

بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب مختلط فولادی کوتاه مرتبه با چیدمان های متمایز اتصالات نیمه صلب

مهدی قاسمیه^{۱*}، نیلوفر واحدی^۲

۱- استاد دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

۲- دانش آموخته مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

*m.ghassemieh@ut.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۹/۴/۲۵

تاریخ دریافت: ۹۸/۱۱/۲۱

چکیده

سیستم قاب مختلط یک سیستم سازه‌ای جدید مبتنی بر معرفی سازوکارهای جذب انرژی در قاب‌های سازه‌ای است. در این نوع قاب‌ها برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، تعدادی از اتصالات صلب با اتصالات نیمه‌صلب شکل‌پذیر جایگزین می‌شوند. این مفهوم در نگاه اول به ایده قاب‌های مهاربندی واگرا شباهت دارد. در این پژوهش یک اتصال نیمه‌صلب شکل‌پذیر به عنوان اتصال نیمه‌صلب استفاده شده در قاب‌های مختلط انتخاب شده و چیدمان‌های مختلفی از آن در قاب ۳ طبقه از ساختمان‌های گروه SAC در نظر گرفته می‌شود. تمامی قاب‌ها به همراه قاب صلب اصلی تحت تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی، تحلیل جابه‌جایی چرخه‌ای و تحلیل دینامیکی غیرخطی تحت چهل زلزله قرار می‌گیرند و عملکرد آنها به لحاظ شبه‌سنگه‌های حداکثر برش پایه نرمال شده، ظرفیت جذب انرژی و بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌ای مقایسه می‌شود. در انتها با بررسی این تفاوت‌ها و با توجه به نیازهای طراحی بهترین و بهینه‌ترین چیدمان انتخاب می‌شود.

واژه‌های کلیدی: قاب مختلط، اتصال نیمه‌صلب، رفتار لرزه‌ای، قاب SAC

۱. مقدمه

بازرسی دقیق در ساختمان‌های قاب خمشی فولادی حاکی از شکست ترد بسیاری از اتصالات تیر به ستون بود. بسیاری از اتصالات خمشی در اثر انهدام بال ستون در تراز جوش نفوذی کامل بال تحتانی تیر به ستون تخریب شده بودند. این تخریب منجر به انتشار ترک به صورت افقی در جان ستون و سپس به

توسعه مبانی طراحی لرزه‌ای در طول سال‌ها منجر به تدوین آیین‌نامه‌های معتبر بین‌المللی شده است. وقوع زلزله‌های متعدد در نقاط مختلف جهان نیز باعث پیشرفت تدریجی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها شده است. به عنوان نمونه پس از زلزله نورث‌ریج

صورت عمودی در بال دیگر تیر شده بود. خرابی‌های متعدد دیگر مانند ترک در نزدیکی بال پایینی تیر، ترک در مجاورت پشت‌بند و در محل ریشه جوش نیز مشاهده شد [1].

زلزله نورث‌ریچ پژوهشگران را بر آن داشت تا در فلسفه سنتی طراحی بازنگری داشته باشند. یکی از ایمن‌ترین سیستم‌های باربر جانبی در آن زمان قاب خمشی فولادی با اتصال تیر به ستون صلب جوشی بود که به دلیل تحمل تغییر شکل‌های پلاستیک بزرگ یک گزینه برتر طراحی در مناطق لرزه‌خیز به شمار می‌رفت. اعتبار این سازه‌ها بعد از مشاهده شکست ترد زود هنگام در اتصالات جوشی کاهش یافت. عوامل متعددی مانند کیفیت اجرا، نظارت و بازرسی، فرضیات طراحی، اثر تنش‌های سه‌محوری، کمبود سختی جوش و غیره در عملکرد ضعیف اتصالات فولادی قبل از زلزله نقش داشتند [2]. پیشنهادی متعددی برای رفع نواقص اتصالات طراحی شده قبل از زلزله نورث‌ریچ ارائه شد. یک روش برای بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه، تقویت اتصال و افزایش ظرفیت تیر در وجه ستون به کمک ورق‌های پوششی، ماهیچه یا پشت‌بند است [1]. به کمک این روش اتصال و چشمه اتصال سخت‌تر شده و امکان تشکیل مفصل پلاستیک در تیر به وجود می‌آید [1]. روش دیگر، تضعیف عمودی بال‌های تیر در محل تخمین زده شده برای وقوع مفصل پلاستیک است. این روش که مقطع کاهش یافته تیر (RBS) نامیده می‌شود، به شکل موفقیت‌آمیز تقاضای لرزه‌ای را از ناحیه اتصال دور می‌کند [1]. هر دو استراتژی ذکر شده، محل مفصل پلاستیک تیر را از وجه ستون دور می‌کنند. عملکرد رضایت‌بخش اتصال مطابق با دستورالعمل پروتکل بارگذاری SAC به گونه‌ای است که اجازه دوران پلاستیک 0.03 رادیان در تیر با حداقل مقاومت 80% مقاومت پلاستیک تیر را می‌دهد [3].

