

تأثیر تعداد و موقعیت دهانه‌های مهار بندی بر توزیع خرابی و رفتار ستونها در سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند برون محور فولادی

علیرضا فاروقی

استادیار گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

سجاد محمدی

مربی حق التدریس گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

عبدالرضا سروقد مقدم

دانشیار پژوهشکده بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

faroughi@gmail.com

تاریخ پذیرش نهایی: ۹۹/۰۵/۲۸

تاریخ دریافت: ۹۸/۱۲/۱۷

چکیده

در طرح لرزه‌ای سازه‌ها، تعیین تعداد و موقعیت دهانه‌های مهاربندی با توجه به طرح معماری در پروژه‌ها معمولاً با مشکل مواجه می‌شود. این موضوع باعث شده در مواردی انتخاب بهترین موقعیت و تعداد دهانه‌های مهاربندی مشکل بوده و بویژه در قابهای دوگانه به اختلاف در تعیین نیروهای طراحی اعضای مجاور آنها (ستونها) گردد. از الزامات طرح لرزه‌ای سیستم‌های باربر جانبی کنترل ستونهای مجاور دهانه‌های مهاربندی برای ترکیب بار زلزله تشدید یافته می‌باشد که تابعی از ضریب اضافه مقاومت سازه است. این تحقیق به دنبال ارائه و معرفی بهترین مدل سازه‌ای درمورد تعداد و موقعیت دهانه‌های مهاربندی در یک سیستم سازه‌ای با سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند برون محور فولادی می‌باشد. علی‌رغم کنترل رابطه زلزله تشدید یافته در مدل‌هایی که ستونها از ۲ جهت به مهاربندها متصل هستند و نیروی زلزله از هر ۲ راستا به ستون وارد می‌شود تعداد مفاصل خرابی (از CP گذشته) نسبت به مدل‌هایی با مهاربندهای پراکنده میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. از آنجایی که افزایش نیروی محوری در این ستونها باعث کاهش ظرفیت خمشی آنها می‌شود که به علت وجود لنگر خمشی در قاب‌های دوگانه امری اجتناب‌ناپذیر است، این ستونها بسیار زودتر از ستون‌های دیگر دچار خرابی ترد و عبور از آستانه فروریزش می‌شوند. بنابراین پیشنهاد می‌گردد مانند نشریه ۳۶۰، کنترل این ستونها در زلزله تشدید یافته صرفاً بر اساس نیروی محوری نبوده بلکه اندرکنش نیروها بررسی گردد.

کلید واژگان: تعداد و موقعیت دهانه مهاربندی، ضریب اضافه مقاومت، سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربند برون محور فولادی،

استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ویرایش ۴، زلزله تشدید یافته، اندرکنش خمش و نیروی محوری

۱- مقدمه

قاب خمشی سیستم سازه‌ای است که در آن ممکن است بارهای قائم توسط قابهای ساختمانی تحمل شده و مقاومت در برابر نیروهای جانبی توسط قابهای خمشی تامین می‌گردد. سازه‌های با قابهای خمشی کامل و سازه‌ها با قاب خمشی در پیرامون و یا در قسمتی از پلان و قابهای با اتصالات ساده در سایر قسمت‌های پلان از این گروه‌اند. در این سیستم، قاب‌های خمشی بتنی و فولادی را میتوان بصورت‌های دوگانه نیز بکار برد و در آن بخش عمده بارهای قائم به وسیله قابهای تحمل شده و بارهای جانبی با مجموعه دیوارهای برشی، مهاربندها و یا قابها به نسبت سختی جانبی هر یک تحمل می‌شوند. سهم برشگیری هر یک از دو مجموعه با توجه به سختی جانبی و اندرکنش آن دو، در تمام طبقات، تعیین می‌شود. [1]

قابهای مهاربندی برون محور اولین بار توسط پوپوف بار توسط پوپوف و همکارانش در سال ۱۹۷۸ مطرح گردید. این سیستم در واقع برای مقابله با نیروهای جانبی و اثر ناشی از آنها بر تغییر شکل زیاد و تغییر مکان نسبی قابل توجه خصوصاً در ساختمان‌های بلندمرتبه ابداع گردید. در نتیجه این تحقیقات سیستم مهاربندی واگرا (EBF) به عنوان یک سیستم جدید مقاوم در مقابل زلزله در آئین‌نامه‌ها مطرح شده است. براساس تحقیقات وسیعی که در این خصوص انجام شده، سیستم‌های با مهاربندی واگرا قابلیت ترکیب سختی زیاد در محدوده غیرالاستیک هستند. هدف اولیه از ایجاد قاب‌های مهاربندی شده با خروج از مرکزیت، وقوع تسلیم برشی در قسمت کوچکی از تیر اصلی بوده است که اصطلاحاً تیر رابط نامیده می‌شود. [2] [3]

۲- موضوع این تحقیق

هدف این تحقیق بررسی ظرفیت لرزه‌ای ستونها در سیستم‌های دوگانه قاب خمشی و برون‌محور فولادی با هدف یافتن تعداد دهانه‌ها و موقعیت آنها بر این ظرفیت و کنترل زلزله تشدید یافته می‌باشد. همچنین در مورد اثر لنگر خمشی در قاب‌های دوگانه که باعث می‌شود ستونهای متصل به دهانه مهاربندی بسیار زودتر از ستون‌های دیگر دچار خرابی ترد و عبور از آستانه فروریزش شوند در آیین‌نامه‌های ایران و حتی آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای فولاد آمریکا نیز ضابطه‌ای مشاهده نمی‌شود که این موارد در تحقیق حاضر بررسی شده‌اند.

