

طراحی مومسان بر اساس عملکرد سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل در برابر زلزله

محمد رسول کفاش بازاری^۱، عباس کرم الدین^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد سازه-دانشگاه فردوسی-مشهد

۲- استادیار گروه مهندسی عمران-دانشکده مهندسی-دانشگاه فردوسی-مشهد

:

rasul.kaffash@stu.um.ac.ir

خلاصه

در این مقاله شیوه طراحی مومسان بر اساس عملکرد برای طراحی لرزه ای سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل ارائه شده است. این روش یک رویکرد نظاممند برای آنالیز و طراحی سازه ها پیشنهاد می کند. استفاده از این روش در طراحی سازه ها منجر به بینش بیشتر از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و تعداد تکرار کمتر برای رسیدن به طرح مطلوب خواهد شد. در این مقاله از این روش برای طراحی ۶ سازه ۶ و ۱۲ طبقه با درصد کوپلینگ های مختلف استفاده شده است. در نهایت برای ارزیابی و مقایسه عملکرد آن ها، آنالیز استاتیکی غیر خطی روی تمام قاب های طراحی شده، انجام شده و رفتار آن ها مورد قضاوت قرار گرفته است.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، دیوارهای برشی کوپل، طراحی مومسان بر اساس عملکرد

۱. مقدمه

سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل مورد مطالعه، از دو دیوار برشی فولادی ویژه با صفحات جان لاغر و سخت نشده و اتصالات تیر به ستون صلب تشکیل یافته، که در تراز طبقات با تیرهای کوپل متصل شده اند. پیکر بندی این سیستم علاوه بر حفظ مزایای دیوارهای برشی فولادی، انعطاف پذیری بیشتری در ارتباط با سرویس و عملکرد ساختمان ارائه نموده و راندمان سازه را افزایش می دهد. این سیستم انرژی زلزله را از طریق تشکیل میدان کششی در صفحات پرکننده و تشکیل مفاصل در تیرهای کوپل و تیرهای مرزی به طور قابل توجهی مستهلک می کند و شکل پذیری و مقاومت نهایی قابل توجهی ارائه می دهد [۱]. پژوهش های محدود صورت گرفته در سال های اخیر بر روی این سیستم، عمل طراحی را از طریق رویکرد طراحی الاستیک دنبال کرده اند [۱، ۲]. این امر منجر به ملاحظات طراحی محافظه کارانه و توزیع غیر یکنواخت دررفت های طبقه و جاری شدگی در طول ارتفاع تحت زلزله های قوی می شود. بنابراین ممکن است سازه در معرض زلزله های قوی، محدودیت های تغییر شکل در مکانیزم جاری شدگی را تأمین نکند و خرابی به دلیل تجاوز تغییر شکل های غیر الاستیک در طبقاتی محدود متمرکز شود.

طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد، در سبک فعلی، برای یک سازه جدید به شیوه ی تقریباً غیر مستقیم انجام می شود. آن معمولاً با یک طراحی اولیه بر اساس شیوه طراحی الاستیک متداول، با استفاده از آیین نامه های مناسب شروع می شود و با استفاده از یک ارزیابی تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش اور دنبال می شود [۳، ۴]. در این روش معمولاً پروسه تکرار بین طراحی و ارزیابی عملکرد صورت می گیرد. علاوه بر این نتایج این شیوه در قیاس با نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی در طی یک زلزله بزرگ در پیشگویی رفتار سازه ای دقیق و منطقی مشکل دارد [۵]. پالایش بیشتر شیوه فعلی برای حرکت به سمت روش های طراحی بر اساس عملکرد قابل اطمینان تر نیاز است. این مقاله یک رویکرد طراحی بر اساس عملکرد مستقیم ارائه می دهد، که اساساً نیازی به ارزیابی بعد طراحی همچون یک تحلیل دینامیکی یا استاتیکی غیرخطی ندارد. در روش پیشنهادی برش پایه طراحی، بر اساس مفهوم انرژی (کار) [۶]، به وسیله استفاده مقادیر طیف طراحی الاستیک مشخص شده آیین نامه برای یک سطح خطر معین، همچنین یک مکانیزم جاری شدگی از پیش انتخاب شده برای سازه و یک دررفت هدف، ارائه می شود. بعلاوه، توزیع نیروهای جانبی طراحی بکار گرفته شده در روش پیشنهادی، بر اساس نتایج آنالیز دینامیکی غیرخطی گسترده است. در این روش اعضا شکل پذیر بر اساس روش طراحی پلاستیک [۷] و اعضا خارج از بخش های ویژه به وسیله رویکرد طراحی ظرفیت انتخاب می شوند.

