

کاربرد دیوار برشی فولادی در ساختمان‌های بلند با سیستم سازه‌ای مهار بازویی

وحید خوش کلام

دانشجوی کارشناسی ارشد، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

v.khoshkalam@iiees.ac.ir

اکبر وائقی

دانشیار، پژوهشکده سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

Vasseghi@iiees.ac.ir

کلیدواژه‌ها: رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های بلند، سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی، مهارهای بازویی مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد

چکیده

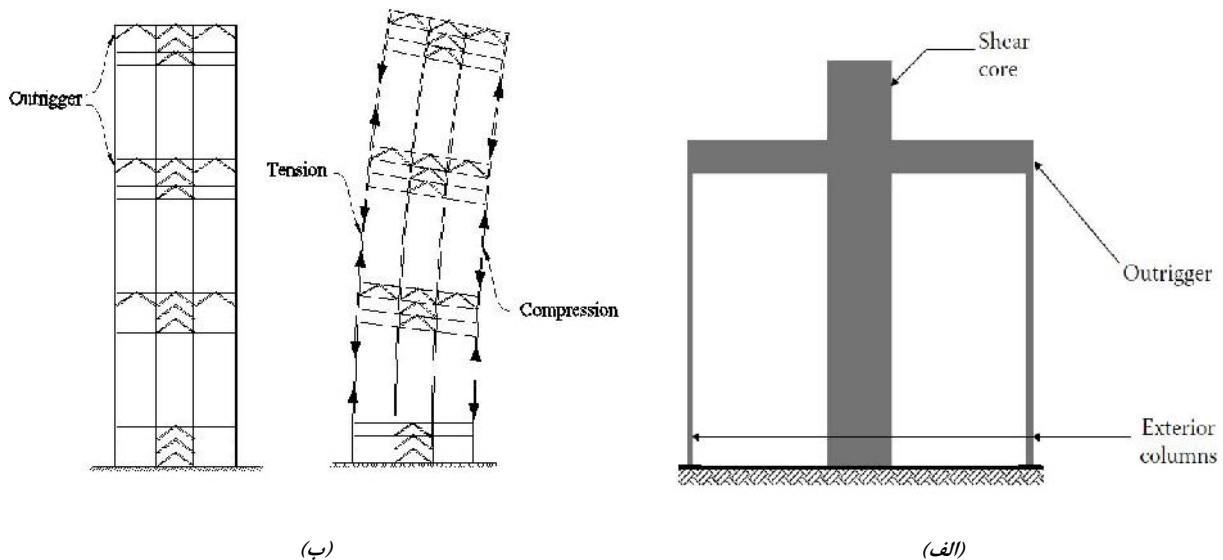
با افزایش ارتفاع ساختمان موضوع سختی سیستم سازه‌ای بیش‌ازپیش مورد اهمیت قرار می‌گیرد و کنترل تغییر مکان‌های جانبی و دریافت طبقات مشکل خواهد شد. استفاده از مهارهای بازویی در ترازهای مختلف ساختمان‌های بلند، با افزایش عمق خمشی ساختمان به‌واسطه انتقال مقداری از نیروهای واژگونی به ستون‌های خارجی، به‌عنوان راهکاری مؤثر در کنترل تغییر مکان‌های جانبی شناخته شده است. هدف اصلی این مطالعه، مقایسه رفتار لرزه‌ای دو سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر و دیوارهای برشی فولادی در حضور مهارهای بازویی است. در این مقاله رفتار لرزه‌ای یک ساختمان ۴۰ طبقه با دو سیستم سازه‌ای فوق‌الذکر به همراه مهارهای بازویی کهدر هر دو سیستم سازه‌ای در تراز طبقات ۲۰، ۳۰ و ۴۰ قرار گرفته‌اند، بررسی شده است. رفتار لرزه‌ای ساختمان‌های مذکور بر اساس عملکرد آن‌ها در زلزله با استفاده از تحلیل‌های تاریخچه زمانی بر روی مدل‌های غیرخطی سیستم‌های سازه‌ای فوق، توسط هفت شتاب‌نگاشت بررسی شده است. عملکرد لرزه‌ای دو ساختمان از طریق مقایسه حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در طبقات، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی باقی‌مانده در طبقات و حداکثر شتاب مطلق طبقات مورد بررسی قرار گرفته است. با توجه به نتایج به‌دست‌آمده، برای دستیابی به رفتار لرزه‌ای قابل‌قبول در سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، به‌کارگیری المان‌های مهاربند کمانش‌ناپذیر در مقاومت‌های بسیار بالا و متعاقباً ابعاد بسیار بزرگ، ضروری است. این در حالی است که عملکرد لرزه‌ای قابل‌قبول در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی و با استفاده از ورق‌های فولادی با ضخامت‌های معمول، قابل‌دستیابی است و به نظر می‌رسد که جایگزین مناسبی از لحاظ اقتصادی برای سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش‌ناپذیر باشد.

