فصلنامه آنالیز سازه – زلزله دوره ۱۲، شماره ۴، زمستان ۱۳۹۴

مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی آرمه با استفاده از سیستم مهاربندی فولادی مگا

محمّدامین شریفی

گروه مهندسی عمران-زلزله، واحد مراغه، دانشگاه آزاد اسلامی، مراغه، ایران

عبدالرّحیم جلالی

استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز، تبریز، ایران

a_sharifi_2010@yahoo.com

تاریخ دریافت: ۹۴/۰۷/۱۶ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۴/۱۱/۲۵

چکیده:

پژوهش حاضر عملکرد لرزه‌ای سیستم قاب خمشی بتنی مسلح[۱] مقاوم‌سازی شده با سیستم‌های مهاربندی فولادی مختلف را بررسی می‌کند. دو نوع ترکیب سازه‌ای شامل، سیستم مهاربندی فولادی همگرا[۲] و سیستم مهاربندی فولادی مگا[۳] در دو نوع سازه با تعداد طبقات مختلف استفاده شده است. این دو سازه که با سیستم قاب خمشی بتنی‌مسلح ۵ و ۱۰ طبقه طراحی شده، دارای ضعف در سختی جانبی بوده و جهت جبران محدودیت‌های دریفت آیین‌نامه در مناطق با خطر زلزله بالا و در سطح عملکردی ایمنی جانی در نظر گرفته شده است. سپس این قاب‌ها با سیستم‌های مهاربندی فولادی همگرا و سیستم مهاربندی مگا بهسازی می‌شوند. جهت انجام این پژوهش از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)[۴] برای ارزیابی عملکرد سازه تحت اثر حرکات زمین استفاده شده است. همچنین برای مقایسه پاسخ سازه بهبود یافته از دوران عضو[۵]، دریفت طبقه[۶]و برش پایه استفاده شده است، نشان داده شده که سیستم مهاربندی فولادی مگا و مهاربندی فولادی همگرا از نظر آیین‌نامه‌ای کنترل دریفت، مقدار برش پایه، تعداد مفصل پلاستیک، تعداد المان‌های گسیخته شده و همچنین از لحاظ مسائل اقتصادی، به ترتیب از بهترین نوع سیستم‌های مهاربندی فولادی جهت بهسازی و مقاوم‌سازی سازه‌ها می‌باشند.

کلید واژگان: بهسازی لرزه‌ای، طراحی بر اساس عملکرد، تحلیل استاتیکی غیرخطی.

---

۱ Moment Resisting Concrete FrameSystem

۲ Concentrically Brace Frame System

۳ Mega Brace Frame System

۴Nonlinear Static Analysis (Push Over)

۵Chord Rotation

۶ Story Drift

۱- مقدمه

پهنهٔ لرزه‌خیز ایران در گوشه و کنار خود شاهد زمین لرزه‌های شدیدی بوده و وقوع زلزله‌های مکرر را در تاریخ چندین هزار ساله خود ثبت کرده است[۱]. سازه‌هایی که در مناطق با خطر بالای زمین لرزه قرار دارند ممکن است در اثر یک زمین‌لرزهٔ سنگین دچار خرابی های شدید شوند. سازه‌هایی که بر اساس آیین نامه‌های قدیمی طراحی شده‌اند ممکن است تحت خطر بالاتری هم باشند. هنگامی که این سازه‌ها را با معیارهای آیین نامه‌های امروزی ارزیابی می‌کنیم، مشاهده می‌شود که این سازه‌ها از مقاومت جانبی و یا شکل‌پذیری بی بهره‌اند. از آنجایی که ایمنی و ملاحظات اقتصادی مسئلهٔ اصلی‌اند، در نتیجه این سازه‌ها تبدیل به اصلی‌ترین گزینه‌ها جهت مقاوم‌سازی و بهسازی لرزه‌ای می‌شوند. هم‌اکنون مباحث مربوط به طراحی و بهسازی سازه‌ها بر اساس عملکرد[۷] به‌عنوان آخرین دستاورد در زمینهٔ طراحی لرزه‌ای و تحلیل پوش‌آور به‌عنوان آخرین دستاورد در زمینهٔ تحلیل و امکانات نرم‌افزاری مطرح است و در کانون توجه مهندسان سازه و زلزله قرار دارد.

انواع روش‌های بهسازی را در دو دسته کلی می‌توان طبقه‌بندی کرد. بهسازی در سطح عضو و بهسازی در سطح سیستم ساختمانی.

هدف از بهسازی در سطح عضو، بهبود عملکرد عضو دارای کاستی است، مانند تیر، ستون و دیوار. استفاده از مواد کامپوزیت، ورق‌های فولادی در پیرامون بتن و قفسه فولادی نمونه‌های پرکاربرد از این نوع بهسازی هستند.

بهسازی در سطح سیستم ساختمانی در برگیرندهٔ اصلاحات سراسری در کل سیستم سازه‌ای است. مانند اضافه کردن انواع دیوار برشی فولادی و بتنی، انواع مهاربندهای فولادی و غیره. استفاده از مهاربندهای فولادی نمونهٔ پرکاربرد بهسازی در سطح سیستم ساختمانی به شمار می‌رود[۲].