۲. نیروهای جانبی طراحی در شیوه طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد^۱

بر خلاف آیین نامه های طراحی جاری، توزیع نیروهای جانبی طراحی در روش پیشنهادی بر اساس ماکسیمم برش طبقه بدست آمده از تحلیل های غیرخطی تاریخچه زمانی گسترده تعیین شده‌اند. این توزیع نیروهای جانبی طراحی پیشنهادی برای اکثر سیستم‌های مهاربندی جانبی مناسب یافت شده است [۸]. این توزیع نیروهای جانبی همچون روابط (۱) تا (۳) بیان شده است.

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1})F_n, \quad i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0 \quad (1)$$

$$F_n = V[(w_n h_n) / \sum_{j=1}^n (w_j h_j)]^{0.75T^{-0.2}} \quad (2)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = [\sum_{i=1}^n (w_i h_i) / (w_n h_n)]^{0.75T^{-0.2}} \quad (3)$$

که در آن β_i ضریب توزیع برش در سطح طبقه i ؛ V_i و V_n به ترتیب، نیروهای برش طبقه در سطح طبقه i و در سطح بالاترین طبقه (n ام)؛ w_j و w_i به ترتیب وزن‌های لرزه ای در سطح طبقه i و j ؛ h_j و h_i به ترتیب، ارتفاع‌های سطح طبقه i و j از سطح زمین؛ w_n وزن لرزه ای بالاترین طبقه؛ h_n ارتفاع بالاترین طبقه از سطح زمین؛ T پرورد اساسی سازه؛ F_i و F_n به ترتیب، نیروهای جانبی اعمال شده در سطح طبقه i و n ؛ و V برش پایه طراحی. برای رسیدن به عملکرد مطلوب سازه در معرض زلزله های بزرگ کنترل دررفت ضروری است. این می‌تواند به وسیله استفاده از رویکرد طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد پیشنهادی، که به طور موفق به سیستم‌های سازه ای مختلف اعمال شده، بدست آید [۹، ۱۰]. در این رویکرد، برش پایه طراحی با پوش سازه به طور یکنواخت تا دررفت هدف پیشنهادی، پس از تشکیل مکانیزم جاری شدگی در نظر گرفته شده، تعیین می‌شود. مقدار کار مورد نیاز برای انجام آن γ برابر انرژی ورودی الاستیک ($= \frac{1}{2} MS_v^2$) برای یک سیستم یک درجه آزادی^۲ معادل فرض شده است (شکل ۱). باید توجه شود که این مقدر کار فرض شده هیچ رابطه ای با انرژی تلف شده واقعی در اثر تحریک زلزله ندارد. در روش پیشنهادی محاسبه برش پایه مورد نیاز از طریق ایجاد یک رابطه بین مکانیزم جاری شدگی در نظر گرفته شده، دررفت هدف، مشخصات نیرو-جابجایی سازه و انرژی ورودی الاستیک از زلزله طراحی، ساده شده است. نتایج برش پایه طراحی بدست آمده از معادله انرژی (کار) می‌تواند همچون رابطه (۴) توصیف شود.

$$V/W = (-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2})/2 \quad (4)$$

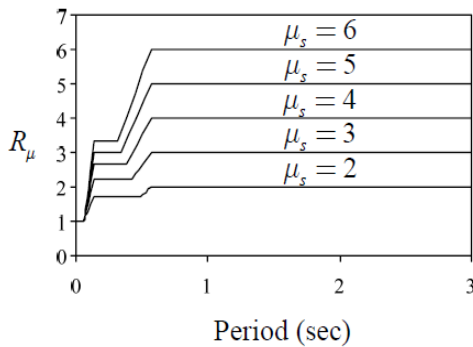
که در آن، V برش پایه طراحی؛ W وزن لرزه ای سازه؛ α یک پارامتر بدون بعد وابسته به پرورد سازه، ویژگی‌های مودال و سطح دررفت هدف در نظر گرفته شده؛ S_a ضریب شبه شتاب بر اساس طیف طراحی؛ γ ضریب اصلاح وابسته به ضریب شکل پذیری ($\mu_s = \Delta_{max}/\Delta_y$) و ضریب کاهش شکل پذیری ($R_\mu = G_{eu}/C_y$) مرتبط با پرورد سازه است و می‌تواند همچون رابطه (۵) تعیین شود.