مقدمه

سیستم سازه‌ای متشکل از مهارهای بازویی، شکل اصلاح‌شده‌ی قاب‌های مهاربندی‌شده و قاب‌های همراه با دیوار برشی است، که باعث بهبود رفتار خمشی آن‌ها می‌شود. این سیستم از یک هسته مرکزی (که می‌تواند مهاربندی‌شده یا دیوار برشی باشد) و مهارهای بازویی افقی که هسته را به ستون‌های پیرامونی متصل می‌کند، تشکیل شده است (شکل ۱-الف). در هنگام اعمال بار جانبی، مهارهای بازویی که به ستون‌های پیرامونی متصل هستند، در مقابل دوران آزاد هسته مقاومت می‌کنند و باعث می‌شوند رفتار سیستم مشابه یک تیر طره‌ای خالص نباشد و تغییر مکان جانبی و لنگر در هسته از حالتی که هسته به‌تنهایی در برابر بار جانبی مقاومت کند، کمتر شود. در این صورت لنگر خمشی خارجی دیگر به‌تنهایی توسط هسته مرکزی تحمل نخواهد شد و سهم قابل‌توجهی از آن به‌وسیله‌ی کوپل ایجادشده توسط نیروهای محوری کششی و فشاری در ستون‌های متصل به مهار بازویی تحمل خواهد شد (شکل ۱-ب). بنابراین عمق خمشی ساختمان برای تحمل لنگر خمشی خارجی با ایجاد کشش در ستون‌های سمت باد و فشار در ستون‌های پشت به باد، افزایش پیدا کرده و این ویژگی علاوه بر افزایش پایداری ساختمان، باعث کاهش تغییر مکان جانبی و لنگر هسته می‌شود. گاهی برای افزایش سختی این سیستم، از دو یا چند مهار بازویی در ترازهای مختلف ساختمان استفاده می‌شود. در این صورت در هر تراز از ارتفاع سازه که مهار بازویی وجود دارد، از دوران هسته جلوگیری می‌شود و گیرداری ایجادشده در این

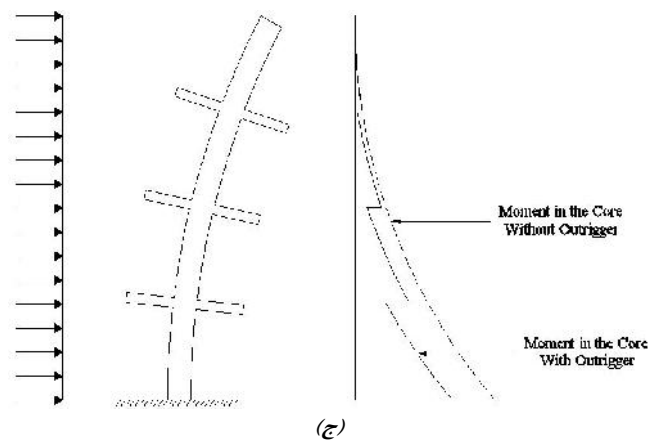


طبقات منحنی لنگر هسته را چندین بار به عقب می‌کشد. در اثر انتقال بیشتر نیروهای جانبی به صورت نیروهای محوری در ستون‌های پیرامونی، از لنگر خمشی هسته در پای ساختمان به مقدار قابل توجهی کاسته می‌شود (شکل ۱-ج). با افزایش تعداد مهارهای بازویی رفتار یکپارچه هسته و ستون‌های پیرامونی بهتر تأمین شده و در مقایسه با سازه‌های دارای یک مهار بازویی دارای مقاومت جانبی بیشتری می‌باشند. توصیه می‌شود به جای استفاده از یک مهار بازویی با صلبیت خمشی بسیار زیاد، از دو یا سه مهار بازویی با انعطاف پذیری بیشتر استفاده شود تا جهش در مقادیر لنگر خمشی هسته آن قدر زیاد نباشد که باعث پدید آمدن طبقه ضعیف در طبقات مجاور مهار بازویی گردد.



