تاریخ دریافت: ۹۱/۱۰/۲
تاریخ پذیرش: ۹۲/۴/۲۵

مقایسه وزن فولاد مصرفی در انواع متداول قابهای خمشی و سیستم دوگانه برای ساختمانهای کوتاه تا متوسط طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های ایران

مجید محمدی (نویسنده مسؤول)، استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله،
E-mail: m.mohammadigh@iiees.ac.ir
حامد ابراهیمی، دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله

چکیده: *انتخاب نوع سیستم سازه‌ای از میان سیستم‌های مورد قبول استاندارد ۲۸۰۰، یکی از مهمترین مراحل در طراحی ساختمان است. در ابتدا به نظر می‌رسد که انتخاب سیستم با ضریب رفتار (R) بالاتر به سازه سبک‌تر و در نتیجه ارزانتر منجر می‌شود ولی وجود سایر ضوابط، مانند ضوابطی که برای افزایش شکل‌پذیری یا کنترل تغییرمکان نسبی طبقات وجود دارد، موجب می‌شود که مقاطع به دست آمده، کفایت لازم را نداشته باشند. به گونه‌ای که در برخی موارد عملاً این ضوابط، مقطع اعضاء را تعیین می‌کنند. در این پژوهش تلاش می‌شود میزان هزینه برای انواع سازه‌های مورد پذیرش استاندارد ۲۸۰۰، در مورد یک ساختمان فولادی با پلان معمولی (سه دهانه در یک جهت و چهار دهانه در جهت دیگر)، با تعداد طبقات چهار، شش و هشت مورد بررسی قرار گیرد. نتایج حاصل از طراحی سازه‌ها نشان می‌دهد که با افزایش تعداد طبقات سازه، سیستم‌های دوگانه اقتصادی‌تر می‌باشند.*

کلیدواژه‌ها: *هزینه، قاب فولادی، قاب خمشی، سیستم دوگانه*

۱- مقدمه

برای مقابله با نیروهای جانبی وارد بر سازه، به ویژه نیروهای زلزله از دیرباز سیستم‌های گوناگونی مورد مطالعه قرار گرفته و در نهایت تعدادی از آنها توسط آیین‌نامه‌ها به رسمیت شناخته شده و ضوابط مربوط به طراحی و ساخت آنها بیان شده است که از میان آنها می‌توان به سیستم‌های سازه‌ای که شامل مهاربندی، دیوار برشی، قاب خمشی و سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی اشاره کرد. در دسته‌بندی دیگر سیستم‌های سازه‌ای بر اساس میزان شکل‌پذیری و به عبارت دقیقتر بر اساس استهلاک انرژی به هنگام وقوع زلزله و میزان تغییرمکان فرا ارتجاعی که می‌توانند بدون کاهش قابل‌ملاحظه مقاومت داشته باشند، به انواع با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد و یا در بیان دیگر به انواع سیستم‌های معمولی، متوسط و ویژه دسته‌بندی می‌شود. در این پژوهش، سه ساختمان مسکونی چهار، شش و هشت طبقه با پلان متداول در پروژه‌های مسکونی، با چهار سیستم سازه‌ای که شامل قاب خمشی معمولی، قاب خمشی متوسط، قاب خمشی ویژه و سیستم دوگانه قاب خمشی متوسط به علاوه مهاربند همگرای ویژه، برای شهر تهران و با فرض خاک نوع سه، طراحی شده و وزن فولاد مصرفی برای مقاطع تیر، ستون، مهاربند و اتصالات مقایسه شده است. لازم به ذکر است که بر اساس جدول (۶) استاندارد ۲۸۰۰ [۱]، استفاده از سیستم قاب خمشی معمولی، برای مناطق با خطر لرزه‌ای بسیار زیاد و زیاد، ممنوع است. با این وجود، این سیستم در این تحقیق منظور شده تا با سیستم‌های سازه‌ای دیگر از لحاظ کمی نیز مقایسه شود. بارگذاری مرده و زنده طبقات برای هر چهار سیستم سازه‌ای یکسان می‌باشد. بارگذاری لرزه‌ای بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران و طراحی سازه

فولادی بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲]، انجام پذیرفته است. مطابق بند۱۰-۰-۱ مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲]، در حال حاضر طراحی به هر دو روش تنش مجاز و حالات حدی مجاز است ولی پس از طی دوره گذر، طراحی به روش حالات حدی، روش اصلی مقررات خواهد شد. از این رو در این پژوهش طراحی سازه‌های مورد مطالعه، به روش حالات حدی انجام پذیرفته است.

۲- معرفی سیستم‌های سازه‌ای

سیستم قاب خمشی: سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم توسط قابهای ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قابهای خمشی تأمین می‌گردد.

قاب خمشی معمولی: قاب خمشی معمولی به قابی اطلاق می‌شود که اجزای تشکیل‌دهنده آن، دارای آن چنان جزئیاتی است که تغییرشکلهای فرارتجاعی اندکی را در برابر زلزله طرح از خود نشان بدهد [۲].

قاب خمشی متوسط: قاب خمشی متوسط به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند، تغییرشکلهای فرارتجاعی محدودی را تحمل کند. در طراحی این قابها سعی بر آن است که در یک یا دو انتهای تیر، در خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصلهای پلاستیک تشکیل شوند و مفاصل پلاستیک دارای ظرفیت دورانی به حدی باشند که دوران نظیر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه، حداقل به ۰/۰۲ رادیان برسد که حدود ۰/۰۱ رادیان آن در ناحیه فرارتجاعی باشد[۲].