۳- مدل‌های مورد مطالعه

برای این کار و شناخت ملزومات مدل‌ها، از شیوه و توصیه مطرح شده توسط FEMA P 695 - 2009 استفاده می‌شود. با کاربرد این روش مدل‌های زیر برای بررسی انتخاب گردیده‌اند.

۱-۳- مسائل مربوط به پیکربندی سازه

الف) کاربری سازه

کاربری سازه می‌تواند طرح ساختاری، قاب‌بندی سیستم، پیکربندی و شدت بارگذاری را تغییر دهد، همچنین دهانه قاب‌ها، ارتفاع طبقات و بارهای زنده برای سیستم‌های باربر لرزه‌ای متاثر از نوع کاربری است. بنابراین این مورد باید با دقت موردنظر قرار گیرد در حالت کلی در این

تحقیق کاربری با فرض ساختمان‌های مسکونی و اداری مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

ب) ارتفاع ساختمان

طیف وسیعی از ارتفاعات و طبقات مجاز برای طراحی باید در لیست مدل‌ها قرار گیرد تا اثرات متفاوت زلزله‌ها و پاسخ‌ها دیده شود. به طور مثال پاسخ غیرالاستیک سازه‌ها با پربوده‌های کوتاه در منطقه شتاب ثابت طیف با پاسخ سازه‌ها با پربوده‌های بلند در منطقه سرعت ثابت متفاوت است. در حالت کلی ساختمان‌های این تحقیق در ۲ نوع میان مرتبه و کونا مرتبه ی ۵-۸ طبقه مورد بررسی قرار گرفته است.

ج) پهنه (دسته) بندی طراحی لرزه‌ای

در بررسی‌ها باید سازه‌ها از مناطق مختلف با خطر نسبی زلزله بسیار بالا تا کم با شتاب‌های طیفی متفاوت در نظر گرفته شود که در این تحقیق از سازه‌های در مناطق خطر نسبی زلزله بسیار بالا استفاده می‌گردد.

۲-۳- روش، جامعه آماری و ابزار گردآوری اطلاعات

روش گردآوری اطلاعات از روش کامپیوتری می‌باشد، همچنین ابزار گردآوری اطلاعات به شرح زیر مورد استفاده قرار گرفته‌اند.

الف) نرم‌افزار انتخابی

به نظر می‌رسد استفاده از نرم‌افزار ETABS 2016 با توجه به کاربردی بودن موضوع و نیز بررسی سازه‌ها به صورت کلی و نه جزئی به همراه نرم‌افزار Sap2000V18 مناسب‌ترین گزینه باشد.

۱-۳-۳- جامعه آماری و حجم نمونه

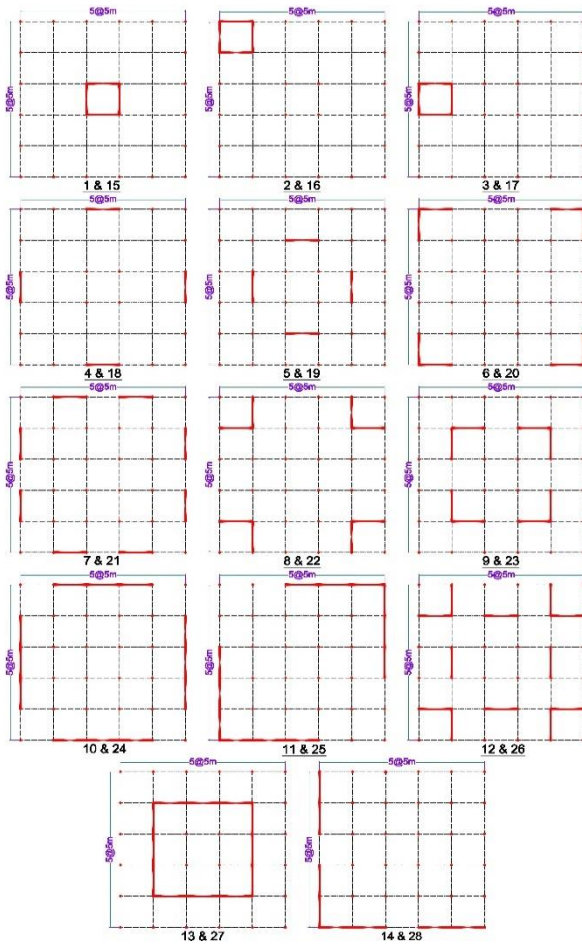
جامعه آماری همانطور که بند ۳-۱ توضیح داده شد سازه‌های معمول مسکونی یا اداری هستند.

الف) حجم نمونه‌گیری: بررسی، تحلیل و طراحی ۲۸ پلان مختلف سازه‌ای با ویژگی‌های ذکر شده

ب) روش محاسبه: طراحی به روش تنش مجاز و تحلیل بر اساس آیین‌نامه ASCE 41-13 [11] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ۳۶۰ [۱۰] بر مبنای تحلیل‌های غیرخطی (پوش‌آور)

۳-۳- ملاحظات طرح

یکی از دغدغه‌های موجود در سازه‌های فولادی که دارای مهاربندها در جهت‌های اصلی سازه هستند وجود دارد، انتخاب محل قرارگیری مهاربندها و دوم تعداد دهانه‌های مورد نیاز هر سازه‌ای می‌باشد. مهاربندهای برون محور فولادی با توجه به مزایای آنها از نوع بهترین المانهای سازه‌ای خواهند بود. در این تحقیق از سیستم دوگانه قاب خمشی و مهاربندهای برون محور فولادی استفاده و با توجه به تعداد و موقعیت‌های ذکر شده، اثر آنها بر رفتار ستونهای فولادی بررسی می‌شود.