راهکار دیگر برای بهبود رفتار لرزه‌ای قاب‌ها، معرفی سیستم‌های لرزه‌ای جدید مانند قاب‌های مهاربندی شده و قاب‌های مختلط است. سیستم قاب مختلط یک ایده جدید مبتنی بر عملکرد فیوزمانند و رفتار شکل‌پذیر اتصالات نیمه‌صلب است. در این سیستم تعدادی از اتصالات صلب با اتصالات نیمه‌صلب جایگزین می‌شوند [4]. مهمترین نگرانی در قاب‌های مختلط،

تغییر مکان بین‌طبقه‌ای بیش از حد است [5]. تغییر مکان بین‌طبقه‌ای منجر به دوران اتصالات نیمه‌صلب می‌شود و این دوران سبب شده تا اتصال با توجه به مشخصات هندسی اش رفتار متفاوتی از خود نشان دهد. برای نمونه اگر قطر پیچ در مقایسه با ضخامت نبشی یا ورق انتهایی کوچک باشد، تغییر مکان طبقه به کشیدگی پیچ منجر شده و سبب جدا شدگی ورق انتهایی در بارهای نهایی و شکست اتصال می‌شود [4]. رفتار مطلوب به گونه‌ای است که ضخامت ورق کمتر از قطر پیچ باشد و تغییر مکان بین‌طبقه‌ای به تسلیم ورق انتهایی یا نبشی منجر شود [4]. در این حالت، اتصال با رفتار هیسترتیک پایدار خود قادر به تحمل دوران بزرگ خواهد بود. در حقیقت، تغییر مکان افزایش یافته طبقات در قاب‌های مختلط الزاما آثار منفی ندارد و برخی اتصالات تسلیم شده بعد از زلزله قابل جایگزینی هستند [4]. پژوهشگران بسیاری رفتار قاب‌های فولادی با اتصالات نیمه‌صلب را بررسی کرده‌اند [6-11]. اما مطالعات بر روی قاب‌های مختلط که شامل هر دو نوع اتصال صلب و نیمه‌صلب هستند، محدود است. این مطالعات نیازمند شناخت دقیق رفتار یک‌طرفه و چرخشی اتصالات نیمه‌صلب است. در اتصالات نیمه‌صلب میزان لنگر خمشی انتقال یافته از یک عضو به عضو دیگر کمتر از ظرفیت خمشی عضو است (بین بیست تا هشتاد درصد). به عبارت دیگر لنگر خمشی انتقالی در این گونه اتصالات نه به اندازه لنگر خمشی در اتصالات صلب و نه به میزان لنگر انتقالی بسیار کوچک (در حد صفر) در اتصالات ساده است.

ایده قاب مختلط مبتنی بر مفهوم طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد (Performance-Based Plastic Design -PBPD) است. طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد یک روش نوین است که تو سط گول و همکارانش تو سعه یافته است [12-14]. در روش PBPD رفتار غیرالاستیک سازه به طور صریح در روند طراحی وارد می‌شود. در این روش، انتخاب معیار تغییر مکان و سازوکار تسلیم برای یک سطح خطر مشخص بخشی از فرآیند طراحی است. در سازوکار تسلیم ایده‌آل، تیرها به عنوان عناصر

فتر چرخشی که رفتار اتصال را مدل می‌کند، جایگزین می‌شوند. اجزاء ترکیبی در شکل (۳) نشان داده شده است. مدلسازی مفاصل پلاستیک تیر و اتصالات نیمه‌صلب در ادامه تشریح شده‌اند.