قاب خمشی ویژه: قاب خمشی ویژه به قابی اطلاق می‌شود که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند تغییرشکلهای فرارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل کند. در طراحی این قابها سعی بر آن است که در یک یا دو انتهای تیر، در خارج از محدوده اتصال تیر به ستون، مفصلهای پلاستیک تشکیل شوند و مفاصل پلاستیک دارای ظرفیت متناظر تغییرمکان جانبی نسبی طبقه، حداقل به اندازه ۰/۰۴ رادیان باشد که حدود ۰/۰۳ رادیان آن در ناحیه فرارتجاعی است [۲].

سیستم‌های دوگانه یا ترکیبی: نوعی سیستم سازه‌ای است که در آن بارهای قائم عمدتاً توسط قابهای ساختمانی تحمل می‌شوند. مقاومت در برابر بارهای جانبی توسط مجموعه‌ای از دیوارهای برشی یا قابهای مهاربندی شده همراه با مجموعه‌ای از قابهای خمشی صورت می‌گیرد. سهم باربری جانبی هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، درتمام طبقات تعیین می‌شود. قابهای خمشی قادرند به تنهایی، حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی وارد به ساختمان را تحمل کنند [۱].

قاب مهاربندی شده همگرای ویژه: قابهای مهاربندی شده همگرای ویژه به قابهایی گفته می‌شود که در آنها از مهاربندها انتظار می‌رود تحت اثر بار جانبی زلزله طرح، تغییرشکلهای فرارتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل کنند و در آنها کاهش مقاومت چندانی رخ ندهد. رفتار فرارتجاعی مورد نظر ممکن است به مرحله بعد از کمانش مهاربند توسعه یابد. به این ترتیب پیکره‌بندی (جانمایی) و طراحی مهاربند و اتصالات آن باید چنان باشد که از عهده این تغییرشکلها برآید و رفتار تیرها و ستونها در قاب عملاً در مرحله ارتجاعی باقی بماند [۲].

ضوابط لرزه‌ای: در این قسمت، ضوابط لرزه‌ای سیستم-های اشاره شده در بالا را ذکر خواهیم کرد. فقط به توضیح آن دسته از ضوابطی که اعمال آنها تفاوت قابل‌ملاحظه‌ای را میان سیستم‌های مختلف سبب می‌شود، بسنده شده است.

۳- ضوابط لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه

برخی از ضوابط مربوط به طراحی لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق به صورت خلاصه ارائه می‌گردد.

۳-۱- ضوابط لرزه‌ای قاب خمشی ویژه

- مقاطع ستونها باید از نوع فشرده لرزه‌ای باشند. ضوابط آیین‌نامه برای مقاطع فشرده لرزه‌ای سخت‌گیرانه‌تر از مقاطع فشرده است. ضوابط آیین‌نامه برای مقاطع فشرده و فشرده لرزه‌ای در جدول ۱۰-۲-۲-۱ و جدول ۱۰-۳-۱، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۲]، مقایسه شده‌اند.
- در ستونها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز نمی‌باشد.
- ظرفیت بار محوری ستون در فشار یا کشش، بدون در

نظر گرفتن لنگر خمشی وارد بر آن، نباید کمتر از بار محوری تعیین شده در ترکیب بار زلزله تشدید یافته باشد. در این ترکیب رابطه بار محوری برای طراحی به روش حدی عبارت است از:

در فشار محوری:

$$P_D + 1.2P_L + 1.2\Omega_0 P_E \le \Phi_c . P_{nc}$$

در کشش محوری:

$$0.85P_D + 1.2\Omega_0 P_E \le \Phi_t . P_{nc}$$

که در این روابط:

P_D = نیروی محوری ناشی از بار مرده

P_L = نیروی محوری ناشی از بار زنده

P_E = نیروی محوری ناشی از بار زلزله

Ω_o = ضریب اضافه مقاومت

P_{nc} = ظرفیت فشاری اسمی‌ستون

P_{nt} = ظرفیت کششی اسمی‌ستون

Φ_c = ضریب تقلیل مقاومت در فشار

Φ_t = ضریب تقلیل مقاومت در کشش

- مقاطع تیرها باید از نوع فشرده لرزه‌ای باشد.
- محل تشکیل مفصل پلاستیک در دو انتهای تیرها باید در فاصله‌ای به اندازه $0/5d$ تا $1/0d$ از بر ستون در نظر گرفته شود (d ارتفاع تیر است).
- در دو انتهای تیر فاصله بین بر ستون تا $0/5d$ از محل مفصل پلاستیک به سمت داخل دهانه، ناحیه بحرانی تلقی می‌شود.
- در ناحیه بحرانی ایجاد هرگونه تغییر در ضخامت یا پهنای بال تیر مجاز نمی‌باشد.
- برشگیرهایی که برای مرکب کردن دال بتن آرمه و تیرها به کار برده می‌شود نباید در ناحیه بحرانی نصب شود.
- استفاده از تیرهای لانه زنبوری مجاز نیست.
- در طراحی تیرها برای خمش ضابطه اضافی خاصی وجود ندارد؛ اما در طراحی آنها برای برش باید نیروی برشی اضافی ناشی از ایجاد لنگرهای خمشی قابل انتظار در مفاصل پلاستیک دو انتهای تیر در نظر گرفته شود.
- اتصال تیر به ستون باید برای لنگر خمشی و نیروی برشی قابل انتظار که در بر ستون ایجاد می‌شود، طراحی شود.