شکل ۱- مدل‌های تحقیق

۵- ضوابط طراحی قابهای خمشی

۱-۵- ضوابط طراحی- استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش ۴

۱-۱-۵- کنترل قاب خمشی به ازای ۲۵٪ نیروی زلزله

مطابق بند ۱-۸-۴ استاندارد ۲۸۰۰ زلزله - ویرایش ۴ [۱]، قاب‌های خمشی مستقلاً قادرند حداقل ۲۵ درصد نیروی جانبی و مهاربندها ۵۰ درصد نیروی جانبی وارد بر ساختمان را تحمل کنند.

در این روش ابتدا پس از طراحی کامل سازه و پاسخگو بودن تمامی مقاطع تیر و ستون‌ها مهاربندها را حذف و نیروی زلزله به ۲۵ درصد تقلیل و سپس طراحی را انجام می‌گیرد. در انتها کل سازه می‌بایست از لحاظ مقاومت همچنان در محدوده‌های مجاز آیین‌نامه‌های طراحی قرار داشته باشد.

هدف پژوهش در این مرحله باید مدل‌های سازه‌ای مشخصی برای آغاز کارهای نرم‌افزاری انتخاب شود. در ابتدای امر با یک الگوی تجربی در طراحی، تعداد مهاربندهای مورد نیاز یک سازه با فرض ۱۰ الی ۳۰ درصد محیط سازه انتخاب گردید. در مورد تعداد مدل‌های سازه‌ای با توجه به اهمیت چیدمانها، ۲۸ مدل تولید گردید.

۱-۳-۳ مشخصات عمومی و فنی مدلها

الف) محل اجرای ساختمان استان تهران و یا هر محلی که دارای خاک نوع ۳ و از لحاظ پهنه لرزه خیزی از نوع خطر بسیار زیاد باشد و با کاربری ساختمان مسکونی و اداری

ب) نوع سیستم کف: سقف طبقات با استفاده از تیرچه‌های بتنی و بلوک سبک پلی استایرن

ج) سیستم مقاوم: در جهت شمالی - جنوبی و در جهت شرقی - غربی از سیستم دوگانه قاب خمشی ویژه و مهاربند برون محور فولادی با درجه اهمیت متوسط

د) گروه بندی برحسب شکل: منظم در پلان و منظم در ارتفاع

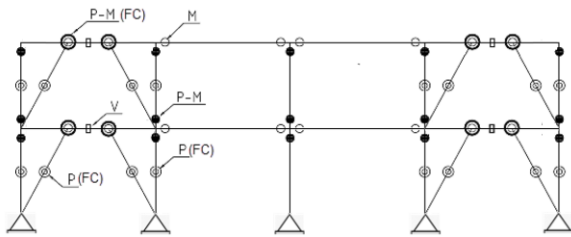
ه) مقاطع مورد استفاده: در مدل سازی های نرم افزاری برای ستونها و مهاربندها همگی از مقاطع باکس با خصوصیات مشابه با مقاطع رایج از سایزهای ۸ تا ۴۰ و تیرها از IPE220 تا 300 با توجه به کاربری آنها در سازه متغییر خواهند بود. (مدلهای زیر به ترتیب از چپ به راست، در ۲۸ مدل مورد تحلیل قرار گرفته اند)

و) مصالح فولادی همگی از فولاد نرمه ساختمانی با رده ST37 خواهند بود.

۴- روش های طراحی و تحلیل

طراحی سازه بر اساس آیین‌نامه‌های بارگذاری و طراحی ایران (مبحث ۶ و مبحث ۱۰) [۹۰۸] و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ [۱] صورت گرفته است. در طراحی سازه‌ها اثرات طرح لرزه‌ای از قبیل تشدید نیروهای محوری ستونها موردی که در بند ۶ اشاره می‌شود نیز دیده شده است.

همین روند (مفصل خمشی DC در محدوده ابتدایی و انتهایی خارج از محدوده صلب انتهایی) تکرار شده است؛ با این تفاوت که برای تیرهای دهانه مهاربندی، در وسط تیر پیوند یک مفصل پلاستیک برشی DC معرفی شده و برای مهاربندها نیز تنها یک مفصل محوری FC در وسط مهاربندها در نظر گرفته شده است (شکل ۲).