(ب) افزایش عمق خمشی ساختمان به واسطه کوپل ناشی از نیروهای محوری ستون‌های متصل به مهار بازویی

(الف) سیستم سازه‌ای مهار بازویی



(ج) جهش در مقادیر لنگر خمشی هسته در اثر حضور مهارهای بازویی در ترازهای مختلف
شکل ۱: سیستم سازه‌ای مهار بازویی

موقعیت بهینه مهارهای بازویی

موضوع موقعیت بهینه برای مهارهای بازویی در این سیستم سازه‌ای از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است و تا کنون مورد توجه محققین بسیاری بوده است. در مطالعات صورت گرفته، روش‌هایی بر اساس روابط ریاضی و اصول تحلیل سازه برای آنالیز ساختمان‌های بلند با سیستم مهار بازویی ارائه شده است، که در آن‌ها فرضیاتی در نظر گرفته شده که کاربرد آن‌ها را به شناخت کلی از رفتار سازه تحت بارگذاری جانبی محدود می‌کند. از جمله این فرضیات، یکسان بودن مقاطع کلی سازه در ارتفاع ساختمان و رفتار الاستیک سازه و بارگذاری استاتیکی می‌باشد.

(Stafford Smith B (1981), Hoenderkamp JCD (2003), Zhang Jie (2008))

این فرضیات هر چند در مراحل اولیه برای شناخت رفتار سازه تحت بار جانبی به صورت استاتیکی مناسب می‌باشند لیکن در ساختمان‌های واقعی ساخته شده با این سیستم سازه‌ای چنین فرضیاتی لحاظ نشده است. همچنین موقعیت بهینه مهارهای بازویی برای اهداف مختلف مانند

کاهش تغییر مکان‌ها در سازه، کاهش لنگر فونداسیون هسته و یا کاهش نیروها در سازه منحصربه‌فرد نمی‌باشد و در ساختمان‌های واقعی ساخته‌شده با این سیستم، مهارهای بازویی به‌ندرت در موقعیت بهینه خود قرار گرفته‌اند. در ضمن در صورت استفاده از چند مهار بازویی در ارتفاع ساختمان موقعیت بهینه منحصربه‌فردی برای تک‌تک مهارهای بازویی وجود ندارد. مسائل مربوط به معماری و کاربری ساختمان نیز از جمله عواملی هستند که باعث می‌شوند نتوان مهارهای بازویی را همیشه در موقعیت بهینه برای هدف مورد نظر قرارداد. مثلاً قرار دادن مهارهای بازویی در بالاترین طبقه ساختمان‌های بلند که کمترین تأثیر را بر کاهش تغییر مکان‌های جانبی سازه دارد، در اکثر مواقع به دلایل ذکر شده محل قرارگیری عملی آن‌ها هستند. لذا می‌توان گفت بحث موقعیت بهینه برای این سیستم سازه‌ای یک بحث تئوری و حل‌شده می‌باشد که برای هر ساختمان با مشخصات و شرایط مربوط به خود باید مورد بررسی قرار گیرد.