۳-۲- ضوابط لرزه‌ای قاب خمشی متوسط

الزامات مربوط به طراحی اعضاء و اتصالات آنها در این قابها عمدتاً همان الزامات مربوط به قابهای خمشی ویژه است که در آنها موارد سخت‌گیرانه کمتری لحاظ شده است [۲]. برخی استثنائات این قابها از قرار زیر می‌باشد:

- مقاطع تیرها و ستونها از نوع فشرده می‌باشد ولی لازم نیست ضوابط فشردگی لرزه‌ای را ارضاء نماید.
- در ستونها استفاده از مقطع متشکل از چند نیمرخ بست‌دار مجاز می‌باشد، مشروط بر این که خمش در ستون حول محور با مصالح باشد.
- در طراحی تیرها برای برش می‌توان یا الزامات قابهای خمشی ویژه را رعایت کرد و یا برش ایجاد شده در تیر تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته و هر کدام کوچکترند را به کار برد.
- در طراحی اتصال تیر به ستون برای خمش و برش می‌توان یا الزامات قابهای خمشی ویژه را رعایت کرد و یا لنگر خمشی و برش ایجاد شده در اتصال تحت اثر ترکیب بار زلزله تشدید یافته و هر کدام کوچکترند را به کار برد [۲].

۳-۳- ضوابط لرزه‌ای قاب خمشی معمولی

در طراحی سازه‌های فولادی چنانچه در محاسبه نیروی جانبی زلزله، بر اساس ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان مقدار ضریب رفتار R، برابر یا کمتر از ۵ منظور شود، رعایت ضوابط لرزه‌ای الزامی نیست [۲].

استفاده از این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت خیلی زیاد و زیاد درتمام مناطق لرزه‌خیزی و برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه‌خیزی ۱ و ۲ مجاز نمی‌باشد. ارتفاع حداکثر این سیستم برای ساختمانهای با اهمیت متوسط در مناطق لرزه‌خیزی ۳ و ۴ به ۱۵ متر محدود می‌گردد [۱].

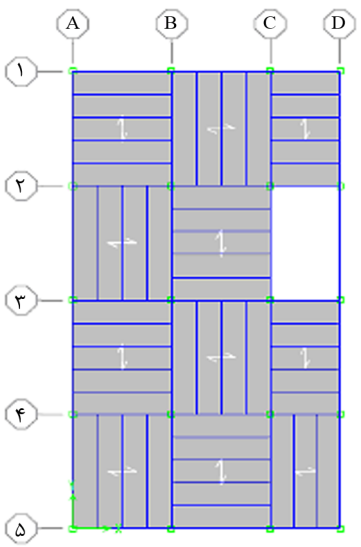
۳-۴- ضوابط لرزه‌ای قابهای مهاربندی ویژه

در قابهای مهاربندی ویژه، مقاطع مهاربندها و ستونهای مجاور مهاربندها باید از نوع فشرده لرزه‌ای باشند [۲].

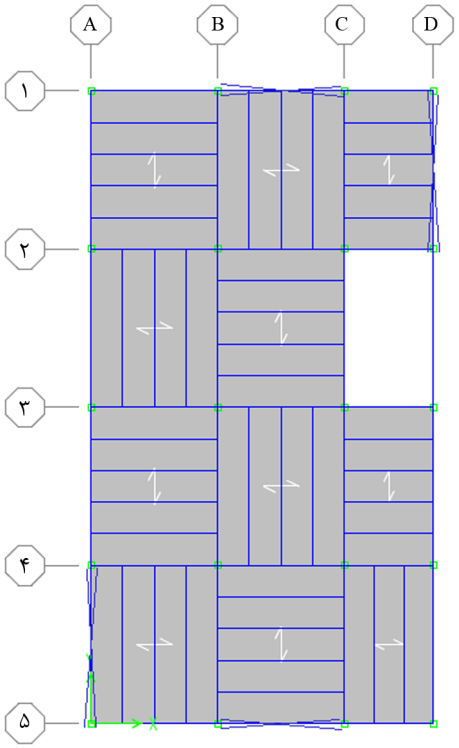
۴- طراحی مدل‌های سازه‌ای مورد مطالعه

در این تحقیق، سه ساختمان مسکونی چهار، شش و هشت طبقه واقع در تهران بر روی خاک نوع ۳، با سیستم‌های سازه‌ای مذکور در بالا مدلسازی، تحلیل و طراحی شده است. بار مرده کف طبقات ۵۴۵ کیلوگرم بر مترمربع، بار مرده بام و خرپشته، ۴۵۵ کیلوگرم بر مترمربع و بار دیوارهای پیرامونی برای طبقات، ۵۴۰ کیلوگرم بر متر و بار دیوارهای جان‌پناه بام، ۲۶۰ کیلوگرم بر متر منظور شده است [۳]. بار زنده کلیه طبقات، ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار برف بام و خرپشته، ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع منظور شده است [۴]. همچنین برای بارگذاری لرزه‌ای از روش استاتیکی معادل مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ استفاده شده است. در سازه‌های قاب خمشی، اثر میانقابها، مطابق ضوابط استاندارد ۲۸۰۰، به صورت کاهش ۲۰ درصدی زمان تناوب تجربی سازه، در نظر گرفته شده است. در شکلهای (۱) و (۲)، پلان سازه‌های قاب خمشی و پلان جانمایی مهاربندها و در شکل (۳) نمای سه بعدی سازه‌های مورد مطالعه نشان داده شده است. برای واقعی کردن هندسه مدل، خرپشته نیز مدلسازی شده است. همچنین تیرریزی طبقات به صورت شطرنجی می‌باشد.