شکل ۲- مفصل مدل شده در سیستم دوگانه

در شکل ۲ دایره توپر و دایره خالی به ترتیب معرف مفصل پلاستیک فشاری - خمشی (P-M) و مفصل پلاستیک خمشی (M) هستند که رفتار شکل پذیر دارند. علامت مستطیل نشانه مفصل پلاستیک برشی (V) است که آن نیز رفتار شکل پذیر دارد. دایره های دوخطی (P/P-) معرف مفاصل ترد هستند. تغییر مکان هدف برای سازه با دیافراگم صلب باید با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه برآورد شود. به عنوان روش تقریبی می توان تغییر مکان را در هر امتداد از رابطه نشریه ۳۶۰ [۱۰] محاسبه کرد. برای اینکار نیز از طیف استاندارد ۲۸۰۰ و برایش ۴ [۱۰] استفاده شده است. الگوی بارگذاری جانبی نیز مطابق با نظر نشریه ۳۶۰ [۱۰] عبارت است از توزیع یکنواخت با شکل مود اول ارتعاش در هر راستا. در ادامه، نامعینی دینامیکی در ۲۸ مدل با تعداد و چیدمان های متفاوت محاسبه شده است.

بعد از معرفی مفاصل پلاستیک، به ترکیب بارهای ثقلی پرداخته شده می شود، هدف از این کار این است که سازه در مرحله نخست با بار ثقلی درگیر شود. به این ترتیب ابتدا ترکیب بار ثقلی بر سازه اعمال می شده و سپس سازه تحت اثر الگوهای بار جانبی (زلزله) قرار می گیرد. نحوه تعریف ترکیب بار ثقلی همانند رابطه زیر می باشد:

$$\text{Gravity: } 1.1 \text{ Dead} + 0.275 \text{ Live} \quad (5)$$

با این توضیحات الگوهای بار جانبی در ۲ جهت محور های اصلی سازه تحت عنوان Push X, PushY معرفی شده است.

۶- استفاده از ترکیب بارهای زلزله تشدید یافته در طراحی

ترکیب های بار زلزله تشدید یافته با جایگزینی نیروهای زلزله $\Omega_0 E + E$ در ترکیب های عادی بارها بدست می آید. ترکیب بارهای اصلی عبارتند از:

الف) روش تنش مجاز:

$$0.75 (D+L+\Omega_0 E) \quad (1)$$

$$0.75 (D+\Omega_0 E) \quad (2)$$

ب) روش حدی:

$$D+1.2 L+1.2 \Omega_0 E \quad (3)$$

$$0.85 D+1.2 \Omega_0 E \quad (4)$$

جدول ۱- ضریب اضافه مقاومت [۱]

Ω_0	نوع سیستم باربر جانبی
۳	کلیه قاب های خمشی فولادی
۲	کلیه قاب های ساختمانی ساده توام با مهاربندی هم محور و برون محرو فولادی
۲/۵	کلیه سیستم های دوگانه یا ترکیبی

۷- تحلیل استاتیکی غیر خطی

برای تحلیل مدل های انتخاب شده در این تحقیق از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است.

۷-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

مدل غیرخطی در مقاطعی تعریف می شوند که بیشترین احتمال وقوع رفتار غیرخطی - غیر ارتجاعی در آنجا وجود دارد، مثلاً برای تیر با اتصال گیردار مفصل خمشی در ابتدا و انتهای عضو و در ستونها نیز نقاط ابتدا و انتها (در صورت عدم وجود بار متمرکز) خواهد بود. در این حالت رفتار غیرخطی مصالح با معرفی پارامترهای مفصل غیرخطی در نظر گرفته میشود. توجه شود که جداول پارامترهای نمودار رفتار غیرخطی مصالح در دستور العمل بهسازی موجود باشد. [۱۰] در این روش برای بررسی سازه، سازه تحت اثر یک الگوی بارگذاری خاص ثابت (استاتیکی) افزایش یافته تحلیل می شود و این تحلیل ادامه می یابد تا تغییر مکان نقطه از سازه (تغییر مکان نقطه کنترل) با مدلسازی رفتار واقعی (غیرارتجاعی) مصالح اعضاء، به حدی که قبلاً محاسبه شده است، برسد، این تغییر مکان که با توجه به سطح مشخصی از خطر زلزله محاسبه شده تغییر مکان هدف یا نیاز نامیده شده و مبنای بررسی اجزای سازه خواهد بود، بطوریکه تغییر شکل، دوران و نیروهای اعضاء در این مرحله بررسی می شود. (محاسبه دقیق نیاز اعضاء تقریباً غیر ممکن است) [۱۰]

۷-۲- روند انجام تحلیل غیر خطی پوش آور

در این مدل ها برای ستون ها ۲ مفصل پلاستیک PMM (خمشی وابسته به نیروی محوری - DC) در محدوده ابتدایی و انتهایی (خارج از محدوده End Offset) و برای ستون های متصل به مهاربندها یک مفصل اضافی محوری (FC) در وسط در نظر گرفته شده است. برای تیرها نیز

دهانه مهاربندی به میزان ۶ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته مدل‌های ۱۰-۱۳ تفاوت چندانی با یکدیگر نداشته اما مدل ۱۰ از نظر کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش نیز از مدل‌های مناسب می‌باشد. در این دسته مدل ۱۴ بدترین مدل سازه ای می‌باشد.

۸-۵- بررسی دسته چهارم

مدل‌های شماره ۱۵ تا ۱۹ شامل سازه‌های میان مرتبه ۸ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۱۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۲ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته از نظر کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش نیز این مدل مناسب خواهد بود. در این دسته مدل‌های ۱۶ و ۱۷ از مدل‌های نامناسب هستند.

۸-۶- بررسی دسته پنجم

مدل‌های ۲۰ تا ۲۳ شامل سازه‌های میان مرتبه ۸ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۱۵-۲۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۴ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته علی‌رغم تفاوت ناچیز مدل‌ها از نظر کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش، مدل ۲۳ بهترین مدل‌ها محسوب شده و مدل ۲۲ از مدل‌های نامناسب خواهد بود.