$$\gamma = (2\mu_s - 1)/R_\mu^2 \quad (5)$$

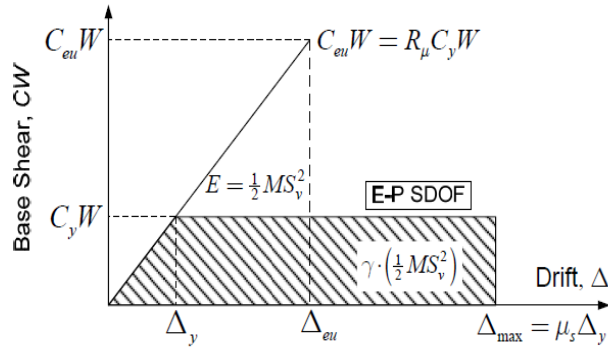
در این شیوه، در ارتباط با ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه از روش پیشنهادی به وسیله نیومارک و هال [۱۱] استفاده شده است (شکل ۲). باید توجه شود که در رویکرد پیشنهادی، برش پایه طراحی شامل ضریب اهمیت سکونت (I) نمی‌باشد. این ضریب افزایشی سطح نیروی طراحی در تلاش برای پایین آوردن دررفت و تقاضای شکل پذیری برای سازه برای یک سطح زلزله معین است [۱۲، ۱۳]. با این وجود، آن نمی‌تواند به عنوان یک روش مستقیم برای بدست آوردن هدفی همچون کنترل سطح خرابی مورد توجه قرار گیرد. کاهش پتانسیل آسیب باید با استفاده از محدودیت‌های مناسب بهبود یابد. در این راستا، رویکرد محاسبه برش پایه طراحی پیشنهادی در این مطالعه، انتخاب دررفت هدف مطلوب را به عنوان پارامترهای حاکم استفاده کرده و فرض نموده دررفت هدف انتخابی ضریب اهمیتی سکونت را در برخواهد داشت.

^۱ Performance-Based Plastic Design (PBPD)

^۲ Single-Degree-Of-Freedom (SDOF)



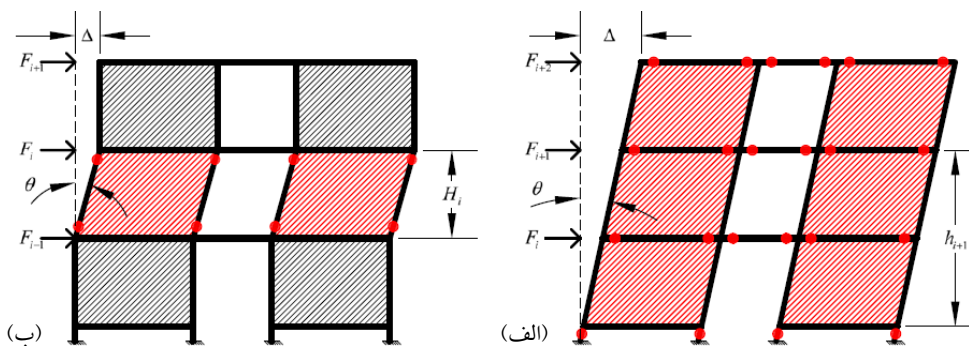
شکل ۲- ضرایب کاهش شکل پذیری به وسیله نیومارک و هال



شکل ۱- پاسخ سازه ایده آل شده و مفهوم تعادل انرژی

۳. مکانیزم‌های جاری شدگی سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل

شکل ۳، یک سیستم دیوار برشی فولادی کوپل که در معرض نیروهای جانبی به وضعیت محدود دررفت هدف پوش شده نشان می‌دهد. در مکانیزم‌های جاری شدگی کلی مطلوب این سیستم میدان کششی در صفحات پرکننده در تمام طبقات و مفاصل پلاستیک روی تیرهای کوپل، تیرهای مرزی و پای ستون‌ها شکل می‌گیرد شکل می‌گیرد.



