی برشی طبقات در ارتفاع سازه از یک الگوی تقریباً مثلثی پیروی می‌کند و اختلاف بین برش پایه در سازه دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً ناچیز است. متوسط برش پایه حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی حدوداً $2/8$ برابر مقدار برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی است. این موضوع می‌تواند به علت استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح در تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی، وقوع کرنش-سختی در فولاد تسلیم شونده مهاربند کماتش تاب، همچنین اختلاف متوسط طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها در سطح حداکثر زلزله محتمل نسبت به طیف طرح مورد استفاده در تحلیل طیفی باشد.

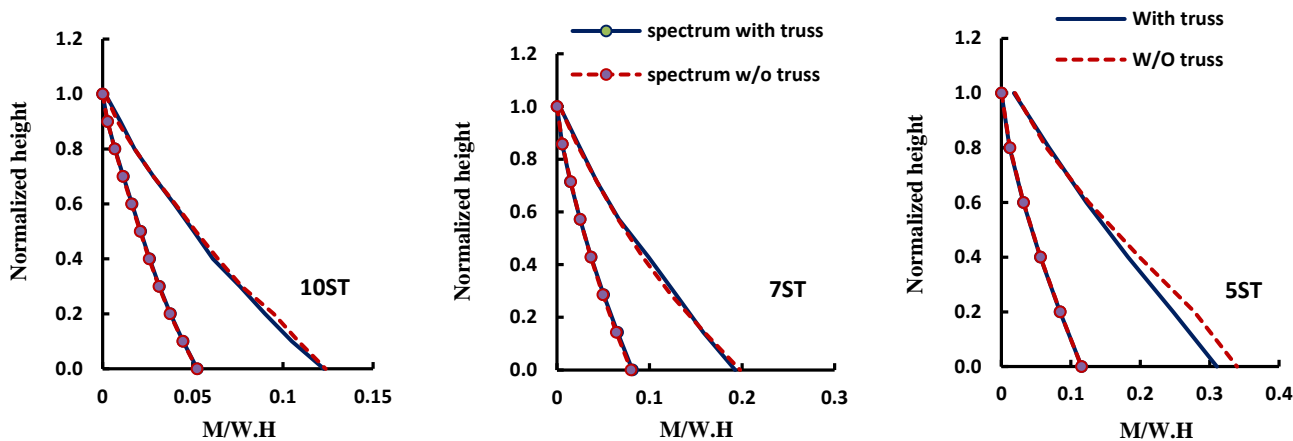
شکل (۱۲) متوسط پوش لنگر واژگونی طبقات را در ارتفاع سازه‌ها نشان می‌دهد. در محور افقی، مقدار لنگر بر حاصل ضرب وزن لرزه‌ای در ارتفاع سازه نرمال شده است. مشاهده می‌شود



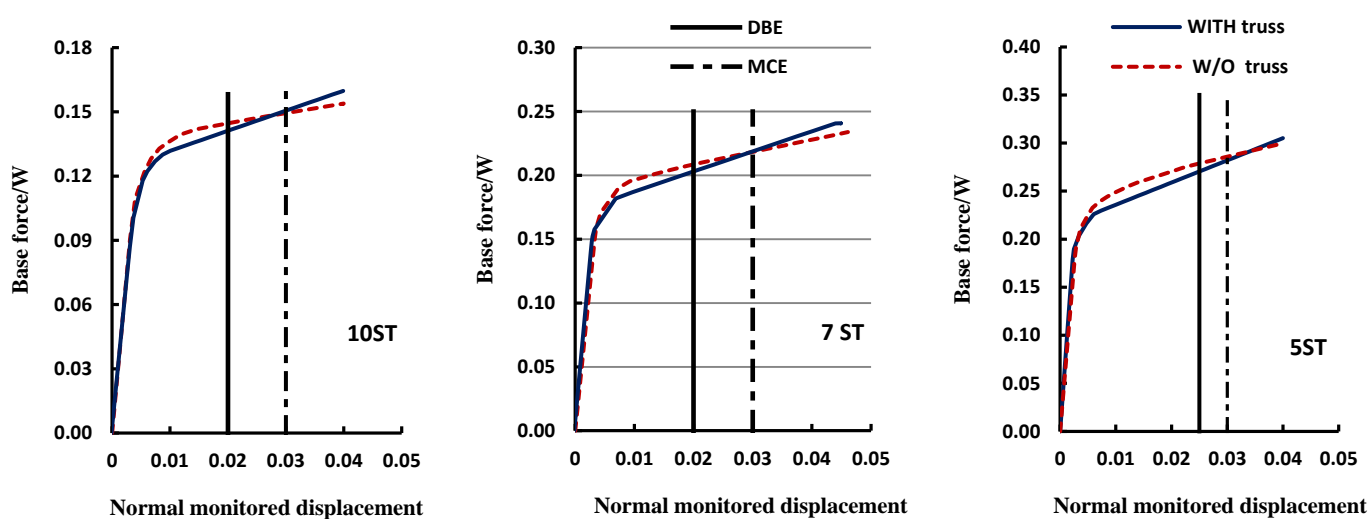
شکل ۱۰- متوسط پوش قدرمطلق شتاب جانبی طبقات در ارتفاع سازه تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۱- متوسط پوش نیروی برشی طبقات تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۲- متوسط پوش لنگر واژگونی طبقات تحت اثر نگاشت‌ها