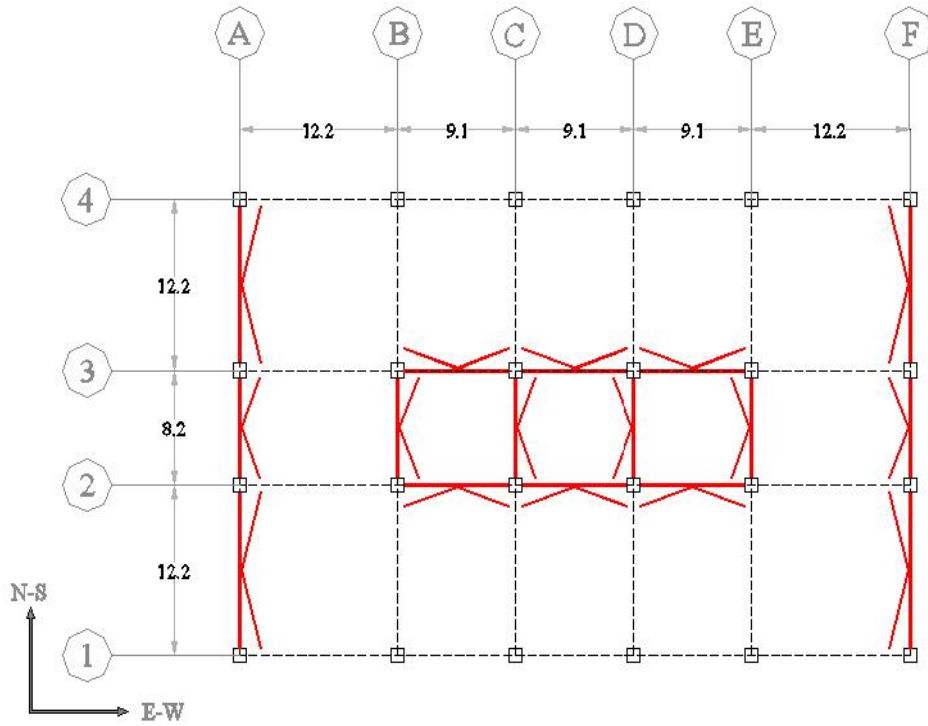
همچنین تمرکز مطالعات در این سیستم سازه‌ای در ساختمان‌های فولادی بر روی استفاده از مهاربندهای معمولی بوده است، که معمولاً گزینه مناسبی برای پاسخگویی به نیازهای طراحی در سیستم سازه‌ای ساختمان‌های بلند نمی‌باشند. در این مقاله رفتار این سیستم سازه‌ای و استفاده از مفهوم آن برای بهبود عملکرد سیستم‌های سازه‌ای مطرح همچون دیوار برشی فولادی و مهاربندهای کمانش ناپذیر که گزینه‌های منطقی و مناسبی برای سیستم سازه‌ای ساختمان‌های بلند به شمار می‌آیند، مورد بررسی قرار گرفته است.

ساختمان مورد مطالعه

ساختمان مورد مطالعه در این مقاله یک ساختمان ۴۰ طبقه فولادی با کاربری مسکونی در شهر لس‌آنجلس ایالت کالیفرنیا در غرب ایالات متحده آمریکا با خطر لرزه‌خیزی نسبتاً زیاد می‌باشد. این ساختمان در مطالعات تکمیلی پروژه TBI سازمان تحقیقاتی PEER مورد مطالعه بوده است. مشخصات کلی مربوط به این ساختمان شامل موقعیت ساختگاه و پارامترهای مورد استفاده در برآورد نیروهای لرزه‌ای از گزارش منتشر شده توسط سازمان تحقیقاتی PEER برداشت شده است. طول و عرض جغرافیایی محل ساختگاه جهت تعیین مقادیر S_s و S_1 به ترتیب برابر $118/25$ و $34/05$ می‌باشد. ساختمان مذکور بر روی خاک نوع C بر اساس تقسیم‌بندی NEHRP قرار گرفته است. (پارامترهای S_s و S_1 به ترتیب برابر شتاب طیفی در $0/2$ و 1 ثانیه در محل ساختگاه با توجه به نقشه‌های پهنه‌بندی خطر زلزله در ایالات متحده آمریکا می‌باشند. مقادیر فوق با در اختیار داشتن طول و عرض جغرافیایی محل سایت پروژه در وب‌سایت USGS قابل دسترسی است). سیستم سازه‌ای این برج در دو جهت عمود بر هم شمال-جنوب و شرق-غرب تعبیه شده است. در جهت شمال-جنوب از ۶ قاب سه دهانه موازی مطابق شکل ۱ استفاده شده است که المان‌های باربر جانبی به‌عنوان هسته در هر ۶ قاب در دهانه وسط قرار گرفته‌اند. مهارهای بازویی نیز در دو قاب پیرامونی در آکس‌های A و F در ترازهای ۲۰، ۳۰ و ۴۰ قرار گرفته‌اند. در جهت شرق-غرب نیز از ۴ قاب ۵ دهانه مطابق شکل ۲ استفاده شده است که المان‌های باربر جانبی در دو قاب میانی و در سه دهانه وسط تعبیه شده‌اند. پلان تیپ طبقات ساختمان، مستطیلی به طول $51/8$ و عرض $32/6$ متر با مساحت کلی 1690 مترمربع می‌باشد. همچنین ارتفاع کلی ساختمان به 166 متر می‌رسد. بارگذاری لرزه‌ای در طراحی اولیه ساختمان‌های مذکور با دو سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر و دیوار برشی فولادی بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10 انجام شده است. الزامات طراحی لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای فوقین بر اساس ضوابط آیین‌نامه AISC341-10 در هر مورد لحاظ شده است. مشخصات کلی ساختمان و پارامترهای مورد استفاده در برآورد نیروی زلزله در جدول ۲ آورده شده است.