شکل ۳. مکانیزم پلاستیک خرابی سیستم دیوارهای برشی فولادی کوپل (الف) مکانیزم پلاستیک مطلوب (ب) مکانیزم طبقه نرم

۴. طراحی اعضای شکل پذیر

هدف اولیه استفاده از روش طراحی پلاستیک اطمینان یافتن از تشکیل مکانیزم مورد نظر است. توزیع مقاومت اعضای شکل پذیر در ارتفاع ساختمان مشابه توزیع برش‌ها، دنبال شده است. این امر به توزیع جاری شدگی یکنواخت‌تر در طول ارتفاع و در نتیجه، جلوگیری از جاری شدن به شکل متمرکز در یک سطوح محدود کمک می‌کند. با استفاده از اصل کار مجازی و معادل قرار دادن کار خارجی با کار داخلی، چنانکه در روش تحلیل پلاستیک انجام می‌شود، روابط طراحی این اعضا بدست می‌آید. برای طراحی تیرهای کوپل ابتدا درجه کوپلینگ^۱ مورد نظر انتخاب و سپس با داشتن لنگر واژگونی^۲، نیروی کوپل واژگونی از معادله (۶) بدست می‌آید.

$$\sum V_{CBi} = \frac{DC \cdot OTM}{L} \quad (6)$$

^۱ Degree Coupling (DC)

^۲ OverTurning Moment (OTM)

جهت طراحی تیرها از لحاظ عملکرد در سه دسته تیر برشی و خمشی و خمشی-برشی با بسط دادن مفاد AISC 2005 [۱۴] برای تیر اتصال قاب‌های مهاربندی واگرا^۱ از دو معادله زیر استفاده می‌گردد. برای طراحی تیر برشی باید شرایط معادله (۷) برقرار باشد. جهت طراحی تیر خمشی باید معادله (۸) ارضا شود و جهت طراحی تیر خمشی-برشی باید لنگر و برش پلاستیک تیر به گونه ای طراحی شود که بین معادله (۷) و (۸) قرار گیرد.

$$e \leq \frac{1.6 \times M_{ce}}{V_{ce}} \quad (7)$$

$$e \geq \frac{2.6 \times M_{ce}}{V_{ce}} \quad (8)$$

که در آن، M_{ce} لنگر پلاستیک تیر کوپل؛ V_{ce} برش پلاستیک تیر کوپل؛ e طول موثر تیر کوپل؛ و L فاصله مرکز تا مرکز دیوارهای برشی فولادی. همچنین برای طراحی صفحات جان فولادی با فرض یکسان بودن زاویه میدان کششی در طبقات مجاور همچون معادله (۱۰) و همچنین با اعمال ضریب اطمینان ψ برای جلوگیری از مکانیزم طبقه نرم، ضخامت صفحات در هر طبقه می‌تواند بدست آید بر اساس ضخامت صفحه جان در طبقه بالا (t_b) همچون معادله (۱۱):

$$t_i = \beta_i t_b \quad (9)$$

$$\alpha_i = \alpha_{i+1} \quad (10)$$

$$t_b = \frac{\sum_{i=1}^{n_s} F_i h_i - \frac{H_1}{2} \psi \sum_{i=1}^{n_s} F_i - \sum_{i=1}^{n_s} [4M_{p(HBE)_i} + 2M_{p(CB)_i}]}{F_y L \sum_{i=1}^{n_s} (h_i (\beta_i - \beta_{i+1})) \sin 2\alpha_i - \frac{H_1}{2} F_y \beta_1 L \sin 2\alpha_1} \quad (11)$$

که در این روابط β_i ضریب توزیع طبقه i ام در روش PBPD؛ t_i ضخامت ورق طبقه i ام؛ α_i زاویه میدان کششی در طبقه i ام؛ F_i برش طبقه i ام؛ $M_{p(HBE)_i}$ لنگر پلاستیک المان مرزی افقی طبقه i ام؛ $M_{p(CB)_i}$ لنگر پلاستیک تیر کوپل در طبقه i ام؛ L فاصله مرکز به مرکز دو پایه دیوار برشی فولادی؛ F_y مقاومت جاری شدن ورق فولادی.

ضخامت صفحات جان برای طبقات دیگر می‌تواند با استفاده از معادله (۹) بدست آید. صفحات جان باید به کوچک‌ترین ضخامت در دسترس انتخاب شود. طرح محافظه کارانه منجر به المان‌های مرزی سنگین‌تر می‌شود چون آن‌ها باید برای نیروهای نهایی مورد انتظار صفحات جان بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت طرح شوند.