شکل ۱۳- منحنی بار افزون تحلیل الاستیکی غیر خطی سازه‌ها

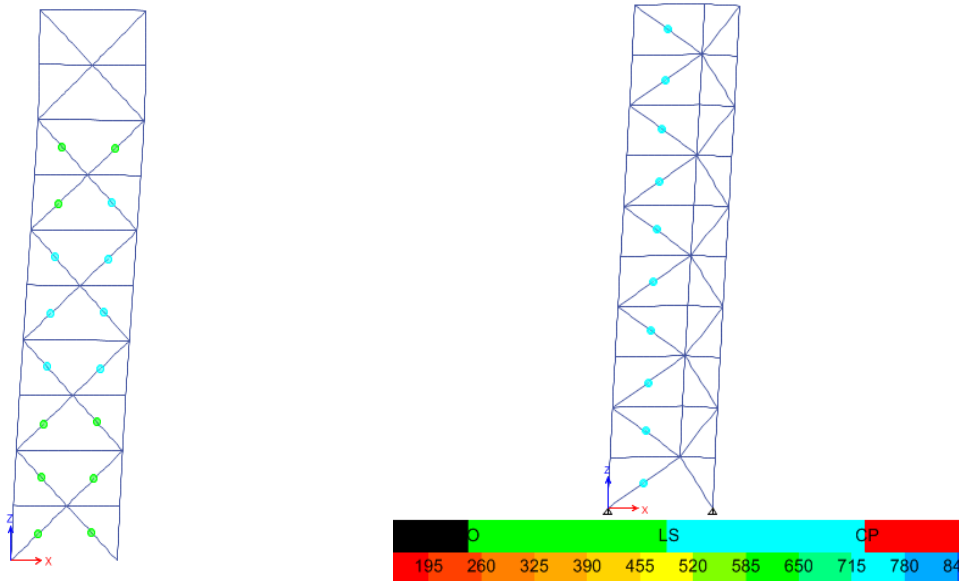
سیستمی که جابجایی نسبی بین طبقه‌ای آن در همه طبقات تقریباً یکسان است، خسارت‌های غیر سازه‌ای و سازه‌ای شدیدتری حادث می‌شود. پس از تسلیم مهاربندها در قاب‌های دارای مهاربندهای کم‌انحراف تحت زلزله‌های شدید، ناچیز بودن سختی پسا تسلیم آنها موجب ناتوانی سازه در برگشت به حالت اولیه شده و امکان جابجایی ماندگار قابل توجه وجود دارد. بنابراین تلاش محققان بر آن است که در قاب‌های مهاربندی شده هم مرکز با مهاربندهای کم‌انحراف، جابه‌جایی ماندگار کاهش یابد و از تمرکز جابجایی سازه در یک یا چند طبقه خاص جلوگیری گردد. یکی از روش‌های کاهش جابجایی ماندگار به کارگیری خرپای الاستیک قائم الاستیک است. در این پژوهش پاسخ لرزه‌ای قاب با مهاربندهای کم‌انحراف با و بدون خرپای قائم الاستیک بررسی می‌شود. وجود یک خرپای قائم قوی که اساساً رفتار الاستیک داشته باشد می‌تواند موجب

شکل (۱۴) نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد سازه ۱۰ طبقه را به عنوان نمونه در جابجایی بام ۳ درصد را نشان می‌دهد. طیف رنگ شکل مذکور سطح عملکرد سازه را به نمایش می‌گذارد. مشاهده می‌شود که در سازه بدون خرپای قائم سطوح مختلف عملکرد در طبقات مختلف رخ می‌دهد در حالی که در سازه دارای خرپای الاستیک، سطح عملکرد همه مهاربندهای کم‌انحراف تقریباً یکسان است که این موضوع رفتار بهتری را به نمایش می‌گذارد.