۸-۷- دسته ششم

مدل‌های ۲۴ و ۲۶ و ۲۷ شامل سازه‌های میان مرتبه ۸ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۲۵-۳۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۶ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته فارغ از اینکه مدل ۲۵، مدلی نامنظم محسوب می‌شود، مدل ۲۷ از نظر کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش از بهترین مدل‌های سازه‌ای بوده و مدل ۲۴، مدل نامناسب این دسته خواهد بود.

۸-۸- دسته هفتم

به ترتیب مدل‌های ۲۵ و ۲۸ شامل سازه‌های میان مرتبه ۸ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۲۵-۳۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۶ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته مدل ۲۵ از نظر کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش از بهترینها خواهد بود. در این دسته مدل ۲۸ از مدل‌های نامناسب محسوب می‌شود.

۹- خلاصه نتایج مدل‌ها

۱- در مورد سازه‌های کوتاه مرتبه ۵ طبقه، بهترین مدل در سازه با کاربری مسکونی و اداری، الگوی موجود در مدل شماره ۶ می‌باشد. البته در صورت عدم پذیرش این ریسک مدل شماره ۱۰ نیز از بهترین الگوی مدل‌ها خواهد بود. همچنین در حالت کلی به غیر از مدل‌های شماره ۲ و ۱۴ (نامنظم) مابقی مدل‌ها تفاوت چندانی ندارند و می‌توان به این نتیجه رسید که برای سازه‌های ۵ طبقه، از نظر تعداد دهانه مهاربندی، میزان ۲۰-۱۰ درصد محیط سازه میزان قابل قبولی خواهد بود. در مدل‌های ۵ طبقه مورد تحقیق دیده می‌شود که، سازه‌هایی با ۱ تا ۲ دهانه مهاربندی از جمله مدل‌های مناسب خواهند بود و تعداد بیشتر دهانه مهاربندی اثری بر روی رفتار سازه نخواهد داشت.

۸- تجزیه و تحلیل یافته‌های تحقیق

۸-۱- دسته بندی تحلیل داده‌ها

جدول ۲- مشخصات تفکیکی مفاصل عبوری از سطح عملکرد آستانه فروریزش اعضاء مختلف سازه

Model	No stories	N.B.C.C.B		N.B.C.C.M .F		N.B.C.B		N.B.C.BR	
		Pus h X	Pus h Y	Pus h X	Pus h Y	Pus h X	Pus h Y	Pus h X	Pus h Y
1	5	0	0	0	0	8	8	0	0
2	5	0	0	3	0	6	10	0	0
3	5	0	0	0	0	10	10	0	0
4	5	0	0	0	0	10	10	0	0
5	5	0	0	0	0	8	8	0	0
6	5	2	4	0	0	12	12	0	0
7	5	4	4	0	0	12	12	0	0
8	5	3	4	0	0	12	12	0	0
9	5	4	4	0	0	12	12	0	0
10	5	0	0	0	0	12	12	0	0
11	5	0	0	0	0	12	12	0	0
12	5	0	0	0	0	12	12	0	0
13	5	0	0	0	0	12	12	0	0
14	5	0	0	3	0	20	20	0	0
15	8	0	0	0	2	16	16	0	0
16	8	4	0	43	12	22	16	0	0
17	8	0	0	0	1	14	10	0	1
18	8	0	0	2	1	14	16	0	0
19	8	0	0	0	0	14	14	0	0
20	8	0	0	6	2	28	28	0	0
21	8	4	0	0	1	24	24	0	0
22	8	0	0	4	8	24	24	0	0
23	8	2	2	0	0	24	24	0	0
24	8	2	3	0	2	36	36	0	0
25	8	0	1	1	1	30	30	0	0
26	8	0	0	0	0	36	36	0	0
27	8	2	0	2	2	30	30	0	0
28	8	0	0	3	8	32	32	0	0

N.B.C.C.M.F: Number of beyond CP hinges in columns connected to moment frame
N.B.C.C.B: Number of beyond CP hinges in bracings
N.B.C.B: Number of beyond CP hinges in beams
N.B.C.BR: Number of beyond CP hinges in bracings

۸-۲- بررسی دسته اول

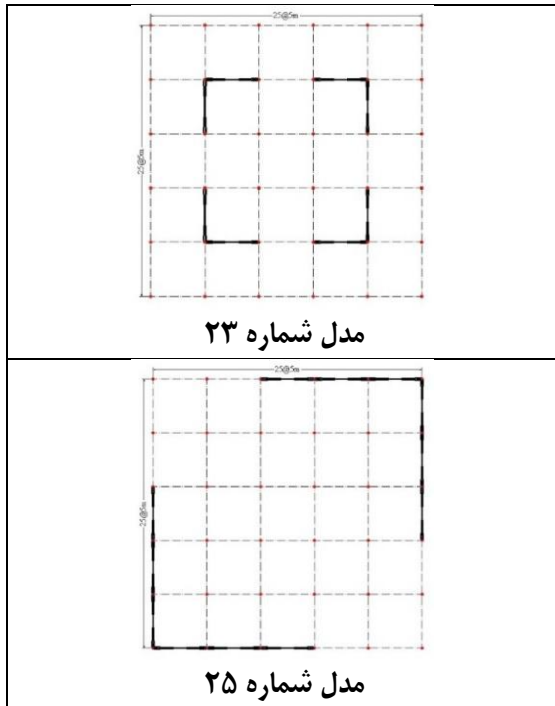
مدل‌های شماره ۱ تا ۵ شامل سازه‌های کوتاه مرتبه ۵ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۱۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۲ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته بهترین مدل‌ها سازه‌ای، مدل‌های ۱ و ۵ از نظر دارای کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش هستند و مدل‌های ۲ و ۴ از مدل‌های نامناسب هستند.