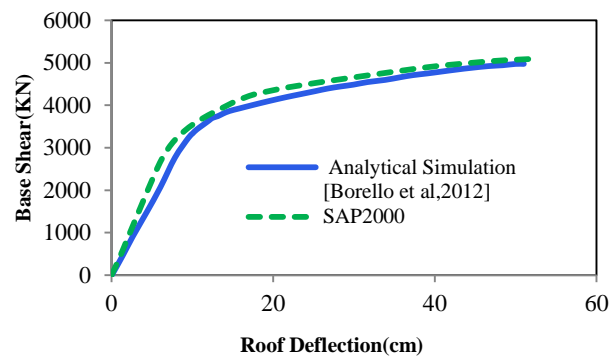
۵. طراحی اعضا خارج از بخش‌های ویژه

طراحی المان‌های خارج از بخش‌های شکل پذیر ویژه، شامل تیرها و ستون‌های مرزی، بر اساس رویکرد طراحی ظرفیت انجام شده است. بطوریکه المان‌های خارج از بخش‌های ویژه باید یک مقاومت طراحی برای تحمل ترکیب بارهای ثقلی ضریب دار و ماکسیم برش مورد انتظار از بخش‌های ویژه را داشته باشند در این پژوهش این نیروهای داخلی به کمک تحلیل غیرخطی، در نقطه عملکرد سازه با کنترل عملکرد مطلوب تعیین شد [۴، ۱۵، ۱۶]. طراحی این اعضا در تطابق با ضوابط AISC LRFT [۱۴] صورت گرفت.

۶. مدل سازی عددی

به منظور مدل سازی عددی، از یک روش مدل غشا ارتوتروپیک [۱۶] بجای روش متداول مدل نواری استفاده می‌شود. در این روش، سختی و مقاومت اختصاص یافته به قطر فشاری کمتر از قطر کششی صفحه جان است [۱۷]. محورهای محلی المان غشا به مقدار محاسبه شده زاویه α در هر طبقه دوران می‌یابند. در مطالعه حاضر، این روش با استفاده از نرم افزار SAP2000 بکار گرفته شد. به دلیل نبود تست‌های آزمایشگاهی جامع، به منظور اعتبارسنجی مفروضات مدل، نتایج شبیه سازی عددی Borello و همکاران مورد استفاده قرار گرفت. این نتایج به طور مجزا با تست‌های آزمایشگاهی دیوارهای برشی فولادی و تیرهای کوپل صحت سنجی شده‌اند [۱۸]. مدل غشا ارتوتروپیک با دقت قابل قبول به طور نزدیک مدل نواری را دنبال می‌کند. بنابراین مدل غشا ارتوتروپیک به اندازه کافی دقیق برای ارزیابی پاسخ غیرخطی سیستم تلقی شد (شکل ۴).

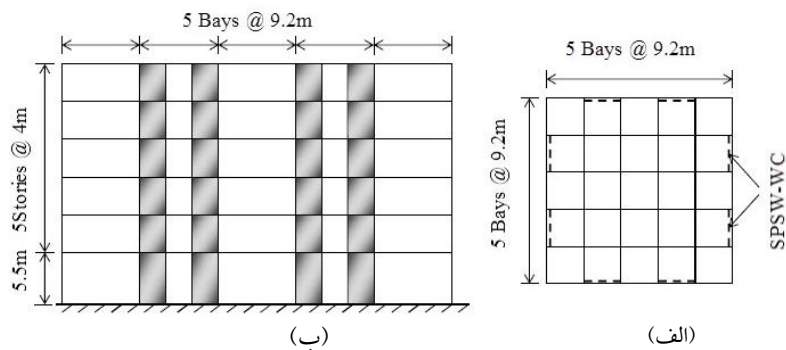
^۱ Eccentrically Braced Frames (EBF)



شکل ۴. صحت سنجی مدل سازی عددی

۷. طرح‌های نمونه

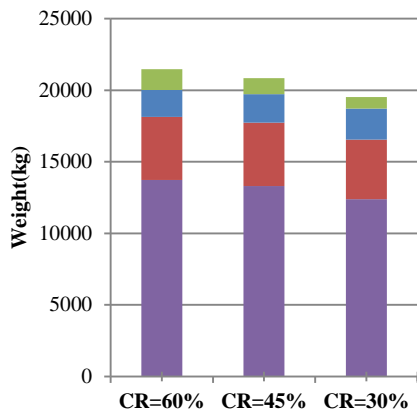
به اعتبار روش طراحی ارائه شده، ۶ نمونه سازه ۶ و ۱۲ طبقه با درجه کوبلینگ‌های مختلف طراحی شدند. هندسه پلان در این بررسی بر اساس ساختمان‌های نمونه ۹ طبقه SAC ارائه شده در [۱۹] بودند (شکل ۵). جرم‌ها برای سطح اولین طبقه 10×10^6 kg و برای باقی مانده سطوح طبقات 9.9×10^6 kg بودند. ساختار نمونه با چهار مجموعه از SPSW-WC (مجموع ۸ دیوار) در امتداد محیط در هر جهت پیکربندی شدند. نیروهای جانبی برای یک ساختمان اداری در موقعیت لس آنجلس کالیفرنیا با کلاس سایت D تعیین شده‌اند.