ساختمان مورد نظر در نرم‌افزار SAP2000 به‌صورت سه‌بعدی مدل‌سازی شده است. در ساختمان با سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر، المان‌های مهاربندی کمانش ناپذیر به‌صورت شورون ۸ در دهانه‌های مشخص شده، قرار گرفته‌اند. در این سیستم سازه‌ای هسته مهاربندهای کمانش ناپذیر به‌عنوان تنها المان‌های شکل‌پذیر می‌باشند و سایر المان‌ها بر اساس ظرفیت نهایی آن‌ها طراحی و به‌صورت الاستیک مدل‌سازی شده‌اند. از مهاربندهای کمانش ناپذیر با ظرفیت‌های مقاومتی مختلف در محدوده 4564 kN (سطح مقطع هسته 174 cm²) در طبقات پایین و 845 kN (سطح مقطع 39 cm²) در طبقات بالا مطابق با تقاضای لرزه‌ای آن‌ها استفاده شده است. در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی نیز ورق‌های جان تنها المان‌های شکل‌پذیر در نظر گرفته شده‌اند. در طراحی دیوارهای برشی فولادی با محدودیت اجرایی ضخامت ورق‌های جان روبه‌رو هستیم. به دلیل مشکلات اجرایی در ساخت و نصب دیوارهای برشی فولادی با ضخامت‌های بسیار کم، حداقل ضخامت اجرایی برای ورق‌های جان، ۶ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. با استفاده از ورق‌های فولادی با تنش تسلیم پایین، تا حدودی شرایط تسلیم آن‌ها را در ارتفاع ساختمان ایجاد شده است. به دلیل کاهش در تنش تسلیم ورق‌های فولادی، ضخامت مورد نیاز در آن‌ها بیشتر شده و استفاده از ورق‌های فولادی با ضخامت حداقل ۶ میلی‌متر توجیه‌پذیر است. در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی، از ورق‌های فولادی با ضخامت‌های ۱۰، ۸ و ۶ میلی‌متر در ورق‌های جان استفاده شده است. در مدل‌سازی دیوارهای برشی فولادی از روش نواری استفاده شده است. در این روش ورق‌های فولادی جان توسط نوارهایی که نماینده مقاومت بعد از کمانش ورق‌های فولادی و توسعه میدان کششی می‌باشند، مدل می‌شود. تیرها در ساختمان‌های مذکور از مقاطع استاندارد W و بر اساس ظرفیت نهایی المان‌های شکل‌پذیر طراحی شده‌اند. به دلیل تقاضای لرزه‌ای بسیار زیادی که با در نظر گرفتن ظرفیت نهایی المان‌های شکل‌پذیر در ارتفاع ساختمان در ستون‌های این سیستم‌های سازه‌ای اعمال می‌شود، از باکس‌های فولادی پر شده توسط بتن با مقاومت بالا استفاده شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در المان‌های سازه‌ای در جدول ۱ نشان داده شده است.





شکل ۲: پلان طبقات ۲۰، ۳۰ و ۴۰ ساختمان در حضور مهارهای بازویی

جدول ۱: مشخصات مصالح مورد استفاده در سیستم‌های سازه‌ای

تیر	W Section ASTM A992/A992M , $F_y=345$ MPa
ستون	BOX Section ASTM A992/A992M , $F_y=345$ MPa High Strength Concrete $f'_c=70$ MPa
هسته مهاربندهای کمانش ناپذیر	$F_y=262$ MPa
ورق‌های جان در دیوار برشی فولادی	$F_y=165$ MPa