بسیاری از سازه‌های بتن‌آرمه موجود که در مناطق لرزه‌خیز واقع شده‌اند بر اساس آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای گذشته تحلیل و طراحی شده‌اند که در حال حاضر فاقد اعتبار بوده و آیین‌نامه‌های مدرن با دیدگاه‌های طراحی جدید جایگزین آنها شده‌است. از سویی دیگر، شمار زیادی زلزله در سال‌های اخیر اتفاق افتاده است که بر اهمّیت مقاوم‌سازی سازه‌ها تأکید می‌کند.برای سازه‌های گوناگون و کاستی های احتمالی پیش‌رو، می توان روش‌های گوناگون مقاوم سازی را در نظر گرفت. سیستم مهاربندی فولادی از جمله روش‌های مقاوم سازی است که می تواند رویکردی مناسب در مقاوم‌سازی و افزایش سختی در برابر بارهای جانبی برای ساختمان‌های موجود (ساخته شده) فراهم آورد. مزیّت بالقوهٔ دیگر این روش افزایش بار نسبتاً کوچک آن است. این مسئله در برخی روش‌های مقاوم سازی خود یک مشکل است. همچنین استفاده از مهاربند فولادی در سازه‌های بتنی به خاطر اجرای آسان، مسائل اقتصادی، ایجاد نورگیر دردهانه‌های مهاربندی شده نسبت به دهانه‌های دارای دیوار برشی و از همه مهمتر امکان مقاوم سازی ساختمان‌های بتنی ضعیف موجود در برابر زلزله در چند دهه اخیر مورد توجه محققین قرار گرفته و تحقیقاتی در این زمینه انجام شده است[۳].

اهمیت این تحقیق بدلیل مزیت اصلی روش مقاوم‌سازی به کمک مهاربند فولادی خارجی (مگا بریسینگ)است که باعث عدم دخل و تصرف در بهره‌برداری و استفاده از ساختمان بوده به گونه‌ای که در هنگام انجام عملیات مقاوم‌سازی کمترین اخلال را در بهره‌برداری ساختمان بوجود خواهد آورد. در حالت کلی، مطالعه در زمینه مقاوم‌سازی با مهاربندهای فولادی مگا را میتوان در سه بحث مجزا دسته‌بندی کرد. از جمله این بحث‌ها عبارتند از : جزئیات اتصال مهاربند فولادی مگا، نحوه اتصال مهاربند به اسکلت بتنی سازه و اثر این نوع اتصال به المانهای متصل به آن و همچنین تأثیر مقاوم‌سازی در سطح سیستم ساختمانی با این نوع مهاربند اشاره کرد. از جمله خلاءهای موجود می‌توان به نحوه اتصال مهاربند فولادی مگا به اسکلت بتنی سازه موجود، اشاره کرد. در این پژوهش به تأثیر مقاوم سازی با استفاده از مهاربند فولادی مگا بریسینگ در سطح سیستم ساختمانی با استفاده از این نوع مهاربند پرداخته می‌شود[۴].

۲- روش طراحی و مدل‌سازی

۲-۱ روش طراحی براساس عملکرد و آیین‌نامه‌های مربوطه

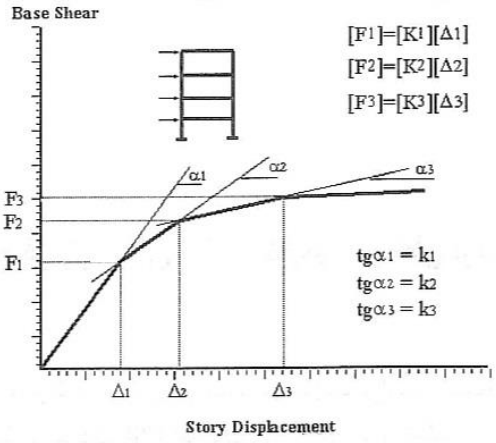
هدف از طراحی لرزه‌ای براساس عملکرد قادر ساختن مهندسان به طراحی سازه‌هایی است که عملکردشان قابل پیش‌بینی باشد، یا در حقیقت هدف وارد کردن کارفرما در انتخاب میزان آسیب‌پذیری ساختمان در سطوح مختلف زمین‌لرزه است. طراحی براساس عملکرد و مباحث مربوط به آن در سال‌های اخیر همگام با دیگر کشورهای جهان، در ایران نیز مورد استقبال فراوان قرار گرفته و هم‌اکنون کارهای تحقیقاتی بسیاری در این زمینه درحال انجام است. از جمله موسساتی که عمدتاً در هدایت این تحقیقات سهم عمده‌ای داشته‌اند می‌توان به انجمن تکنولوژی کاربردی (ATC)، جامعهٔ مهندسان عمران آمریکا (ASCE) و انجمن ایمنی لرزه‌ای ساختمان‌ها (BSSC)اشاره کرد که در اولین گام در سال ۱۹۹۶ مطالعات خود را در قالب نشریهٔ FEMA-273و ATC-40 ارائه دادند. در ادامه با رویکرد جدی‌تر محققان به این امر، بحث طراحی براساس عملکرد تکامل بیشتری پیدا کرد، به گونه‌ای که گزارش‌های FEMA به‌عنوان معیارهای ارزیابی عملکرد ساختمان‌ها به‌طور رسمی به‌عنوان پیش‌استاندارد معرفی شدند. در ایران نیز در زمینهٔ بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها، در خرداد سال ۱۳۸۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود توسط دفتر امور فنی و تدوین معیارها، سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور، در اختیار جامعهٔ مهندسان کشور قرار گرفت و در سال ۱۳۸۵ ویرایش دوم آن با عنوان نشریهٔ شماره ۳۶۰

[7] Performance Base Design

به‌صورت بخش‌نامه به دستگاه‌های اجرایی، مهندسان مشاور، پیمانکاران و عوامل دیگر در اجرای طرح‌ها، الزامی گردید.