۸-۳- دسته دوم

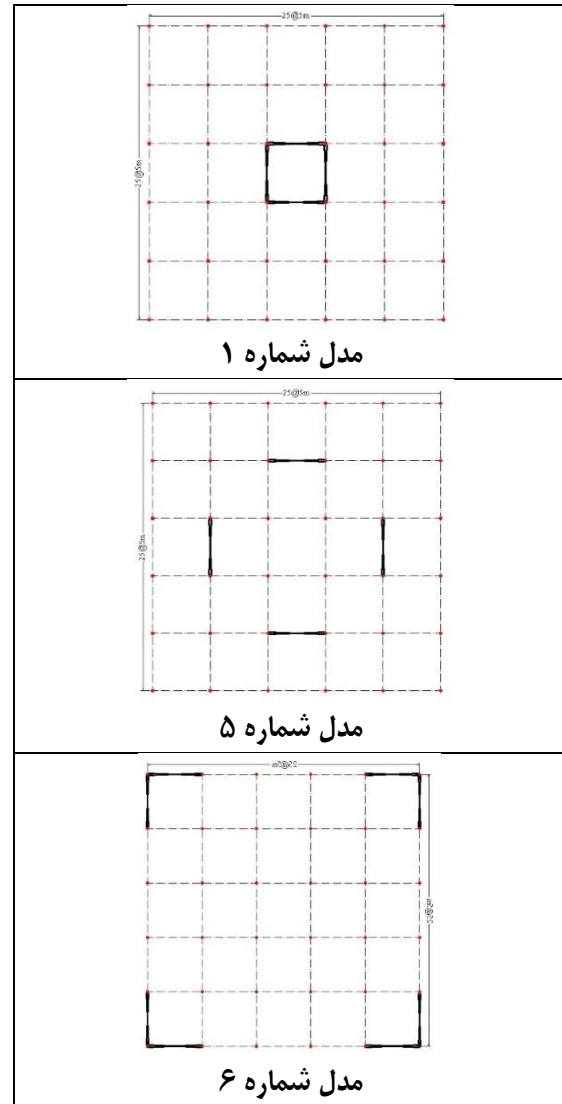
مدل‌های شماره ۶ تا ۹ شامل سازه‌های کوتاه مرتبه ۵ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۱۵-۲۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد دهانه مهاربندی به میزان ۴ دهانه ۵ متری در هر جهت سازه می‌باشد. در این دسته از لحاظ کمترین مفاصل با سطح عملکرد آستانه فروریزش مدل ۶ بهترین مدل سازه ای و مدل‌های ۷ و ۹ مدل‌های نامناسبی هستند.

۸-۴- بررسی دسته سوم

مدل‌های شماره ۱۰ تا ۱۴ شامل سازه‌های کوتاه مرتبه ۵ طبقه، دارای طول دهانه مهاربندی ۲۵-۳۰ درصدی نسبت به محیط سازه و تعداد



شکل ۴- مدل‌های ایده آل با ۲ تا ۳ دهانه مهاربندی در سازه های میان مرتبه ۸ طبقه



شکل ۳- مدل‌های ایده آل با ۱ تا ۲ دهانه مهاربندی در سازه های کوتاه مرتبه ۵ طبقه

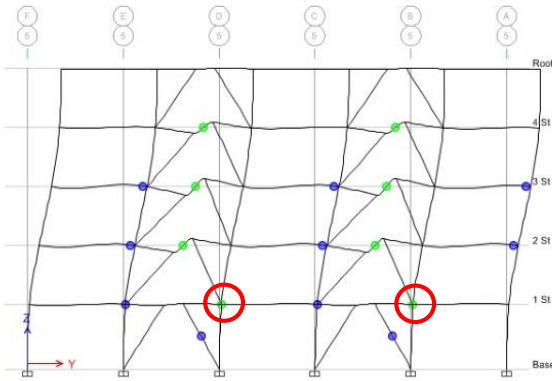
۳- بررسی میان سازه‌های کوتاه مرتبه ۵ طبقه با میان مرتبه ۸ طبقه نشان می‌دهد که هر چه ارتفاع سازه بیشتر شود نیاز آن به مهاربند از لحاظ تعداد دهانه بیشتر می‌شود این موضوع در مدل‌های ۵ طبقه و ۸ طبقه قابل ملاحظه است. این میزان از ۱۰-۲۰ درصد محیط به ۲۰-۳۰ درصد محیط افزایش می‌یابد.

یکی دیگر از پارامترهایی که اندازه‌گیری شد، ضرایب اضافه مقاومت یعنی نسبت‌های مقاومت نهایی سازه در پوشها (V_u) به برش پایه طراحی (V_d) بود. کاهش مقاومت خمشی ستونها به علت اثر نیروی محوری ناشی از مهاربندها در این نسبت اثر بسزایی دارد. خلاصه این نتایج در جدول شماره ۳ به صورت متوسط اضافه مقاومت سازه‌ها در مدل‌های ۲۸ گانه نمایش داده شده است.