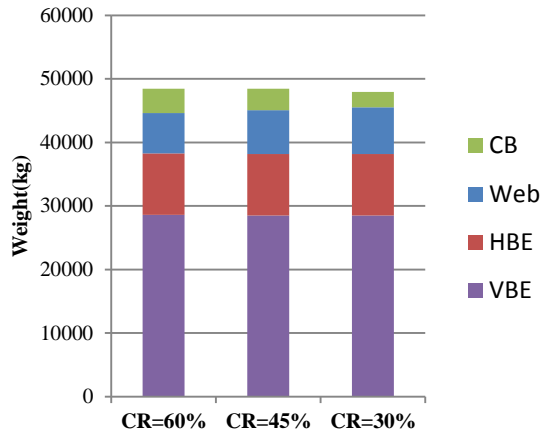
شکل ۵. ساختمان نمونه: الف-پلان ب-نما

با بررسی نتایج آزمایشگاهی [۲۰، ۱] در یافت هدف ۲٪ برای سطح خطر MCE^۱ انتخاب شد. شکل طیف پاسخ طرح ارائه شده در ASCE7 [۲۱] تحت سطح خطر MCE مورد استفاده قرار گرفت. همچنین ضریب C_2 برابر ۱/۲، برای محاسبه در یافت هدف موثر برای رفتار پینچینگ اعمال شد. با توجه به ASCE7، دوره تناوب تقریبی ساختمان نمونه ۰/۵۵ و ۰/۹ ثانیه به ترتیب برای نمونه ۶ و ۱۲ طبقه بدست آمد، اما پس از طراحی اولیه دوره تناوب دقیق سازه، در تعیین برش پایه مدنظر قرار گرفت. برای صفحات جان از ASTM A36 248-MPa [۲۲] و برای المان‌های مرزی و تیرهای کوبل از ASTM A992 345-MPa [۲۳] و مقاطع AISC استفاده شد. ساختمان‌های نمونه اولیه با سه درجه کوبل مختلف طراحی شده‌اند. وزن هر جز نمونه‌ها در شکل ۶ و ۷ برجسته شده است.

^۱ Maximum considered earthquake(MCE): 2% Probability of exceedance in 50 year



شکل ۷. اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۶ طبقه

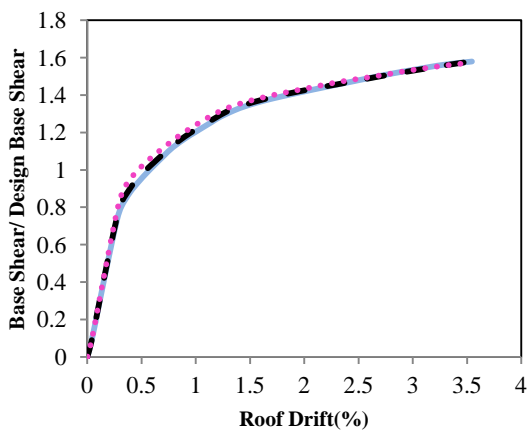


شکل ۸. اجزای وزن نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه

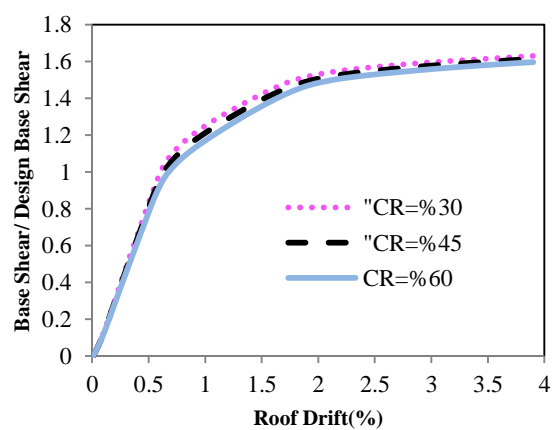
برای همه نمونه‌ها، المان مرزی قائم بیشتر وزن سیستم را تشکیل داده است. مشاهده می‌شود که با کاهش درجه کوپلینگ، کاهش بیشتر وزن سیستم صورت می‌گیرد، که این به طور عمده به وسیله کاهش سازه المان مرزی قائم بدست می‌آید. این افزایش بازدهی سیستم با کاهش سطح کوپلینگ برای تعداد طبقات بیشتر مسلم خواهد بود.