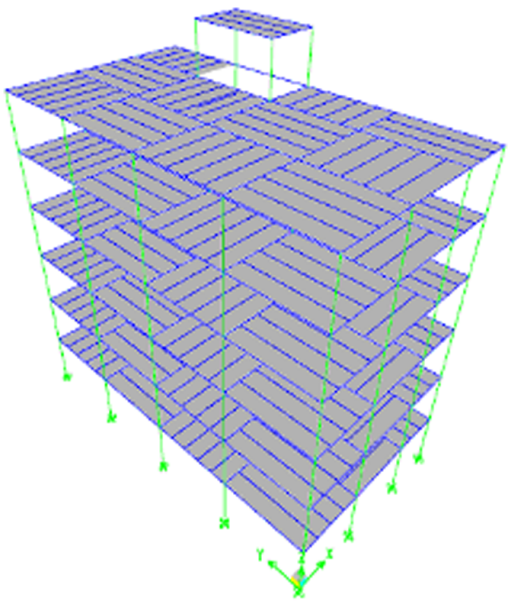
ضریب رفتار برای سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه در جدول (۱) ارائه شده است. از آن جایی که ضریب رفتارهای مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۱]، برای سازه‌هایی که به روش تنش مجاز طراحی می‌شوند، تنظیم شده است، ضریب رفتار سازه‌ها برای طراحی به روش حدی از آیین‌نامه *ASCE7-10* استخراج شده است [۳]. لازم به ذکر است که در طراحی متداول کشور، از R یکسان برای طراحی به روش حدی و تنش مجاز استفاده می‌شود که آیین‌نامه‌های خارجی از جمله *ASCE-10* مقادیر متفاوتی را برای مقدار R در این دو روش طراحی در نظر می‌گیرند.



شکل (۱): *پلان سازه.*



شکل (۲): *پلان جانمایی مهاربندها در سیستم دوگانه.*



شکل (۳): *نمای سه بعدی سازه شش طبقه با سیستم قاب خمشی.*

جدول (۱): *ضریب رفتار سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه.*

سیستم سازه‌ای	ضریب رفتار	
	ASCE7	استاندارد ۲۸۰۰
قاب خمشی فولادی معمولی	۳/۵	۵
قاب خمشی فولادی متوسط	۴/۵	۷
قاب خمشی فولادی ویژه	۸	۱۰
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۶	۸

در جداول (۲) تا (۴)، ضریب زلزله و برش پایه که بر اساس روش استاتیکی معادل استاندارد ۲۸۰۰ ایران محاسبه شده، به ترتیب برای سازه‌های چهار، شش و هشت طبقه آمده است.

جدول (۲): *ضریب زلزله و برش پایه برای سازه چهار طبقه مورد مطالعه.*

سیستم سازه‌ای	ضریب زلزله	برش پایه (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۲۷۵	۱۸۵/۰۸
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۲۱۴	۱۴۳/۲۸
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۱۲۰	۸۰/۱۳
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۱۶۰	۱۰۶/۸۹

جدول (۳): *ضریب زلزله و برش پایه برای سازه شش طبقه مورد مطالعه.*

سیستم سازه‌ای	ضریب زلزله	برش پایه (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۲۶۵	۲۶۰
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۲۰۶	۲۰۱/۳۱
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۱۱۶	۱۲۲/۷۱
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۱۶۰	۱۵۶/۹۶

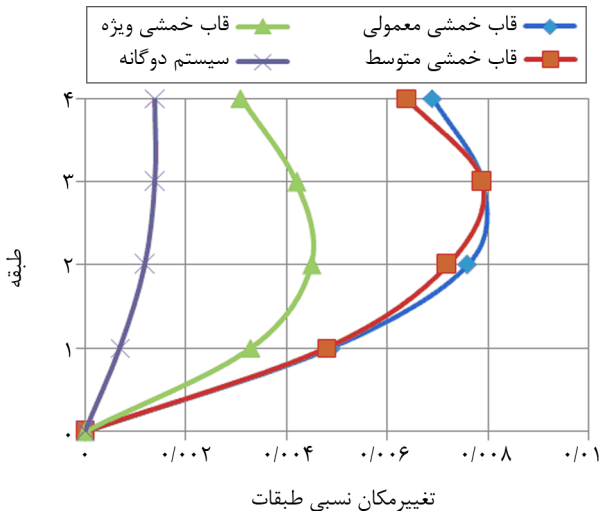
جدول (۴): *ضریب زلزله و برش پایه برای سازه هشت طبقه مورد مطالعه.*