جدول ۳- متوسط ضرایب اضافه مقاومت در مدل‌های ۲۸ گانه

Classification	Over strength in X (Ω) direction	Over strength in Y (Ω) direction
First classification (models 1-5)	1.80	1.99
Second classification (models 6-9)	1.67	1.70
Third classification (models 10-14)	1.69	1.73
Fourth classification (models 15-19)	1.92	1.94
Fifth classification (models 20-23)	1.68	1.69
Sixth classification (models 24- 27)	1.66	1.67
Seventh classification (models 28)	2.08	2.07

۲- در مورد سازه‌های میان مرتبه ۸ طبقه، بهترین مدل در سازه با کاربری مسکونی و اداری، می‌توان به ۲ الگوی موجود، مدل شماره ۲۳ و مدل شماره ۲۵ اشاره نمود. در این مدل‌ها موقعیت مهاربند نسبت به تعداد تعیین‌کننده تر خواهد بود. از نظر تعداد دهانه مهاربندی، میزان ۲۰-۳۰ درصد محیط سازه میزان قابل قبولی خواهد بود. همچنین مدل‌های نامنظم همچون مدل شماره ۱۶ و ۲۸ بدلیل سهم بیشتر قاب خمشی در نیروی جانبی، اثرات ثانویه پیچشی و در نتیجه مفاصل بیشتر در آستانه فروریزش مدل‌های مناسبی نخواهند بود. در مدل‌های ۸ طبقه دیده می‌شود که سازه‌هایی با ۲ تا ۳ دهانه مهاربندی از جمله مدل‌های مناسب می‌باشند.



شکل ۵- ایجاد مفصل خمشی عبوری آستانه فروریزش در ۲ ستون متصل به مهاربند (پوش هر ۲ جهت)

۱-۰ جمع بندی

در این تحقیق، با بررسی تأثیرات تعداد و موقعیت دهانه‌های مهاربندی بر تعداد مفاصلی که در سازه آستانه فروریزش را رد کرده است، بهترین الگو برای چیدمان دهانه‌های مهاربندی در سازه‌های دوگانه منظم ۵ و ۸ طبقه پیشنهاد شد. همچنین مشاهده شد علی‌رغم کنترل رابطه زلزله تشدید یافته در مدلهایی که ستونهای که بویژه از ۲ جهت به مهاربندها متصل هستند و نیروی زلزله از هر ۲ راستا به ستون وارد می‌شود تعداد مفاصل خرابی (از CP گذشته) نسبت به مدلهایی با مهاربندهای پراکنده میزان قابل توجهی افزایش می‌یابد. از آنجایی که افزایش نیروی محوری در این ستونها باعث کاهش ظرفیت خمشی آنها (علی‌رغم کنترل بند زلزله تشدید یافته) می‌باشد لذا با توجه به کاهش ظرفیت خمشی با افزایش نیروی محوری و به علت وجود لنگر خمشی در قاب های دوگانه این ستونها بسیار زودتر از ستون های دیگر دچار از دست دادن ظرفیت و عبور از آستانه فروریزش می‌شوند. در نهایت توصیه می‌شود در این نوع سازه‌ها (سیستم دوگانه ویا وجود لنگر خمشی در ستون) در خصوص ظرفیت خمشی ستونهای متصل به مهاربند اثرات اندرکنش نیز مانند رابطه ۶ دیده شود.

۱-۱ مراجع

۱- کمیته دائمی بازنگری، استاندارد ۲۸۰۰ زلزله-ویرایش ۴، آیین نامه طراحی ساختمان در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن- ۱۳۹۳

2-Merovich, A.T., Nicoletti, J.P. and Hartle, E. "Eccentric Bracing in Tall Buildings," ASCE Journal of the Structural Division, 108(ST9), September 1982, pp. 2066-2079

4-Roeder, C.W. and Popov, E.P. "Eccentrically Braced Steel Frames for Earthquakes," ASCE Journal of the Structural Division, ST3, March 1982, pp. 391-411

3-Libby, J.R. "Eccentric Braced Frame Construction—A Case History," AISC

بر اساس جدول ۳، افزایش دهانه مهاربندی در سیستم دوگانه به معنای بیشتر شدن اضافه مقاومت نیست. همچنین مقادیر به دست آمده در مقایسه با ضوابط آیین‌نامه‌هایی معتبر مانند استاندارد ۲۸۰۰ [۱] کمتر است. همچنین با توجه به جدول ۳، مدل‌هایی با تعداد دهانه مهاربندی کمتر، برخلاف انتظار، اضافه مقاومت بیشتری دارد. این مورد نشان می‌دهد که هرچه عملکرد قاب خمشی در باربری جانبی بیشتر شود، اضافه مقاومت بیشتر می‌شود.