شکل ۱. ارتفاع و پلان طبقات قاب فولادی ۳ طبقه SAC

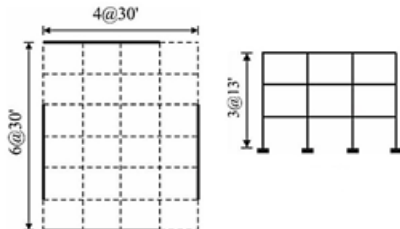


Fig. 1. Height and floor plan of 3-storey steel frame

شکل ۲. اجزاء تیر مرکب با نواحی صلب انتهایی و مفاصل پلاستیک

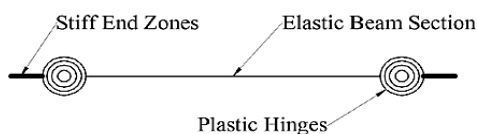


Fig. 2. Compound beam components with rigid end parts and plastic joints

شکل ۳. اجزاء تیر مرکب با اتصالات نیمه‌صلب و مفاصل پلاستیک

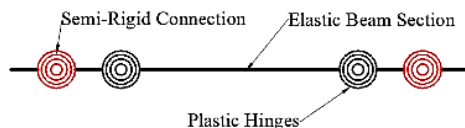


Fig. 3. Compound beam components with semi-rigid connections and plastic joints

۲-۳- مدلسازی غیرخطی مفصل پلاستیک در تیر

برای مدلسازی رفتار مفاصل پلاستیک تیرها از مدل پیشنهادی ایبارا-کراوینکلر استفاده شده است [15-16]. در این روش، رفتار پلاستیک مفصل به کمک نمودار مرجع که رابطه لنگر خمشی و دوران را در یک مفصل متمرکز بیان می‌کند، نشان داده می‌شود. در شکل (۴) یک نمونه متداول منحنی مرجع و شبه‌سنجه‌های مرتبط با آن نشان داده شده است. کمیت‌های F و δ به‌طور کلی بیانگر نیرو و تغییرشکل هستند که در مورد یک

تسلیم شونده انتخاب و با دیدگاه پلاستیک طراحی می‌شوند.

هدف از این پژوهش ارزیابی سه متغیر رفتار لرزه‌ای قاب‌های مختلط و انتخاب قاب مختلط با عملکرد مناسب و بهینه متناظر با قاب ۳ طبقه SAC است. بدین منظور، چیدمان‌های دلخواه از اتصالات نیمه‌صلب در قاب SAC انتخاب شده و همگی تحت تحلیل‌های استاتیکی و دینامیکی غیرخطی، تحلیل جابه‌جایی چرخه‌ای قرار می‌گیرند. در نهایت عملکرد قاب‌ها بر اساس شبه‌سنجه‌های حداکثر برش پایه نرمال شده، ظرفیت جذب انرژی و حداکثر تغییرمکان بین طبقه‌ای مقایسه و چگونگی انتخاب قاب بهینه با توجه به نیازهای طراحی مورد بحث قرار می‌گیرد.

۲. مبانی و فرضیات مدلسازی

۲-۱- معرفی قاب SAC

طراحی قاب‌های خمشی ویژه SAC بخشی از پروژه مشترک FEMA/SAC برای مطالعه رفتار سازه‌های فولادی تحت بارهای لرزه‌ای بوده است. این قاب‌ها شامل یک قاب سه طبقه، نه طبقه و بیست طبقه هستند که با کاربری اداری برای نواحی مختلف لرزه‌ای و خاک تیپ ۲ مطابق با UBC94 طراحی شده اند [1]. در این مقاله قاب ۳ طبقه لس‌آنجلس که پلان طبقه و ارتفاع آن در شکل (۱) آمده است، در نرم‌افزار OpenSees مدل شده است. جزئیات بارگذاری و طراحی این قاب‌ها به تفصیل در آیین‌نامه FEMA 355-C ذکر شده است [1].