سیستم سازه‌ای	ضریب زلزله	برش پایه (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۲۳۱	۳۲۴/۳۶
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۱۸۰	۲۵۳/۰۴
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۱۰۱	۱۴۲/۰۳
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۱۵۹	۲۲۰/۱۸

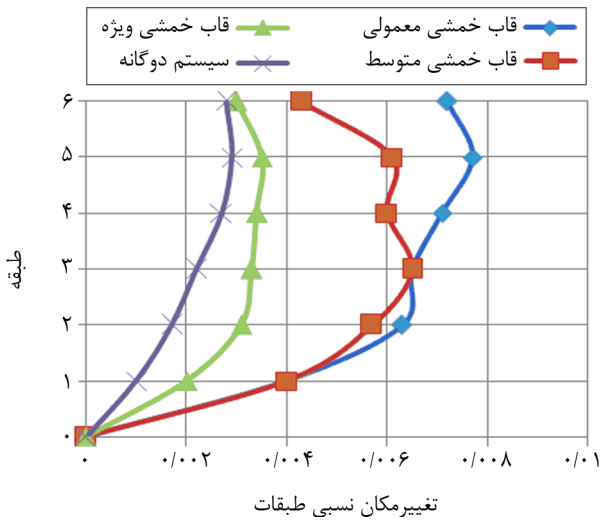
همان‌طور که در جدولهای فوق مشهود است با کاهش ضریب رفتار سیستم، ضریب زلزله و برش پایه کاهش یافته است، همچنین برای سازه‌های شش و هشت طبقه، با افزایش تعداد طبقات و افزایش ارتفاع سازه و در نتیجه افزایش زمان تناوب سازه، ضریب زلزله، کاهش یافته است.

مؤلفه دیگری که برای مقایسه عملکرد سیستم‌های مختلف بسیار مفید می‌باشد، تغییرمکان جانبی نسبی طبقات است، که برای سیستم‌های مورد مطالعه در شکلهای (۴) تا (۶) و جداول (۵) تا (۷) مقایسه شده است.

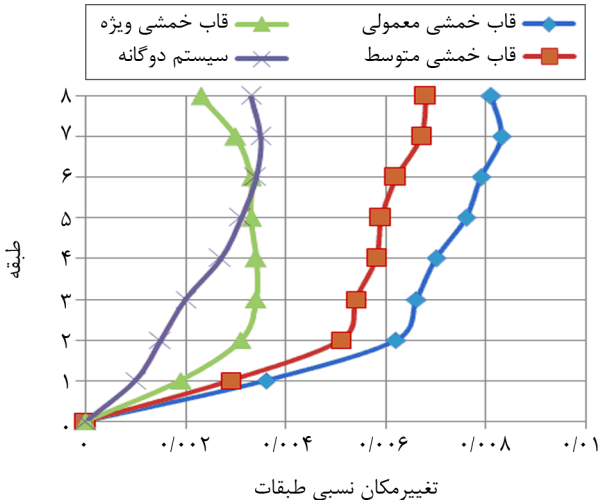
مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران، تغییرمکان جانبی نسبی طبقات باید مطابق روابطی که در ادامه خواهد آمد، کنترل شود.



شکل (۴): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه چهار طبقه.*



شکل (۵): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه شش طبقه.*



شکل (۶): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه هشت طبقه.*

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی کمتر از ۰/۷ ثانیه:

$$\text{تغییرمکان نسبی طبقه} = \frac{\text{تغییرمکان جانبی نسبی طبقه}}{\text{ارتفاع طبقه}} < \frac{۰/۰۲۵}{۰/۷R}$$

برای ساختمانهای با زمان تناوب اصلی بیشتر از ۰/۷ ثانیه:

$$\text{تغییرمکان نسبی طبقه} = \frac{\text{تغییرمکان جانبی نسبی طبقه}}{\text{ارتفاع طبقه}} < \frac{۰/۰۲}{۰/۷R}$$

همان‌طور که از روابط معلوم است، با افزایش ضریب رفتار سازه کنترل تغییرمکان جانبی نسبی نیز سخت‌گیرانه‌تر می‌شود، همچنین برای سازه‌های با زمان تناوب بیشتر از ۰/۷ ثانیه نیز، تغییرمکان جانبی نسبی مجاز طبقات کاهش یافته است. یعنی ممکن است با افزایش ضریب رفتار سازه و کاهش نیروی جانبی وارد به سازه ابعاد مقاطع مورد نیاز سازه کاهش یابد، اما تأمین تغییرمکان جانبی نسبی مجاز سازه نیاز به اعضای بزرگتر دارد. در سازه‌های مورد بررسی در این پژوهش، در ساختمان چهار طبقه، برای هر چهار سیستم سازه‌ای مورد مطالعه، طراحی اعضاء، تنها به بارهای رسیده به آن عضو وابسته می‌باشد و تغییرمکان نسبی

جدول (۵): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه چهار طبقه.*

سیستم سازه‌ای	تغییرمکان نسبی طبقات				
	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	تغییرمکان نسبی مجاز
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۰۰۴۹	۰/۰۰۷۶	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۶۹	۰/۰۱۰۲
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۰۰۴۸	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۶۴	۰/۰۰۸
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۴۵	۰/۰۰۴۲	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۴۵
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۰۰۰۷	۰/۰۰۱۲	۰/۰۰۱۴	۰/۰۰۱۴	۰/۰۰۶