۵- نتیجه گیری

تحت اثر زلزله شدید، در قاب‌های مهاربندی شده کم‌انحراف هم مرکز احتمال وقوع مکانیزم طبقه نرم در اثر زلزله‌های قوی قابل توجه است. چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در یک یا چند طبقه محدود از یک سازه متمرکز گردد، در مقایسه با





شکل ۱۴- نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد سازه ۱۰ طبقه تحت بار جانبی مثلثی معکوس در دررفت بام ۳ درصد

یعنی به طور متوسط برای همه سازه‌ها مقدار جابجایی نسبی بین طبقه ای باقی مانده از عدد ۱/۳۳ درصد به عدد ۰/۵۸ درصد کاهش نشان می‌دهد. از دیدگاه برخی صاحب نظران، چنانچه جابجایی نسبی بین طبقه‌ای ماندگار سازه پس از زلزله از حدود ۰/۵ درصد فراتر برود، هزینه‌های تخریب کامل سازه و احداث مجدد ساختمان از هزینه‌های تعمیر و مقاوم سازی مجدد سازه با جابجایی ماندگار کمتر است.

متوسط پوش نیروی برشی نرمال شده طبقات تحت اثر زلزله برای سازه‌ها نشان می‌دهد برش پایه در سازه دارای خرپای قائم و بدون خرپای قائم تقریباً یکسان است. به طور متوسط، برش پایه حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی حدوداً ۲/۸ برابر مقدار برش پایه حاصل از روش تحلیل طیفی است. این موضوع می‌تواند به علت استفاده از مقاومت مورد انتظار مصالح در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی، وقوع کرنش-سختی در فولاد تسلیم شونده مهاربند کمانش تاب، همچنین اختلاف متوسط طیف پاسخ شتاب زلزله‌ها در سطح حداکثر زلزله محتمل نسبت به طیف طرح مورد استفاده در تحلیل طیفی باشد.

نمودار جابجایی استاتیکی غیر خطی سازه‌های دارای خرپای الاستیک و بدون خرپای الاستیک تحت یک بار افزون جانبی مثلثی معکوس نشان می‌دهد برای هر سه ارتفاع ساختمان‌ها، سختی الاستیک سازه‌ها در هر دو رویکرد مورد بررسی تقریباً یکسان است و مقاومت تسلیم سازه بدون خرپای الاستیک تقریباً ۶ درصد بیشتر از مقاومت تسلیم سازه دارای خرپای الاستیک

ایجاد جابجایی نسبی بین طبقه‌ای تقریباً یکسان در همه طبقات تحت اثر زلزله شود. در چنین سیستمی، پای خرپای قائم الاستیک به صورت مفصلی به زمین اتصال می‌یابد، به گونه‌ای که امکان دوران برای کل خرپا مهیا است؛ کلیه اعضای خرپای قائم از جمله اعضای مورب تحت نیروی لرزه‌ای در محدوده الاستیک باقی می‌مانند، در حالی که سایر مهاربندها که از نوع کمانش تاب هستند، در زلزله‌های شدید به ناحیه پلاستیک وارد می‌شود و شکل‌پذیری و اتلاف انرژی را برای سیستم تأمین می‌کنند. سازه‌های ۵، ۷ و ۱۰ طبقه در ابتدا طبق آیین نامه‌های طراحی متداول طراحی می‌شوند و سپس با تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت اثر نگاشت‌های زلزله در سطح حداکثر زلزله محتمل و همچنین تحلیل استاتیکی غیرخطی نتایج مورد بررسی و تحلیل قرار می‌گیرد که نتایج زیر را بدست می‌دهد:

به طور متوسط مقدار حداکثر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای سازه‌ها در اثر به کارگیری خرپای الاستیک حدوداً بیش از ۳۰ درصد کاهش نشان می‌دهد. در سازه فاقد خرپای قائم، مقادیر جابجایی نسبی بین طبقه‌ای دارای پراکنندگی بیشتری نسبت به سازه دارای خرپای الاستیک است. به طور متوسط مقدار شاخص تمرکز جابجایی نسبی بین طبقه‌ای در اثر به کارگیری خرپای الاستیک حدود ۳۰ درصد بهبود نشان می‌دهد. مقدار حداکثر متوسط پوش جابجایی نسبی بین طبقه‌ای باقی مانده در سازه ۵، ۷ و ۱۰ طبقه فاقد خرپای قائم به ترتیب حدود ۱/۶، ۱/۳ و ۱/۱ است که با به کارگیری رویکرد خرپای قائم، مقادیر مذکور به ۰/۷، ۰/۶۵ و ۰/۴ درصد کاهش می‌یابد،