۸. ارزیابی عملکرد قاب‌های طراحی شده

برش پایه نرمال شده در برابر دررفت بام برای نمونه‌ها در شکل ۸ و ۹ نشان داده شده است. برای همه نمونه‌ها منطقه اولیه پاسخ تا آستانه برش پایه طراحی، خطی است. در برش پایه طراحی نمونه‌ها شروع به نرم شدن می‌کنند، چنانکه صفحات جان شروع به جاری شدن می‌کنند. در ادامه با گسترش جاری شدن صفحات جان و شروع به جاری شدن تیرهای کوپل، سختی نمونه‌ها بیشتر کاهش می‌یابد. با آغاز جاری شدن المان‌های مرزی افقی، سختی کاهش بیشتری داده و در نهایت با آغاز تشکیل مفصل در پای ستون‌ها، نمونه به مقاومت نهایی خود می‌رسد. در نمونه‌ها با $CR=60\%$ به دلیل صفحات با ضخامت کمتر، آغاز جاری شدگی و افت سختی زودتر رخ می‌دهد ولی به دلیل تیرهای کوپل قوی‌تر در ادامه افت سختی کمتری نسبت به نمونه‌های $CR=30\%$ ارائه می‌دهد. در نهایت هر سه نمونه به مقاومت نهایی یکسانی می‌رسند. ماکسیمم برش پایه نرمال شده به وسیله برش پایه طراحی می‌تواند به عنوان یک تخمین اضافه مقاومت سیستم مورد ملاحظه قرار گیرد.

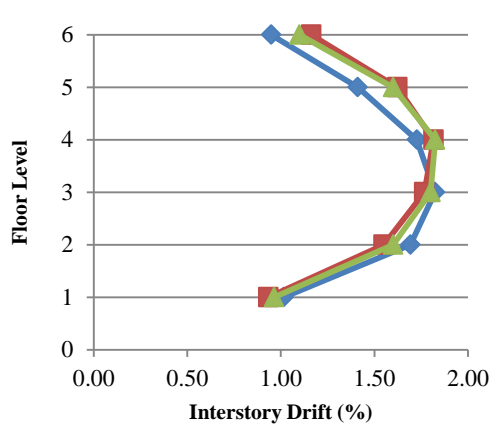


شکل ۹. نتایج آنالیز استاتیکی غیر خطی نمونه‌های طراحی ۶ طبقه

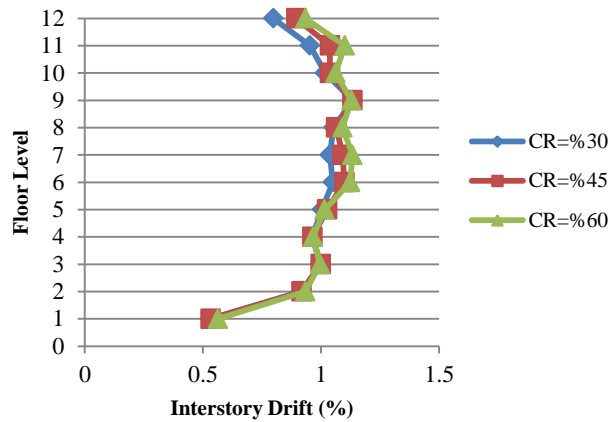


شکل ۸. نتایج آنالیز استاتیکی غیر خطی نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه

رانش طبقه نمونه‌ها در نقطه عملکرد سازه، تحت سطح خطر انتخابی، در شکل ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است. برای نمونه‌های ۶ طبقه ماکسیمم دریفت طبقه در طبقه سوم و چهارم رخ داده است. با این وجود پاسخ نمونه‌های ۱۲ طبقه، یکنواختی قابل توجهی نشان می‌دهند.