جدول ۲: مشخصات کلی و پارامترهای مورد نیاز در برآورد نیروهای لرزهای

Number of Story	40
Typical Story Height	4.1 m
First Story Height	5.5 m
Total Height	166 m
S_1	0.6 g
S_5	1.7175 g
Site Class	C
F_a	1
F_v	1.3
S_{MS}	1.7175 g
S_{M1}	0.78 g
S_{DS}	1.145 g
S_{D1}	0.52 g
Risk Category	II
Seismic Importance Factor	1
Seismic Design Category	D
Seismic Weight	359555 kN

انتخاب و مقیاس شتاب‌نگاشت‌ها

جهت مطالعه تأثیر مهارهای بازویی در رفتار لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای فوق، از تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی در سطح خطر Maximum Considered Earthquake، مطابق راهنمای TBI استفاده شده است. مشخصات زلزله‌های منتخب که به‌عنوان نماینده بیشینه زلزله محتمل در محل سایت ساختمان مورد مطالعه، در نظر گرفته شده‌اند، در جدول ۳ نشان داده شده است. شتاب‌نگاشت‌ها به روش Amplitude Scaling بر روی طیف مربوط به بیشینه زلزله محتمل بر اساس آیین‌نامه ASCE/SEI 7-10 مقیاس شده‌اند. از آنجاکه تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی کاملاً به مسیر بار وابسته هستند، بارگذاری زلزله در ادامه بار ثقلی به سازه اعمال شده و در تمام تحلیل‌ها اثر P-Delta لحاظ شده است. در هر دو ساختمان شتاب‌نگاشت‌ها با شدت یکسانی به سازه اعمال شده‌اند.

جدول ۳: مشخصات مربوط به هفت شتاب‌نگاشت و ایستگاه‌های ثبت آن‌ها به همراه ضرایب مقیاس

Record Set	Earthquake	Station	M _w	R (km)	PGA (g)	Scale Factor
1	Chi-Chi , Taiwan	TCU045	7.6	26	0.52	2.78
2	Denali , Alaska	TAPS Pump Station #10	7.9	8.9	0.42	1.47
3	Imperial Valley	EL Centro Array #11	6.5	12.5	0.4	2.78
4	Kocaeli , Turkey	Duzce	7.5	15.4	0.33	1.64
5	Landers	Yermo Fire Station	7.3	23.6	0.22	1.77
6	Loma Prieta	Saratoga Aloha	6.9	8.5	0.49	2.37
7	Manjil , Iran	Abbar	7.4	12.6	0.55	2.38

تحلیل و تفسیر نتایج

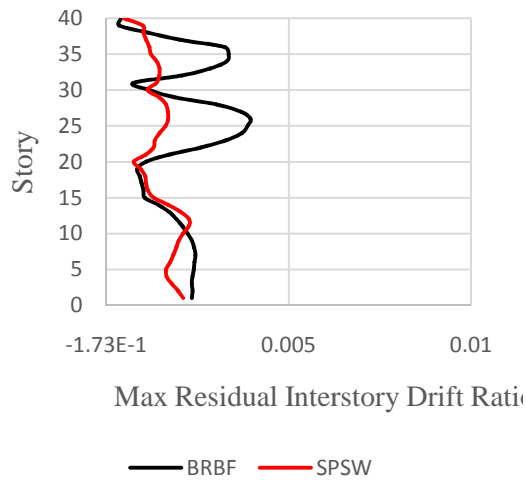
مقایسه مقادیر میانگین پاسخ مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در هر دو سیستم سازه‌ای در شکل ۳-الف نشان داده شده است. در راهنمای TBI، حداکثر مقدار مجاز این پارامتر برای جلوگیری از فروپاشی ساختمان در سطح خطر بیشینه زلزله محتمل، برابر ۳٪ ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است، که این پارامتر در هر دو سیستم سازه‌ای در محدوده مجاز می‌باشد. با توجه به نمودار، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی در تراز طبقات ۲۰، ۳۰ و ۴۰ به دلیل حضور مهارهای بازویی و گیرداری که این المان‌ها در برابر چرخش هسته ایجاد می‌کنند، کاهش یافته است. میزان جهش در منحنی تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، در ساختمان با سیستم سازه‌ای مهاربندهای کم‌انحراف بیشتر از سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی می‌باشد و در عوض تحذب نمودار در بین مهارهای بازویی در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی کمتر می‌باشد. استفاده از ورق‌های فولادی با ضخامت ۶ میلی‌متر در مهارهای بازویی سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی، ضمن انتقال نیروهای کنترل شده به ستون‌های پیرامونی از طریق تسلیم آن‌ها در حوزه میدان کششی، مکانیسم مورد انتظار در آن‌ها حاصل شده است. این موضوع هرچند باعث شده است که کاهش تغییر مکان‌ها در موقعیت مهارهای بازویی به اندازه مهاربندهای کم‌انحراف ناپذیر نباشند، لیکن نقش آن‌ها در کاهش تغییر مکان جانبی نسبی در ارتفاع ساختمان، به‌وضوح دیده می‌شود.