جدول (۶): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه شش طبقه.*

سیستم سازه‌ای	تغییرمکان نسبی طبقات						
	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	تغییرمکان نسبی مجاز
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶۳	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۷۱	۰/۰۰۷۷	۰/۰۰۷۲	۰/۰۰۸۲
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵۷	۰/۰۰۶۵	۰/۰۰۶۰	۰/۰۰۶۱	۰/۰۰۴۳	۰/۰۰۶۳
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۳۶
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱۷	۰/۰۰۲۲	۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۲۹	۰/۰۰۲۸	۰/۰۰۶۰

جدول (۷): *مقایسه تغییرمکان نسبی طبقات سازه هشت طبقه.*

سیستم سازه ای	تغییرمکان نسبی طبقات								
	طبقه اول	طبقه دوم	طبقه سوم	طبقه چهارم	طبقه پنجم	طبقه ششم	طبقه هفتم	طبقه هشتم	تغییرمکان نسبی مجاز
قاب خمشی فولادی معمولی	۰/۰۰۳۶	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۶۶	۰/۰۰۷۰	۰/۰۰۷۶	۰/۰۰۷۹	۰/۰۰۸۳	۰/۰۰۸۱	۰/۰۰۸۲
قاب خمشی فولادی متوسط	۰/۰۰۲۹	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۵۴	۰/۰۰۵۸	۰/۰۰۵۹	۰/۰۰۶۲	۰/۰۰۶۷	۰/۰۰۶۸	۰/۰۰۶۳
قاب خمشی فولادی ویژه	۰/۰۰۱۹	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۳۰	۰/۰۰۲۳	۰/۰۰۳۶
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۰/۰۰۱۰	۰/۰۰۱۵	۰/۰۰۲۰	۰/۰۰۲۷	۰/۰۰۳۱	۰/۰۰۳۴	۰/۰۰۳۵	۰/۰۰۳۳	۰/۰۰۴۸

طبقات سازه حاصل از طراحی نیرویی اعضاء، بدون نیاز به هیچ‌گونه تغییر در اعضای سازه، در همه طبقات کمتر از تغییرمکان نسبی مجاز آیین‌نامه بوده است. در ساختمان شش طبقه، در سازه‌های قاب خمشی، به علت افزایش طبقات، پریود تجربی سازه، که مبنای محاسبات است، بیش از ۰/۷ ثانیه می‌باشد، لذا بر اساس آنچه که قبلاً گفته شد، تغییرمکان نسبی مجاز آیین‌نامه سخت‌گیرانه‌تر می‌باشد. از این رو در این سازه‌ها پس از طراحی اعضاء برای نیروهای داخلی، مشاهده شد که تغییرمکان نسبی تمامی طبقات، فراتر از تغییرمکان نسبی مجاز آیین‌نامه می‌باشد. به همین دلیل باید مقاطع اعضاء را افزایش داد تا تغییرمکان نسبی طبقات، به تغییرمکان نسبی مجاز کاهش یابد. به عنوان یک راه حل ساده، در مواردی که تغییرمکان نسبی همه طبقات فراتر از تغییرمکان نسبی مجاز می‌باشد، پیشنهاد می‌شود فرآیند طراحی سازه، برای برش پایه بالاتری تکرار شود، تا مقاطع اعضاء در سراسر سازه به صورت هماهنگ، افزایش یابد [۵].

در ساختمان شش طبقه و در سازه دوگانه، پریود تجربی سازه، کمتر از ۰/۷ ثانیه می‌باشد و همچنان مقاطع به دست آمده از طراحی نیرویی اعضاء، تغییرمکان نسبی سازه را کمتر از تغییرمکان نسبی مجاز نگه می‌دارد. در ساختمان هشت طبقه، در سازه‌های قاب خمشی، فرآیند ذکر شده در مورد ساختمان شش طبقه، عیناً تکرار می‌شود. اما در سازه دوگانه با وجود این که پریود سازه، بیش از ۰/۷ ثانیه می‌باشد، همچنان طراحی نیرویی اعضاء حاکم است و همان‌طور که در جدول (۷) مشاهده می‌شود، تغییرمکان نسبی طبقات به میزان قابل‌توجهی کمتر از تغییرمکان نسبی مجاز می‌باشد.

۵- بررسی قیمت سازه‌های مورد مطالعه

اجرای اتصالات و جوشکاریها در سیستم ویژه از حساسیت بیشتری برخوردار است. با این وجود ردیفهای قیمت مندرج در فهرست بهای ابنیه عمدتاً مبتنی بر وزن مصالح مصرفی است، یعنی در همه سیستم‌های سازه‌ای، رابطه بین وزن سازه و قیمت اجرای آن، تقریباً خطی است. بنابراین و همچنین به دلیل عدم انتشار فهرست بهای ابنیه از سوی معاونت برنامه-ریزی و نظارت راهبردی ریاست جمهوری، بعد از سال ۱۳۸۸ تاکنون، به مقایسه وزن اجزای مختلف سازه‌ای بسنده شده است. در جداول (۸) تا (۱۰)، وزن اجزای مختلف سازه برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف مقایسه شده است. در ابتدا به نظر می‌رسد که انتخاب سیستم با ضریب رفتار (R) بالاتر به سازه سبک‌تر و در نتیجه ارزانتر منجر می‌شود، ولی وجود