۲-۲ روش کار در تحلیل استاتیکی غیرخطی

روش کار در تحلیل استاتیکی غیرخطی بدین ترتیب است که ابتدا بارهای ثقلی به سازه اعمال می‌گردد، سپس بارهای جانبی به مجموعهٔ بارها اضافه می‌شود. علت این امر این است که در تحلیل‌های غیرخطی اصل جمع آثار به‌طور کلی معتبر نیست. لذا برای هر ترکیب بارگذاری لازم است. تحلیل سازه از ابتدا و به‌طور کامل انجام می‌شود. بنابراین بارهای ثقلی باید هم‌زمان با بارهای جانبی به سازه اعمال شوند. به‌علاوه در تیرهای با دهانهٔ بلند یا تیرهای تحت اثر بارهای ثقلی بزرگ ممکن است مفصل خمیری در نقطه‌ای غیر از دو انتها ایجاد گردد. از آن‌جا که به این ترتیب موقعیت مفصل خمیری تابع بار ثقلی می‌شود، لازم است بارهای ثقلی هم‌زمان با بارهای جانبی به سازه اعمال شوند تا جابه‌جایی مفصل خمیری بر اثر بارهای ثقلی در تحلیل تحت اثر بارهای جانبی منظور گردد. همچنین براساس ضوابط آیین‌نامهٔ FEMA–356 و دستورالعمل بهسازی برای بررسی اثر هم‌زمان بارهای ثقلی و زلزله باید در هنگام اعمال نیروهای جانبی مقداری از بار محتمل ثقلی نیز روی سازه قرار داده شود.[6]



شکل ۱: روند محاسبهٔ ماتریس بارهای اعمالی، سختی و تغییر مکان‌ها در هر مرحله از تحلیل استاتیکی غیرخطی

۲-۳ تعریف سطوح عملکردی مختلف

سطح عملکرد «خدمت رسانی بی‌وقفه»: پیش‌بینی شود اجزای غیرسازه‌ای بر اثر زلزله دچار خرابی بسیار جزئی شوند، به‌گونه‌ای که خدمت‌رسانی ساختمان پیوسته انجام شود. بنابراین در اعضای غیرسازه‌ای تمام سیستم های لازم برای عملکرد ساختمان فعال باقی می‌مانند و دیوارهای داخلی و نما و سقف‌ها ترک نمی‌خورند. خرابی‌های ناچیز ایجاد می‌شود و سیستم تاسیسات و برق رسانی فعال باقی می‌مانند.

سطح عملکردی «قابلیت استفاده بی وقفه»: خرابی‌های ایجاد شده در سازه محدود است و سختی سازه زیاد تغییر نمی‌کند.

سطح عملکردی «ایمنی جانی»: ساختمان دچار خرابی‌های قابل توجهی می‌شود و سختی سازه به مقدار چشم‌گیری کاهش می‌یابد، ولی به هر حال در این حالت حاشیهٔ ایمنی قابل توجهی برای جلوگیری از فروریزش سازه وجود دارد.

سطح عملکردی «آستانهٔ فروریزش»: ساختمان دچار خرابی‌های گسترده و فراوانی می‌شود. اگر سازه دچار تغییر مکان‌هایی بیش از این حد شود، سازه ناپایدار می‌گردد و فرو می‌ریزد.

جدول ۱: اصطلاحات بکاررفته درFEMA-356و دستورالعمل بهسازی برای سطوح عملکرد مختلف

اصطلاح معادل دردستورالعمل بهسازی	اصطلاح به‌کار رفته درFEMA
خدمت‌رسانی بی‌وقفه	Operational Nonstructural Performance
قابلیت استفاده بی‌وقفه	Immediate Occupancy Nonstructural Performance
ایمنی جانی	Life Safety onstructural Performance
لحاظ نشده	Nonstructural Performance Not Considered

۲-۴ تغییرمکان هدف براساس دستورالعمل بهسازی FEMA-356 و ATC

در طراحی و بهسازی سازه‌ها براساس عملکرد، سازه تحت یکسری نیروهای جانبی کشیده می‌شود. با افزایش جابجایی جانبی، نیروهای موجود در اعضای سازه نیز افزایش می‌یابند، تا حدی که در بعضی از نقاط سازه، نیروهای موجود از مقدار حد تسلیم فراتر می‌رود و مفاصل پلاستیک در سازه ایجاد می‌شوند. فرض کنید قصد داریم یک سازهٔ خاص را برایسطح عملکردیLife Safety ارزیابی کنیم. سازه را تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) می‌کنیم تا منحنی ظریف سازه به‌دست آید (این منحنی بر حسب برش پایه تغییر مکان جانبی بام است). در این منحنی برای سطح عملکردی Life Safety تا یک حد معین تغییر مکان جانبی، منحنی نیرو– جابجایی هیچ‌کدام از اعضای سازه نباید در محدودهٔ تغییر مکان فراتر از حد «ایمنی جانی» قرار گیرند. اگر در بعضی از اعضا نیرو یا تنش‌ها از این مقدار بیش‌تر شوند، اعضا باید تقویت شوند. مقدار این تغییر مکان برای یک سطح عملکرد معین، مشخص است. این تغییر مکان در FEMA-356 و دستورالعمل‌های بهسازی تغییر مکان هدف[8] و در ACT-40 جابجایی تقاضا[9] نامیده می‌شود. در ادامه روش به‌دست آوردن تغییر

[8]Target Displacement
[9]Demand Displacement

مکان هدف براساس «FEMA-356 و دستورالعمل‌های بهسازی» برای این پروژه توضیح داده می‌شود. [۷]

براساسFEMA-356 و دستورالعمل بهسازی تغییر مکان هدف برابر است با:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \qquad (۱)$$

T_e (Effective Fundamental Period): زمان تناوب اصلی مؤثر ساختمان در جهت مورد بررسی، برحسب ثانیه.