شکل ۱۱. توزیع دریفت طبقات نمونه‌های طراحی ۶ طبقه



شکل ۱۰. توزیع دریفت طبقات نمونه‌های طراحی ۱۲ طبقه

۹. نتیجه گیری

روش طراحی مومسان بر اساس عملکرد پیشنهادی برای این سیستم، یک رویکرد نظاممند برای آنالیز و طراحی ارائه می‌دهد. همچنین رفتار ناخطی سازه را یک راست به کار می‌برد و نیاز به تکرار فرآیند تحلیل و طرح ندارد و منجر به بینش بیشتر از رفتار سازه، کنترل بیشتر روی طراحی و تعداد تکرار کمتر برای رسیدن به طرح مطلوب خواهد شد. علاوه بر این، امکان طراحی سازه در سطوح مختلف خطر با انتخاب سطح عملکرد مطلوب به آسانی قابل اجرا می‌باشد. در این پژوهش این راهبرد طراحی، با طراحی ۶ سازه ۶ و ۱۲ طبقه نمونه تایید شد. این سازه‌ها تحت شرایط بارگذاری پوش اور مورد مطالعه تحلیلی قرار گرفتند. سازه‌های نمونه با درجه کوپلینگ مختلف سختی اولیه و مقاومت نهایی مشابه نشان دادند. سازه‌های نمونه طراحی شده با درجه کوپلینگ بالاتر افت سختی را زودتر آغاز می‌کنند، ولی پس از جاری شدن ورق‌ها و تیرهای کوپل، به سختی و مقاومت یکسانی با دیگر نمونه‌ها می‌رسند. همچنین افزایش درجه کوپلینگ در طراحی باعث افزایش وزن سازه می‌شود در حالیکه تغییر محسوسی در الگوی توزیع دریفت طبقات ایجاد نمی‌کند. همچنین این شیوه منجر به توزیع یکنواخت تغییر مکان‌ها در ارتفاع سازه می‌شود.

مراجع

- Li, C.-H., Tsai, K.-C., Chang, J.-T., Lin, C.-H., Chen, J.-C., Lin, T.-H., and Chen, P.-C. (2012). "Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure." *Earthquake Eng. Struct. Dynam.*, 41(9), 1277–1299.
- Borello, D. J. and L. A. Fahnestock (2013). "Seismic Design and Analysis of Steel Plate Shear Walls with Coupling." *Journal of Structural Engineering* 139(8): 1263-1273.
- ASCE, 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers, published by Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
- ATC, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC-40 Report, Vol. 1&2, Applied Technology Council, Redwood City, California.
- ATC, 2004. Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures (Draft), FEMA 440 Report, Applied Technology Council, Redwood City, CA, and Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.

6. Leelataviwat, S., Goel, S. C., and Stojadinović, B. 1999. "Toward Performance-Based Seismic Design of Structures," *Earthquake Spectra*, 15 (3), 435-461.
7. Chao, S.-H. and Goel, S. C., 2006. Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames, Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
8. Chao, S.-H., Goel, S. C., and Lee, S.-S. (2006), "A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State," *Proceedings, 8th U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, San Francisco, California.
9. Chao, S.-H. and Goel, S. C., 2005. Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria, Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
10. Lee, S.-S. and Goel, S. C., 2001. Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism, Report No. UMCEE 01-17, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
11. Newmark, N. M. and Hall, W. J., (1982). *Earthquake Spectra and Design*, Earthquake Engrg. Res. Inst., El Cerrito, CA.
12. SEAOC, 1999. Recommended Lateral Force Requirements and Commentary, Seismology Committee of Structural Engineers Association of California, Sacramento, California, Seventh Edition.
13. NEHRP, 2001. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C.
14. AISC, 2005. ANSI/AISC 341-05, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
15. FEMA-356, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency*, Washington, D.C., November 2000
16. Sabelli, R., and Bruneau, M. (2006). AISC design guide 20: Steel plate shearwalls, AISC, Chicago.
17. Astaneh-Asl A (2001). Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls. Technical Report, Structural Steel Educational Council, Moraga, CA, USA.
18. Borello, D. J., and Fahnestock, L. A. (2012). "Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling." *J. Constr. Steel Res.*, 74, 8–16.
19. FEMA. (2000). "FEMA355 State of the Art Report on Systems Performance of Steel Moment Frames Subject to Earthquake Ground Shaking." Rep.No. FEMA-355C, FEMA, Washington, DC.
20. Borello, D. J. and L. A. Fahnestock (September 2013). SPSW-WC Flexural Specimen Testing. Network for Earthquake Engineering Simulation, http://nees.uiuc.edu/news/SPSW_Flex_Specimen_Testing.html.
21. ASCE. (2005). "Minimum design loads for buildings and other structures." SEI/ASCE 7-05, Reston, VA.
22. ASTM. (2008). "Standard specification for carbon structural steel." A36, West Conshohocken, PA.
23. ASTM. (2011). "Standard specification for structural steel shapes." A992, West Conshohocken, PA.