جدول (۸): *مقایسه وزن اجزای مختلف سازه‌ای سازه چهار طبقه.*

سیستم سازه ای	وزن تیرها (تن)	وزن ستونها (تن)	وزن مهاربندها (تن)	وزن اتصالات تیر به ستون (تن)	وزن اتصالات مهاربندها (تن)	وزن کل (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۲۳/۸۵	۲۰/۲۳	-	۴/۶۲	-	۴۸/۷۰
قاب خمشی فولادی متوسط	۲۲/۱۲	۱۷/۷۵	-	۹/۱۷	-	۴۹/۰۴
قاب خمشی فولادی ویژه	۱۷/۸۷	۲۱/۱۹	-	۷/۵۶	-	۴۶/۶۲
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۱۳/۷۶	۱۴/۸۶	۹/۴۱	۴/۶۱	۱/۸۵	۴۴/۴۹

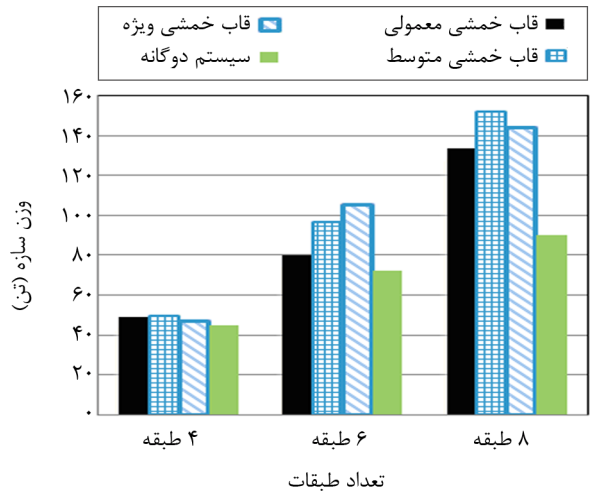
جدول (۹): *مقایسه وزن اجزای مختلف سازه‌ای سازه شش طبقه.*

سیستم سازه ای	وزن تیرها (تن)	وزن ستونها (تن)	وزن مهاربندها (تن)	وزن اتصالات تیر به ستون (تن)	وزن اتصالات مهاربندها (تن)	وزن کل (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۴۳/۷۰	۳۶/۱۹	-	۹/۴۴	-	۷۹/۸۹
قاب خمشی فولادی متوسط	۳۹/۷۴	۳۸/۹۲	-	۱۷/۸۱	-	۹۶/۴۷
قاب خمشی فولادی ویژه	۴۳/۵۶	۳۹/۵۸	-	۲۱/۹۷	-	۱۰۵/۱۱
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۲۱/۵۰	۲۵/۳۵	۱۵/۳۵	۷/۲۸	۲/۷۸	۷۲/۲۶

جدول (۱۰): *مقایسه وزن اجزای مختلف سازه‌ای سازه هشت طبقه.*

سیستم سازه ای	وزن تیرها (تن)	وزن ستونها (تن)	وزن مهاربندها (تن)	وزن اتصالات تیر به ستون (تن)	وزن اتصالات مهاربندها (تن)	وزن کل (تن)
قاب خمشی فولادی معمولی	۶۴/۷۹	۵۴/۴۰	-	۱۴/۰۱	-	۱۳۳/۲۰
قاب خمشی فولادی متوسط	۶۵/۱۳	۵۴/۹۲	-	۳۱/۸۱	-	۱۵۱/۸۶
قاب خمشی فولادی ویژه	۴۴/۹۵	۷۶/۲۲	-	۲۲/۶۳	-	۱۴۳/۸۰
قاب خمشی فولادی متوسط به علاوه مهاربندی همگرای ویژه	۲۸/۷۳	۴۷/۰۷	۲۲/۷۴۵	۱۰/۴۶	۳/۸۰	۹۰/۰۶