$$T_e = T_i \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \qquad (۲)$$

۲-۵ محاسبه تغییرمکان هدف در این پروژه

با استفاده از توضیحات قسمت قبلی و همچنین بر اساس آنالیز پوش‌آور اولیه انجام شده، تغییر مکان هدف برای سازه ۵ طبقه به عنوان نمونه به‌صورت زیر بدست می‌آید:

Period @ mode1=0.76

If $K_i \approx K_e$ ⇨ $T_e = T_i = 0.76$

$T_e = 0.76$, $T_s = 0.5$ ⇨ $T_e \geq T_s$ ⇨ $\boxed{C_1 = 1}$

$C_2 = 1$

$B = (1+1.5).(0.5/0.76)^{2/3} = 1.89$

$A = 0.35$

$S_a = 0.6618$

با توجه به موارد ذکر شده و با جاگذاری در رابطه (۱)، خواهیم داشت:

$$\delta_t = 1.3*1*1.1*1*0.6618*\frac{0.76^2}{4\pi^2}*981 = 13.58 \text{ cm}$$

همچنین بر اساس توصیهٔ FEMA–356 و دستورالعمل بهسازی ۱/۵ برابر مقدار عادی تغییر مکان هدف را بعنوان تغییرمکان هدف در نظر می گیریم. هدف از افزایش ۱۵۰٪ مقدار این عدد، ترسیم جابه‌جایی سازه در محدوده تغییر مکان‌های هدف به‌منظور رسیدن به درک بهتری از رفتار سازه تحت اثر زلزله‌های اعمالی است. در نتیجه خواهیم داشت:

$\delta_t = 1.5 * 13.58 = 20.37$ cm

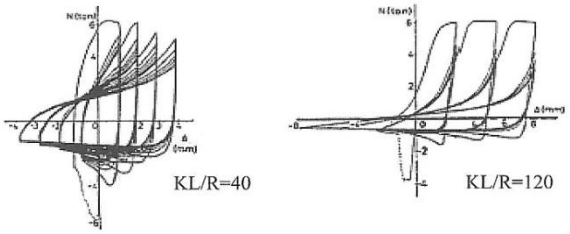
۲-۶ ضابطهٔ لاغری در مهاربندها

این ضابطه در بند ۲ – ۸ – ۲۲۱۳ آیین‌نامهٔ UBC97–ASDو بند ب ۸–۲ (الف) پیوست ۲ آیین‌نامهٔ ۲۸۰۰آورده شده است. هر دو آیین‌نامه مقرر داشته‌اند که نسبت $\frac{Kl}{r}$ در مهاربندها از نسبت ۱۲۳٫۳۲ $\sqrt{\frac{E}{Fy}} \approx$ ۴٫۲۳ و ۱۲۲٫۹۸ $\approx \frac{6025}{\sqrt{Fy}}$ (برای F_y = ۲۴۰۰ kg/cm^2 و E = ۲٫۰۴ ×۱۰^{۶}kg/cm^2) بیش‌تر نگردد. همان‌طور که دیده می‌شود، در این مورد ضابطه دو آیین‌نامه یکسان است و با یکدیگر هیچ‌گونه تفاوتی ندارند[۸].

۲-۶-۱ علت قرار دادن این ضابطه در آیین‌نامه

مهاربندهای همگرا بهترین عملکرد لرزه‌ای را هنگامی به نمایش می‌گذارند که جاری شدن در کشش و کمانش بر اثر بارهای رفت و برگشتی زلزله هم‌زمان واقع شوند. در حقیقت در این حالت بیش‌ترین استهلاک انرژی را خواهیم داشت. مقدار توانایی جذب انرژی مهاربندها در هنگام وقوع تغییر شکل‌های غیرارتجاعی رفت و برگشتی در فشار، به مقدار لاغری مهاربند و مقاومت آن در مقابل کمانش‌های موضعی وابسته است. با توجه به منحنی هیسترزیس مهاربند مشاهده می‌شود که لاغری مهاربند بیش‌ترین اثر را در استهلاک انرژی هیسترزیس دارد. به همین علت است که اکثر آیین‌نامه‌های طراحی در جهت اطمینان از ظرفیت مناسب مهاربند در جذب انرژی، لاغری مهاربند را به مقدار $\frac{Kl}{r} < \frac{720}{\sqrt{F_y}}$ (F_yبرحسب Ksi) محدود کرده‌اند. شکل ۲ چرخه هیسترزیس برای دو مهاربند با لاغری ۴۰ و ۱۲۰ آورده شده است.

بنابراین با توجه به توضیحات ذکر شده و شکل ۲ دیده می‌شود مهاربندی که دارای لاغری کم‌تری است در قسمت فشاری منحنی هیسترزیس دارای چرخه‌های پایدارتر و سطح زیر منحنی بیش‌تری است. این امر باعث می‌شود که در برابر نیروهای فشاری نیز مهاربند بتواند انرژی زلزله را مستهلک کند که در نتیجه، این امر منجر به رفتار مناسب‌تر سازه تحت اثر نیروهای رفت و برگشتی زلزله خواهد شد[۹].



شکل ۲- مقایسه رفتار هیسترزیس دو مهاربند با لاغری ۴۰ و ۱۲۰

۲-۷ کنترل معیار لاغری اعضاء قطری

طبق بند ۴-۲-۱-۱-۳ دستورالعمل بهسازی، نشریه ۵۲۴، موارد زیر باید بررسی و لحاظ شود:

الف) لاغری عضو قطری فشاری، $\frac{Kl}{r}$ ، نباید از $4.23\sqrt{\frac{E}{f_y}}$) (تجاوز نماید.

ب) ضریب طول مؤثر عضو قطری،در مهاربندهای قطری ومهاربندهای ۷و۸ برابر با یک و در مهاربندهای ضربدری، چنانچه در محل تقاطع دو عضوِ مهاربندی، اتصال کافی وجود داشته باشد،در

صفحهٔ مهاربندی برابر با ۰/۵ و در جهت عمود بر صفحه برابر بـا ۰/۷ در نظر گرفته می‌شود[۱۰].