پارامتر دیگری که در راهنمای TBI به‌عنوان یک معیار پذیرش در ساختمان‌های بلند معرفی شده است، حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی باقی‌مانده در طبقات می‌باشد. محدوده مجاز تعیین شده برای این پارامتر با هدف ایمنی ساختمان در به وجود آمدن تغییر مکان‌های جانبی اضافی بعد از وقوع زلزله، ۱٪ ارتفاع طبقه در نظر گرفته شده است. میانگین آخرین حداقل و حداکثر دامنه ارتعاش آزاد هر طبقه، به‌عنوان تغییر مکان جانبی باقی‌مانده در آن طبقه در نظر گرفته شده است. میانگین پاسخ مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در شکل ۳-ب نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است این پارامتر در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی به‌مراتب بهتر از سیستم سازه‌ای مهاربندهای کم‌انحراف ناپذیر کنترل شده است.

میانگین پاسخ مربوط به حداکثر شتاب مطلق طبقات، در شکل ۳-ج نشان داده شده است. از آنجاکه که تحلیل‌های تاریخچه زمانی در هر دو ساختمان، توسط شتاب‌نگاشت‌ها با شدت یکسانی انجام شده است، مشاهده می‌شود که حداکثر شتاب طبقات، در ۲۰ طبقه اول در ساختمان با سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی بیشتر از ساختمان با سیستم سازه‌ای مهاربندهای کم‌انحراف ناپذیر می‌باشد. در طبقات ۲۰ تا ۲۵، اختلاف قابل ملاحظه‌ای در شتاب طبقات دو ساختمان مشاهده نمی‌شود. نهایتاً در ۵ طبقه آخر، ساختمان با سیستم دیوار برشی فولادی شتاب بیشتری را تجربه کرده است.



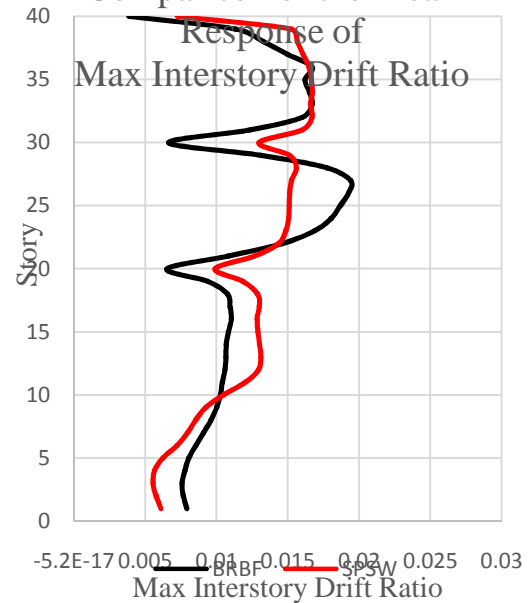
Comparison of the Residual Interstory Drift Ratio



(ب)

مقایسه میانگین پاسخ مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی باقی مانده در طبقات در هر دو سیستم سازه‌ای

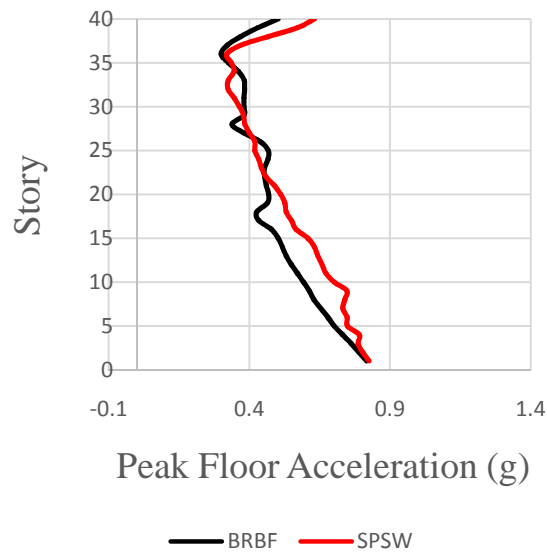
Comparison of the Mean Response of Max Interstory Drift Ratio