- [12] 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, No. 9, pp. 1205–1214.
- [13] Kiggins, S. and Uang, C.M. (2006), "Reducing Residual Drift of Buckling-Restrained Braced Frames as a Dual System", *Engineering Structures*, Vol. 28, No. 11, pp. 1525–1532.
- [14] Sabelli R. (2004), "Recommended Provisions for Buckling-Restrained Braced Frames", *Engineering Journal*, AISC, Vol. 41, No. 4, pp. 155–175.
- [15] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Seismic Response and Performance of Buckling-Restrained Braced Frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1195–1204.
- [16] Fahnestock, L.A., Sause, R. and Ricles, J.M. (2007), "Experimental Evaluation of a Large-Scale Buckling-Restrained Braced Frame", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 133, No. 9, pp. 1205–1214.
- [17] ETABS, Version 16.1.1., (2016), Computers and Structures, Inc.: Berkeley, California, USA.
- [18] ASCE/SEI 7-10, (2010), Minimum design loads for buildings and other structures, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.
- [19] AISC, (2010), Seismic provision for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction: Chicago.
- [20] Bosco, M. and Marino, E.M. (2013), "Design Method and Behavior Factor for Steel Frames with Buckling Restrained Braces", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 42, pp. 1243–1263.
- [21] FEMA P695, (2009), Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project). Federal Emergency Management Agency: Washington D.C.
- [22] LATBSDC, (2011), "An Alternative Procedure for Seismic Analysis and Design of Tall Buildings Located in the Los Angeles Region", Los Angeles Tall Buildings Structural Design Council.
- [23] Bachman, R.E., Hamburger, R.O. and Kircher, C. (2001), "Seismology Committee Background and Position Regarding 1997 UBC Eq. 30-7 and Drift", *Structural Engineers Association of California*.
- [24] McCormick, J., Aburano, H., Ikenaga, M. and Nakashima, M. (2008), "Permissible Residual Deformation Levels for Building Structures Considering Both Safety and Human Elements", *Proceedings of the 14th World Conference Earthquake Engineering*, Paper No. 05-06-0071, Beijing, China.

است که علت آن تعداد کمتر مهاربندهای کمانش تاب در حالت دوم است. سختی پساتسلیم سازه دارای خربای الاستیک تقریباً دو برابر سختی متناظر سازه بدون خربای الاستیک است که این موضوع موجب رفتار بهتر سازه خواهد شد. در سازه بدون خربای قائم سطوح مختلف عملکرد در طبقات مختلف رخ می‌دهد، در حالی که در سازه دارای خربای الاستیک، سطح عملکرد همه مهاربندهای کمانش تاب تقریباً یکسان است که این موضوع رفتار بهتری را به نمایش می‌گذارد.

۷- مراجع

- [1] Khatib, I.F., Mahin, S.A. and Pister, K.S. (1988), "Seismic Behavior of Concentrically Braced Frames", Rep. UCB/EERC-88/01, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [2] Chen, C.H. and Mahin, S.A. (2012), "Performance-Based Seismic Demand Assessment of Concentrically Braced Steel Frame Buildings", PEER Rep. 2012/103, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [3] Lai, J.-W., Chen, C.H. and Mahin, S.A. (2010), "Experimental and Analytical Performance of Concentrically Braced Steel Frames", *Proceedings of the Structures Congress*, ASCE, Reston, VA, pp. 2339–2350.
- [4] Uriz, P. and Mahin, S.A. (2008), "Toward Earthquake-Resistant Design of Concentrically Braced Steel-Frame Structures", PEER Rep. 2008/08, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA.
- [5] Popov, E.P., Ricles, J.M., and Kasai, K. (1992), "Methodology for Optimum EBF Link Design", *Proceedings of the 10th World Conference on Earthquake Engineering*, CRC Press/Balkema, Rotterdam, Netherlands.
- [6] Tremblay, R. (2003), "Achieving a Stable Inelastic Seismic Response for Multi-Story Concentrically Braced Steel Frames", *Engineering Journal*, American Institute of Steel Construction, Vol. 40, No. 2, pp. 111–129.
- [7] Tremblay, R. and Merzouq, S. (2004), "Dual Buckling Restrained Braced Steel Frames for Enhanced Seismic Response", *Proceedings of the Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Yokohama, Japan.
- [8] Aiken, I.D., Mahin, S.A. and Uriz, P. (2002), "Large-Scale Testing of Buckling-Restrained Braced Frames", *Proceedings of the Japan Passive Control Symposium*, Tokyo Institute of Technology, Japan, pp. 35–44.
- [9] 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.
- [10] 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.
- [11] 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*, Vol. 137, No. 5, pp. 589–599.