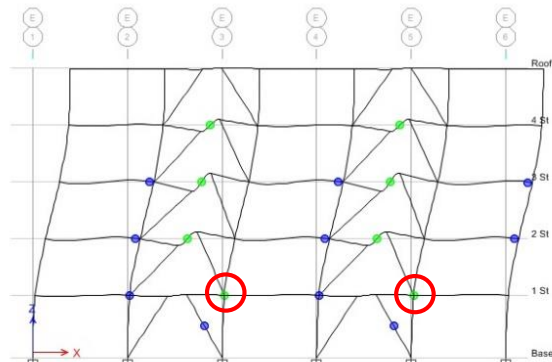
در انتها نکته اصلی پژوهش مورد بررسی قرار می‌گیرد. همانطور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود برخی ستونهای متصل به مهاربند به علت افزایش نیروی محوری با کاهش قابل ملاحظه ظرفیت خمشی مواجه شده و این اثر باعث خرابی ترد ستونها در لنگر خمشی می‌گردد. همانطور که در نشریه ۳۶۰ [۱۰] اشاره شده است ستونهای فولادی که نیروی محوری آنها از ۵۰ درصد ظرفیت آنها تجاوز نماید، خمش آنها نیز در دسته رفتارهای نیرو کنترل خواهد بود. لذا پیشنهاد می‌گردد مطابق رابطه ذکر شده ۶ ذکر شده در بند ۳-۲-۳-۴-۲-ب نشریه ۳۶۰ [۱۰] در کنترل این ستونها اثر اندرکنشی نیز لحاظ گردد:

در این بند آمده است:

"در ستون‌های فولادی که نیروی محوری فشاری وارد شده بیش از ۵۰٪ مقدار کرانه‌ی پایین مقاومت فشاری ستون می‌باشد رفتار ستون چه از نظر خمشی و چه از نظر نیروی محوری فشاری نیرو کنترل بوده و لذا در ترکیب تنش‌ها رابطه‌ی اندرکنش به صورت زیر خواهد شد:"

$$\frac{P_{UF}}{\kappa P_{CL}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{UFx}}{\kappa M_{CLx}} + \frac{M_{UFy}}{\kappa M_{CLy}} \right) \leq 1.0 \quad (6)$$

لنگرهای $M_{UFx,y}$ لنگرهای خمشی حول محورهای X,Y و $M_{CLx,y}$ لنگرهای ظرفیت در جهات مذکور است. P_{UF} و P_{CL} نیز به همین ترتیب نیروی محوری و ظرفیت محوری ستون می‌باشد. κ نیز ضریب آگاهی است.



شکل ۶- ایجاد مفصل خمشی عبوری آستانه فروریزش در ۲ ستون متصل به مهاربند (پوش هر ۲ جهت)

Engineering Journal, 4th Quarter, 1981, 149-153

۴- نیکنام، احمد - میمندی پاریزی، علی اکبر - پاک نیت، شایان، بهسازی لرزه ای سازه های فولادی و تحلیل بار افزون (Pushover) در SAP,ETABS، انتشارات متفکران- ۱۳۹۰

5-Richards, Paul.W. "Estimating the stiffness of eccentrically braced frames (EBFs)." ASCE Practice Periodical on Structural Design and Construction, 2010

6- Popov, E.P., Engelhardt, M.D. and Ricles, J.M. "Eccentrically Braced Frames: U.S. Practice," AISC Engineering Journal, Second Quarter, 1989, pp. 66-80.

۷- تقی زاده، رامین، طراحی و بهسازی لرزه ای سازه ها بر اساس سطوح عملکرد با استفاده از تحلیل پوش آور SAP,ETABS، تهران، ایران، انتشارات نشر کتاب دانشگاهی، ۱۳۹۲

۸- کمیته دائمی بازنگری، مبحث ششم مقررات ملی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۹۲

۹- کمیته دائمی بازنگری، مبحث دهم مقررات ملی، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، ۱۳۹۲

۱۰- کمیته دائمی بازنگری، ۱۳۹۲، دستورالعمل بهسازی لرزه ای ساختمانهای موجود (نشریه ۳۶۰)، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی

رییس جمهور

11-American Society of Civil Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41), 2013

12-AISC 341, American Institute of Steel Construction (AISC), Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, Chicago, Illinois, 2010

The effect of Number and Position of Braced Frames on Failure Distribution and Column Behavior of the Dual Steel Structural System (MRF and EBF)

Alireza Faroughi

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, East Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

Sajjad Mohammadi

Department of Civil Engineering, East Tehran Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran
Abd-ol-Reza Sarvghad Moghaddam

Associate Professor in International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, Tehran, Iran

Abstract

In the seismic design of structures, determination of the number and position of braced frames, according to the architectural scheme of projects, is usually encountered with obstacles. This has made it difficult in some cases to choose the best location and number of braced bays and especially in dual frames, has led to differences in the design forces of their adjacent members (columns). One of the seismic design requirements of lateral resisting system is to control the columns adjacent to braced bays for load combinations of intensified seismic load, which is a function of over-strength factor of the structure. This research aims to present and introduce the best structural model regarding the number and position of braced frames in a structural system, such as steel moment resisting frame and eccentric braces dual system. Though the intensified seismic load function is controlled in models which columns are connected to the braces in 2 directions, and seismic loads are applied in those 2 directions, the number of damaged hinges (Exceeding CP) is significantly increased in comparison with the models with straggly braces. Since the increase in axial force of these columns reduces their moment capacity (despite controlling the amplified seismic load provision), columns in dual systems that resist flexure, would be damaged and exceed the collapse threshold much sooner than other columns. Therefore, it is suggested that, like the publication 360, the control of these columns in an amplified earthquake should not be based solely on axial force, but on the interaction of forces.

Keywords

Number and position of braced frames, Over-strength factor, Dual system of steel, Fourth revision of Iranian 2800 standard of seismic provision, Amplified seismic load, Interaction