(الف)

مقایسه میانگین پاسخ مربوط به حداکثر تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در هر دو سیستم سازه‌ای

Comparison of the Peak Floor Acceleration



(ج)

مقایسه میانگین پاسخ مربوط به حداکثر شتاب مطلق طبقات در هر دو سیستم سازه‌ای

شکل ۳: نتایج حاصل از مقایسه رفتار لرزه‌ای دو سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی و مهاربندهای کمانش ناپذیر

نتیجه گیری

با توجه به مقایسه نتایج حاصل از بررسی رفتار لرزه‌ای دو سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر و دیوار برشی فولادی در حضور مهارهای بازویی، مشاهده می‌شود که هر دو سیستم سازه‌ای، تغییر مکان جانبی نسبی در طبقات در محدوده مجاز کنترل شده است. مهارهای بازویی که در تراز طبقات ۲۰، ۳۰ و ۴۰ قرار گرفته‌اند، باعث کاهش محسوس حداکثر تغییر مکان جانبی در این ترازها شده است. تغییر مکان جانبی نسبی باقی‌مانده در طبقات در سیستم سازه‌ای دیوار برشی فولادی به مراتب کمتر از سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر می‌باشد. با مقایسه مقادیر حداکثر شتاب طبقات، اختلاف قابل ملاحظه‌ای در این پارامتر در دو سیستم سازه‌ای مشاهده نشده است. همچنین به کارگیری مهارهای بازویی در ترازهای مختلف، تأثیری در شتاب وارده در طبقات نداشته است. با توجه به مقایسه نتایج حاصل از بررسی رفتار لرزه‌ای دو سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر و دیوار برشی فولادی که در بالا به صورت خلاصه آورده شد، رفتار لرزه‌ای کلی در سطح قابل قبول که با استفاده از المان‌های مهاربندهای کمانش ناپذیر در مقاومت‌های بالا و متعاقباً ابعاد بسیار بزرگ حاصل می‌شود را می‌توان با استفاده از ورق‌های فولادی با ضخامت معمول و قابل اجرا به دست آورد. با این وجود هر دو سیستم سازه‌ای مهاربندهای کمانش ناپذیر و دیوارهای برشی فولادی گزینه‌های منطقی و قابل رقابت از جنبه‌های مختلف برای سیستم سازه‌ای ساختمان‌های بلند به شمار می‌آیند و کارایی هر دو سیستم سازه‌ای در ساختمان مورد مطالعه قابل قبول می‌باشد.

مراجع

- ANSI/AISC 341-10, (2010). Seismic provisions for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction
- ANSI/AISC 360-10, (2010). Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction
- ASCE/SEI 7-10, (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers
- Hoenderkamp JCD and Bakker MCM (2003) Analysis of high-rise braced frames with outriggers. *Structural design of tall buildings*
- Pacific earthquake engineering research center website www.peer.berkeley.edu
- PEER/ATC 72-1 (2011) Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings
- Stafford Smith Bryan and Coull Alex (1991) Tall building Structures: Analysis and Design John wiley & sons
- Tall Buildings Initiative (2010) Guidelines for performance-based seismic design of tall buildings. PEER.
- Taranath Bungale S (2010) Reinforced concrete design of tall buildings. CRC Press, Taylor & Francis group
- Task 12 report for the Tall Buildings Initiative (2011) Case studies of the seismic performance of tall buildings designed by alternative means. PEER
- Zhang Jie et.al (2008) Safety analysis of optimal outriggers location in high-rise building structures. *Journal of Zhejiang university science*

میر قادری رسول و ازهری مجتبی (۱۳۸۹) طراحی سازه‌های فولادی، جلد چهارم، مباحث طراحی لرزه‌ای. اصفهان، انتشارات ارکان دانش