با توجه به این بند مهم، کنترل معیار لاغری به صورت زیر انجام شده است:

درصورتیکه داشته باشیم: $E_s=2\times10^8$ kPa و $f_y=240\times10^3$ kPa در اینصورت خواهیم داشت:

$$(4.23\sqrt{\frac{E}{f_y}}) = 4.23\sqrt{\frac{2*10^8}{240*10^3}} = 122.1$$

$$r = 0.35H_m = 0.35\times0.25 = 0.0875$$

H_m : قطر مهاربند

k=0.5 در صفحه مهاربند

$$\lambda = \frac{Kl}{r} = \frac{0.5*21.2}{0.0875} = 121.2 < 122 \quad ok$$

k=0.7 عمود بر صفحه مهاربند

$$\lambda = \frac{Kl}{r} = \frac{0.7*21.2}{0.0875} = 106.9 < 122 \quad ok$$

۲-۸ مدل‌سازی اولیه با استفاده از نرم‌افزار ETABS

مدل اولیه این سازه در نرم افـزار ETABSمدلسـازی، تحلیـل و طراحی شده و ابعاد و اندازه‌های لازم از این نرم افـزار برداشـت شـده است[۱۱]. همچنین یک آنالیز اولیه پوش‌آور جهـت دسـتیابی بـه مُـد اولیه سازه برای محاسبات مربوط به تغییر مکان هـدف سـازه در ایـن نرم‌افزار انجام شده است. یک تحلیل استاتیکی معادل با استفاده از این نرم افزار جهت بدست آمدن ابعاد و اندازه های لازم انجام شده اسـت. فرضیات برای این مدل عبارتند از: ساختمان مسکونی، زمین نـوع III، شتاب مبنای طرح برابر ۰/۳، سیستم مقاوم جانبی قاب خمشی متوسط (ضریب رفتـار ۷) و بارگـذاری مطـابق مبحـث ششـم مقـررات ملـی ساختمان انجام شد. در نهایـت المـان‌هـای سـتون بـتن‌آرمـه بانـدازهٔ ۵۰×۵۰ سانتی‌متر و بصورت آرماتورگذاری 12Ø25 و المان‌هـای تیـر بتن‌آرمه باندازهٔ ۳۵×۴۵ سانتی‌متـر و آرماتورگـذاری 10Ø25 انتخـاب شده‌اند.

۲-۹- معرفی نرم‌افزارSeismoStructو نگاهی اجمـالی بـه آن

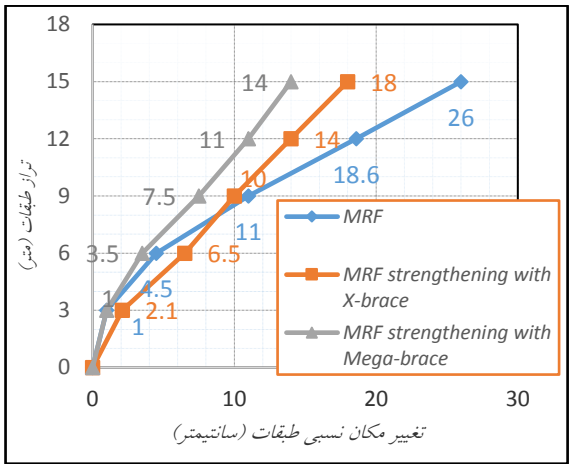
برنامه SeismoStruct یک برنامه المان محدود بـرای تحلیـل سازه‌ها است که قادر به مدل‌سازی تغییرشکل‌های بزرگ سازه، تحلیل استاتیکی و دینامیکی و رفتار غیرارتجاعی هندسی و مصالح[۱۰] می‌باشد. آنالیز پوش‌آور در این مقاله توسط برنامه SeismoStruct انجام شده است[۱۲].

۳- نتایج

در این قسمت به تفسیر نتایج و نمودارهای تغییرمکان نسبی طبقـات، برش پایه، المان‌های مفصل شده و همچنین المان‌های گسیخته شده و در نهایت به نمودارهای حاصل از آنالیز پوش‌آور پرداخته می‌شود.

۳-۱ نمودار تغییرمکان نسبی

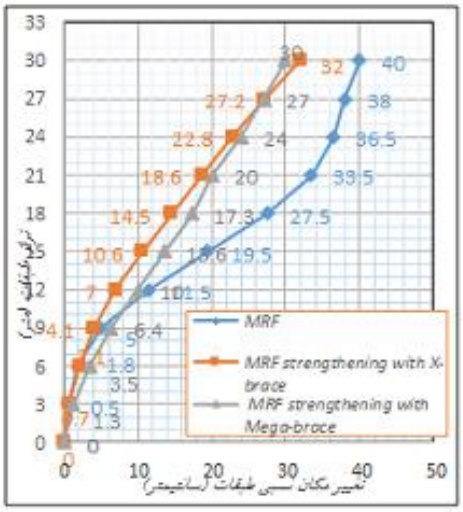
در ادامه به تفسیر نمودارهای تغییرمکان نسبی حاصل از آنالیز پوش‌آور در سازه ۵ و ۱۰ طبقه پرداخته می‌شود.