سایر ضوابط، مانند ضوابطی که برای افزایش شکل‌پذیری یا کنترل تغییرمکان نسبی طبقات وجود دارد، موجب می‌شود که مقاطع به دست آمده، نیاز به تقویت داشته باشند. برای مثال، سازه خمشی ویژه، بالاترین ضریب رفتار و در نتیجه کمترین برش پایه را داراست؛ اما تغییرمکان نسبی مجاز آن نیز کمترین مقدار از بین سیستم‌های مختلف است، که برای کنترل تغییرمکان نسبی طبقات باید مقاطع اعضاء را افزایش داد و سازه سنگین‌تر می‌شود. همچنین در سازه قاب خمشی ویژه باید از مقاطع فشرده لرزه‌ای برای تیرها و ستونها استفاده کرد که این ضابطه نیز منجر به سنگین‌تر شدن سازه می‌شود. در اتصالات تیر به ستون، کمترین وزن قطعات اتصال در سازه قاب خمشی معمولی مشاهده می‌شود. از آن جا که این سازه شکل‌پذیری کمی دارد، اتصالات تیر به ستون در این سازه برای نیروهای موجود طراحی می‌شود، اما در سازه قاب خمشی متوسط، اتصال تیر به ستون برای کمترین مقدار از بین نیروهای حاصل از ترکیب بار زلزله تشدید یافته و نیروهای مورد انتظار ظرفیت خمشی تیر، طراحی می‌شود، در نتیجه وزن قطعات اتصال افزایش می‌یابد. در سازه قاب خمشی ویژه، اتصالات تیر به ستون باید برای حداکثر ظرفیت خمشی تیر طراحی شود که موجب سنگین‌تر شدن قطعات اتصال می‌شود. همچنین تعبیه ورقهای پیوستگی در چشمه اتصال ستون، برای سازه‌های قاب خمشی متوسط و قاب خمشی ویژه الزامی است. در سازه دوگانه، به دلیل نامعینی بالاتر سیستم و مشارکت مهاربندها در باربری لرزه‌ای، سختی سازه افزایش یافته، تغییرمکان جانبی سازه کاهش یافته و سازه سبک‌تر می‌شود. در سازه دوگانه، همان‌طور که قبلاً اشاره شد، طراحی نیرویی اعضاء حاکم است و به دلیل مشارکت مهاربندها در باربری لرزه‌ای سازه، تیرها و ستونهایی که در دهانه مهاربندی قرار ندارند، سهم بسیار اندکی از نیروی جانبی زلزله دارند و تقریباً بارهای ثقلی در طراحی مقاطع آنها تعیین‌کننده می‌باشد. لذا سازه دوگانه برای ساختمانهای با ارتفاع گوناگون، به طور قابل‌ملاحظه‌ای سبک‌تر از سایر سیستم‌های سازه‌ای است. در شکل (۸)، وزن سازه به ازای سیستم‌های سازه‌ای گوناگون مقایسه شده است.



شکل (۷): *مقایسه وزن سازه به ازای سیستم‌های سازه‌ای گوناگون.*

۶- نتایج

این تحقیق به بررسی و مقایسه وزن فولاد مصرفی در انواع متداول قابهای خمشی و سیستم دوگانه برای ساختمانهای کوتاه تا متوسط که بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ و مقررات ملی ساختمان کشور طراحی شده‌اند، می‌پردازد. با توجه به این که در فهرستهای ابنیه، قیمت سازه فولادی عمدتاً مبتنی بر فولاد مصرفی است می‌توان با مقایسه وزن سازه‌های مورد مطالعه عملاً اقتصادی‌ترین سیستم سازه‌ای

را نیز یافت.

با توجه به توضیحات ارائه شده در قسمتهای قبل می‌توان نتایج زیر را گرفت:

در ساختمان چهار طبقه برای سیستم‌های سازه‌ای مختلف، با افزایش ضریب رفتار و در نتیجه کاهش نیروی جانبی اعمالی به سازه، در همه سازه‌ها، ابعاد مقاطع تیر کاهش می‌یابد ولی ستونها، در سیستم‌های سازه‌ای که بر اساس آیین‌نامه، طراح موظف به استفاده از مقاطع فشرده لرزه‌ای است به رغم کاهش نیروی طراحی، ابعاد ستونها را باید به منظور برآوردن ضوابط فشردگی لرزه‌ای نسبت به ابعاد حاصل از تحلیل نیرویی افزایش داد.

در ساختمان شش و هشت طبقه، در همه سیستم‌های سازه‌ای مفروض به غیر از سیستم دوگانه، کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه، بر طراحی حاکم بوده است. به طوری که پس از طراحی مقاطع برای نیروهای وارده، کنترل تغییرمکان جانبی نسبی سازه منجر به افزایش قابل‌ملاحظه‌ای در ابعاد مقاطع، وزن سازه و در نتیجه افزایش هزینه می‌شود. این درحالی است که در سیستم دوگانه چنین رویدادی مشاهده نمی‌گردد و عملاً سازه‌ای که برای بارهای وارده طراحی شده ضوابط کنترل تغییرمکان را نیز برآورده می‌نماید. به عنوان مثال، سیستم دوگانه در مقایسه با قاب خمشی ویژه، به رغم این که به علت تفاوت در ضریب رفتار باید برای ۳۰ درصد برش پایه بیشتر طراحی گردد؛ ولی این برش پایه را با ۴۰ درصد تغییرمکان جانبی کمتر و ۴۰ درصد مصالح مصرفی کمتر تحمل می‌کند. بنابراین به راحتی می‌توان نتیجه گرفت که برای ساختمانهای شش و هشت طبقه سیستم دوگانه اقتصادی‌تر می‌باشد.

۷- مراجع

۱. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۸۴ (۱۳۸۹). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، شماره نشر، ض-۲۵۳، ویرایش سوم.

۲. مقررات ملی ساختمان، مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمانهای فولادی (۱۳۸۸). دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، نشر توسعه ایران.

۳. طاحونی، شاپور (۱۳۸۹). بارگذاری و سیستم‌های باربر سازه‌ای، انتشارات جهاد دانشگاهی دانشگاه صنعتی امیرکبیر.

۴. مقررات ملی ساختمان، مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان (۱۳۸۸). دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، نشر توسعه ایران.

۵. میرکاظمی، سیده‌سمانه (۱۳۹۰). تحلیل حساسیت مقدار سختی و مقاومت و بررسی اثر تقویت لازم برای تأمین ضوابط کنترل تغییرمکان بر رفتار لرزه‌ای قاب خمشی فولادی، مؤسسه آموزش عالی صدرالمتألهین، پایان‌نامه کارشناسی ارشد زلزله، تهران.