شکل ۳- نمودار تغییرمکان نسبی سازه ۵ طبقه

شکل فوق، نمودار تغییرمکان نسبی طبقات در ترازهای مختلـف سازه را نشان می‌دهد. این نمودار تغییرات را در ارتفاع سـازهٔ ۵ طبقـه نشان می‌دهد. در واقع تغییرمکان نسبی طبقه یا دریفت، نشان دهنـدهٔ جابجایی یک نقطه مشـخص از تـراز طبقـه iام نسـبت بـه جابجـایی متناظر همان نقطه از تراز طبقه i+1 ام سازه می‌باشد. در این شـکل، خطوط نمودار با رنگ‌های مختلف متمایز شده‌اند. خطوط با رنگ آبـی معرف تغییرمکان‌های سازهٔ با سیستم قـاب خمشـی اسـت. همچنـین خطوط به رنگ نارنجی مربوط به سازهٔ مقاوم شده با سیستم مهاربندی فولادی همگرا می‌باشد. خطوط به رنگ طوسی مربوط به سازه مقاوم شده با سیستم مهاربندی فولادی مگا است. همانطوریکه در این شکل ملاحظه می‌شود، حداکثر تغییر مکان‌های سازهٔ با سیستم قاب خمشی برابر ۲۶ سانتیمتر، سازهٔ مقاوم شده با سیستم مهاربندی همگـرا برابـر ۱۸ سانتیمتر و در سازهٔ مقاوم شده با سیستم مهاربندی فـولادی مگـا برابر ۱۴ سانتیمتر بدست آمده است.

[10]Geometric Nonlinearities And Material Inelasticity



شکل ۴- نمودار تغییرمکان نسبی سازه ۱۰ طبقه

شکل فوق، نمودار تغییرمکان نسبی طبقات در ترازهای مختلف را نشان می‌دهد. این نمودار تغییرات را در ارتفاع سازهٔ ۱۰ طبقه نشان می‌دهد. در واقع تغییرمکان نسبی طبقه یا دریفت، نشان دهندهٔ جابجایی یک نقطه مشخص از تراز طبقه i ام نسبت به جابجایی متناظر همان نقطه از تراز طبقه i+1 ام سازه می باشد. در این شکل، خطوط نمودار با رنگ‌های مختلف متمایز شده‌اند. خطوط با رنگ آبی معرف تغییرمکان‌های سازه با سیستم قاب خمشی است. همچنین خطوط به رنگ نارنجی مربوط به سازه مقاوم شده با سیستم مهاربندی فولادی همگرا می‌باشد. خطوط به رنگ طوسی مربوط به سازه مقاوم شده با سیستم مهاربندی فولادی مگا است. همانطوریکه در این شکل ملاحظه می‌شود، حداکثر تغییر مکان‌های سازهٔ با سیستم قاب خمشی برابر ۴۰ سانتیمتر، سازهٔ مقاوم شده با سیستم مهاربندی همگرا برابر ۳۲ سانتیمتر و در سازهٔ مقاوم شده با سیستم مهاربندی فولادی مگا برابر ۳۰ سانتیمتر بدست آمده است.

۳-۲ برش پایه

می‌توان مشاهده کرد که سازهٔ با سیستم قاب خمشی متوسط، دارای کمترین میزان جذب برش در مقایسه با سازه‌های مقاوم سازی شده با مهاربندها بوده و با توجه به اینکه میزان جذب برش رابطهٔ مستقیم با شکل‌پذیری دارد، بنابراین می‌بایست این کمبود با افزودن مهاربند جبران شود.

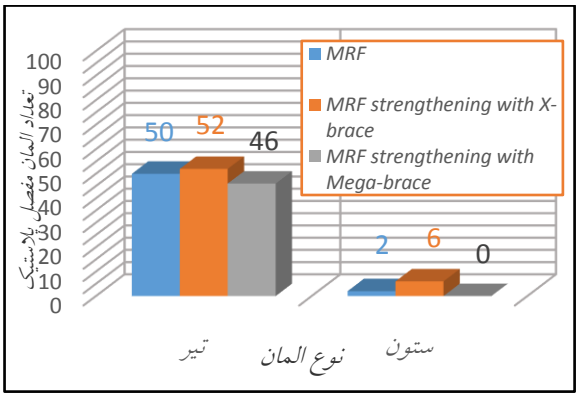
جدول ۲- مقادیر برش پایه در سازه ۵ طبقه

نوع سازه	برش پایه (کیلونیوتن)
MRF	۴۷۵۴
MRF strengthening with X-brace	۷۰۳۰
MRF strengthening with Mega-brace	۷۲۹۴

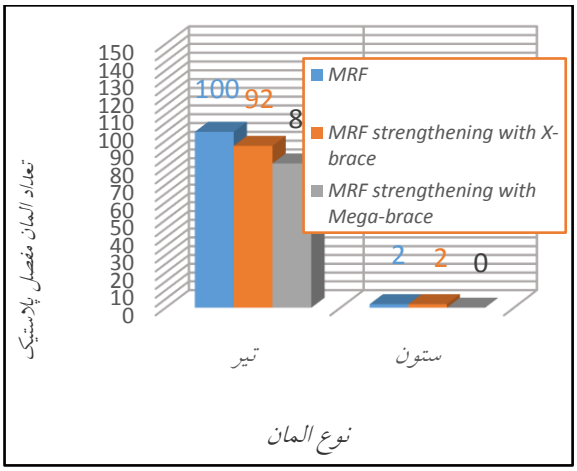
جدول ۳- مقادیر برش پایه در سازه ۱۰ طبقه

نوع سازه	برش پایه (کیلونیوتن)
MRF	۴۴۷۸
MRF strengthening with X-brace	۴۹۰۰
MRF strengthening with Mega-brace	۶۸۱۱

۳-۳ تعداد المان‌های مفصل شدهٔ سازه

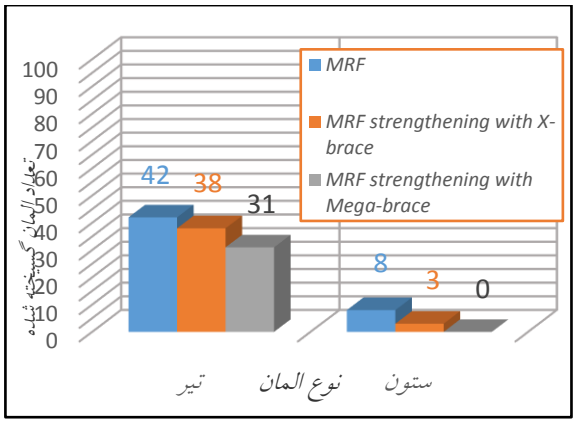


شکل ۵- نمودار تعداد المان‌های مفصل پلاستیک شده در سازه ۵ طبقه

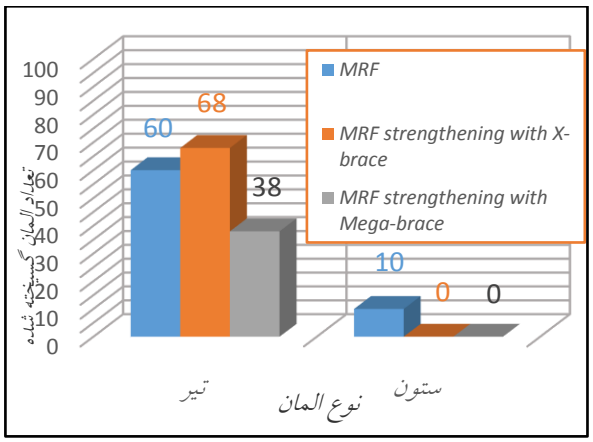


شکل ۶- نمودار تعداد المان‌های مفصل پلاستیک شده در سازه ۱۰ طبقه

۳-۴ تعداد المان‌های گسیخته شدهٔ سازه

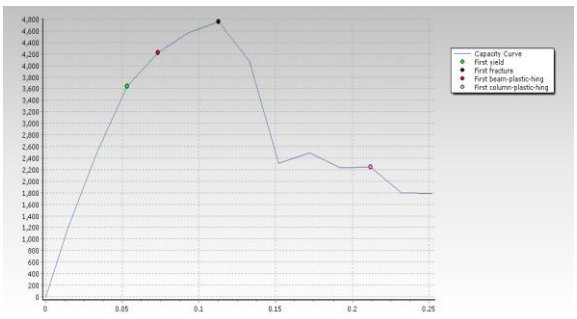


شکل ۷- نمودار تعداد المان‌های گسیخته شده درسازه ۵ طبقه

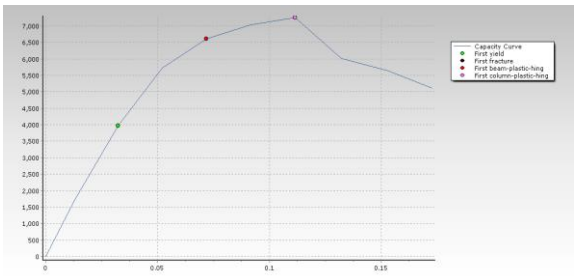


شکل ۸- نمودار تعداد المان‌های گسیخته شده در سازه ۱۰ طبقه

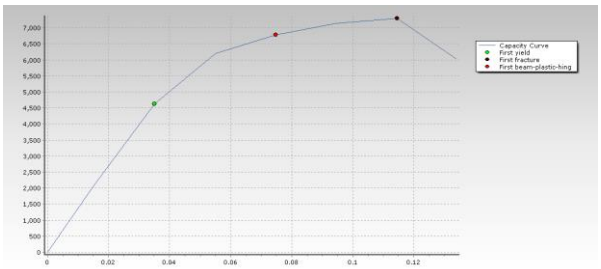
۳-۵ گزارش تحلیل پوش‌آور مدل‌ها و نمودارهای ظرفیت سازه



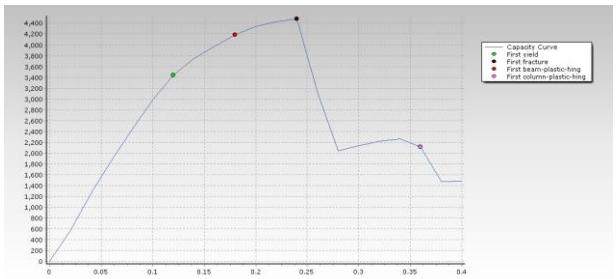
شکل ۹- منحنی پوش‌آورسازه ۵ طبقه با سیستم قاب خمشی، پس از تحلیل پوش‌آور



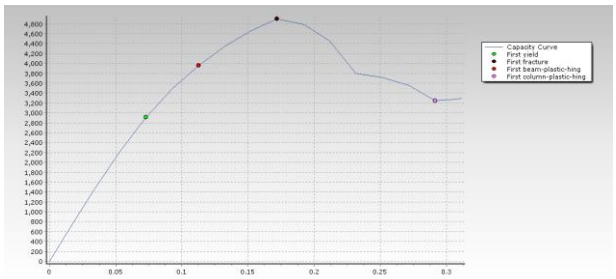
شکل ۱۰- منحنی پوش‌آورسازه ۵ طبقه مقاوم‌سازی شده با مهاربند همگرا، پس از تحلیل پوش‌آور



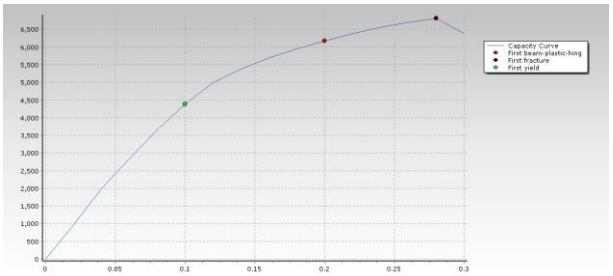
شکل ۱۱- منحنی پوش‌آورسازه ۵ طبقه مقاوم‌سازی شده بامهاربند مگا، پس از تحلیل پوش‌آور



شکل ۱۲- منحنی پوش‌آورسازه ۱۰ طبقه با سیستم قاب خمشی، پس از تحلیل پوش‌آور



شکل ۱۳- منحنی پوش‌آورسازه ۱۰ طبقه مقاوم سازی شده با مهاربند همگرا، پس از تحلیل پوش‌آور



شکل ۱۴- منحنی پوش‌آورسازه ۱۰ طبقه مقاوم سازی‌شده با مهاربند مگا، پس از تحلیل پوش‌آور

۴- نتیجه‌گیری

حداکثر تغییرمکان نقطه بام در سازه ۵ طبقه مهاربندی شده با مهاربند مگا ۸۵٪ پایین‌تر از قاب خمشی بتنی و ۲۸٪ پایین‌تر از مهاربند همگرا می‌باشد. همچنین این تغییرمکان در مهاربندی همگرا ۴۴٪ پایین‌تر از قاب خمشی بتنی بدست آمده است. در سازه ۱۰ طبقه مهاربندی شده با مهاربند مگا، حداکثر تغییرمکان نقطه بام ۳۳٪ پایین‌تر از قاب خمشی بتنی و ۶/۶٪ پایین‌تر از مهاربند همگرا بوده است. همچنین این تغییرمکان در سیستم مهاربند همگرا ۲۵٪ پایین‌تر از قاب خمشی بتنی می‌باشد. مقدار فولاد مصرفی برای عناصر سازه‌ای نیز در آرایش با مگا مهاربندها ۳۶٪ کمتر از مهاربندی فولادی همگرا می‌باشد. این امر هزینه‌های ساخت را کاهش می‌دهد.با توجه به نمودار ظرفیت سازه‌ها و همچنین با انجام مقایسه بین سازهٔ با سیستم جانبی قاب خمشی و سایر قاب‌های مقاوم سازی شده، به وضوح می‌توان دریافت که دریفت بام در سیستم مقاوم سازی شده کاهش پیدا کرده است؛ از طرفی، سطح زیر این نمودار که نشان دهندهٔ ظرفیت سازه می‌باشد، افزایش یافته است. در واقع جذب برش پایه توسط مهاربندها باعث افزایش ظرفیت سازه در مقابل بارهای جانبی شده است.

مراجع:

[۱]. مقدم, ح. (۱۳۹۰). مهندسی زلزله.

[۲].دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود–نشریه شماره ۳۶۰. (۱۳۸۵). معاونت امور فنی،دفتر امور فنی، تدوین معیارهاو کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.

[3].Di Sarno, L&Elnashai, A.(2009)Bracing systems for seismic retrofitting of steel frames. Journal of Constructional Steel Research 65 ,452-465.

[۴]. حمیدی, ج. (۱۳۹۱). بررسی رفتار ساختمان‌های بتن آرمه تقویت شده با بادبندهای فولادی خارجی. پایان‌نامه کارشناسی ارشد دانشگاه سمنان.

[۵]. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود–نشریه شماره ۲–۳۶۳. (۱۳۸۷). معاونت امور فنی،دفتر امور فنی، تدوین معیارهاو کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله.

[۶]. تقی نژاد, ر. (۱۳۸۷). طراحی و بهسازی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس سطح عملکرد. نشر دانشگاهی.

[7]. FEMA356, prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings.2004

[۸]. آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰ (جلد ویرایش سوم). (۱۳۸۴). مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

[9]. Nakashima, M., & Wakabayashi, M. (1992). Analysis and design of steel braces and braced frames. CRC Press, 309-322.

[۱۰]. راهنمای روش ها و شیوه‌های بهسازی لرزه‌ای ساختمان های موجود و جزئیات اجرایی–نشریه شماره ۵۲۴. (۱۳۸۹). معاونت نظارت راهبردی، دفتر نظام فنی اجرایی.

[11]. Computers and Structures, Inc. ETABS2000, version 9.7.4, Integrated structural analysis and design software. Berkeley, CA; 2000.

[12]. Seismosoft[2014] "SeismoStruct v7.0–A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framedstructures," available from http://www.seismosoft.com.

Strengthening Reinforced Concrete Frames by Using Steel Mega Bracing System

Mohammad Amin Sharifi
M.Sc., Islamic Azad University, Maragheh Branch, Department of Civil Engineering, Maragheh, Iran

AbdorahimJalali*
Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Tabriz University, Tabriz, Iran

a_sharifi_2010@yahoo.com

Abstract:

The present study investigates the seismic performance of reinforced concrete moment frame system retrofitted with different steel bracing systems. Two types of structural combinations including concentric steel bracing system and steel mega bracing system were used in two types of structures with different numbers of stories. These two structures which are designed by 5 and 10 story reinforced concrete moment frame system have poor lateral stiffness. They were considered to compensate for the limitations of drift regulations in areas with high seismic risk and life safety performance level. Then, these frames are improved by concentric steel bracing system and mega bracing system. In this study, the nonlinear static (pushover) analysis was used to evaluate the performance of the structure under the influence of ground motions. Also chord rotation, story drift and base shear were used to compare the response of the improved structure. It was shown that the steel mega bracing system and the concentric steel bracing system are respectively the best types of steel bracing systems for upgrading and retrofitting the structures in terms of drift control regulations, the amount of base shear, the number of plastic hinges, the number of collapse elements and the economic issues.

Keywords: Seismic Retrofitting, Performance-Based Design, Nonlinear Static Analysis