۲-۲- مدلسازی مؤلفه‌های شکل‌پذیر

در این مدلسازی، مفصل پلاستیک موجود در تیرها و اتصالات نیمه‌صلب دو منبع اصلی رفتار غیرخطی هستند. المان ترکیبی تیرها که شامل ناحیه الاستیک تیر، دو مفصل پلاستیک و دو ناحیه صلب انتهایی است، که در شکل (۲) نشان داده شده است. سایر بخش‌های تیر شامل المان تیر الاستیک و ناحیه صلب انتهایی فرض می‌شوند که ارتجاعی باقی می‌مانند. در مواردی که اتصال تیر به ستون نیمه‌صلب است، دو قسمت صلب انتهایی با

$$\theta_p = 0.087 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.365} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.14} \left(\frac{L}{d} \right)^{0.34} \left(\frac{d}{c_{unit}^1 \cdot 1.21"} \right)^{-0.721} \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50} \right)^{-0.23} \quad (1)$$

$$\theta_{pc} = 5.7 \left(\frac{h}{t_w} \right)^{-0.565} \left(\frac{b_f}{2t_f} \right)^{-0.8} \left(\frac{d}{c_{unit}^1 \cdot 1.21"} \right)^{-0.28} \left(\frac{c_{unit}^2 \cdot F_y}{50} \right)^{-0.43}$$

(2)

$\frac{b_f}{2t_f}$ و $\frac{h}{t_w}$ نسبت عمق تیر به ضخامت بال، در روابط ۱ و ۲ $\frac{L}{d}$ نسبت عرض بال تیر به ضخامت بال تیر، $\frac{d}{c_{unit}^1}$ نسبت دهانه برشی به عمق تیر، d عمق تیر، F_y مقاومت تسلیم بال (ksi)، c_{unit}^2 ضرایب تبدیل واحد هستند که در صورت استفاده از سیستم واحد انگلیسی ایمریال یک هستند.

۲-۴- مدل سازی غیر خطی ناحیه پانلی

مدل های بسیاری برای توصیف رفتار چشمه اتصال بر حسب نیروی برشی و تغییر شکل برشی توسط کراوینکلر، انگلهارت و کیم، الطویل و جیم پیشنهاد شده است [21-24]. تفاوت اصلی این مدل ها که مبتنی بر مشاهدات آزمایشگاهی و یا تحلیل های عددی هستند، در تشریح رفتار پلاستیک عضو است و همگی در توصیف شبهه سنجیهایی مانند سختی برشی الاستیک (K_e) و مقاومت برشی تسلیم (V_y) مشترک هستند. در این مدل ها، چشمه اتصال به کمک هشت المان صلب که مطابق شکل ۵ توسط مفصل در چهار گوشه به هم متصل شده اند، مدل می شود. این هشت المان تشکیل مجموعه ای را می دهند که به صورت یک متوازی الاضلاع تغییر شکل می دهد.

ویژگی های مقاومتی و سختی چشمه اتصال با اضافه کردن یک یا دو فنر پیچشی در یکی از گوشه و یا اضافه کردن

مفصل خمشی به لنگر ($F=M$) و دوران ($\delta=\theta$) تبدیل می شوند. در صورت لزوم برای مدل کردن دقیق تر می توان از یک منحنی هماهنگ بر مدل چند خطی استفاده کرد که در شکل (۴) با رنگ قرمز نشان داده شده است. مقاومت باقی مانده در بیشتر مؤلفه های فولادی وجود دارد مگر آنکه نمونه قبل از رسیدن به مقدار F_r گسیخته شود. ظرفیت نهایی تغییر شکل معمولاً به مود گسیختگی المان مربوط است. ظرفیت نهایی تغییر شکل δ_u می تواند کمتر از تغییر شکل مرتبط با مقاومت باقی مانده δ_r باشد [17]. رفتار یکطرفه و چرخشی مفاصل پلاستیک به کمک مدل Ibarra-Krawinkler در نرم افزار OpenSees مدل شده اند.

شکل ۴. منحنی مرجع و شبهه سنجیه های آن در مدل ایبارا-کراوینکلر

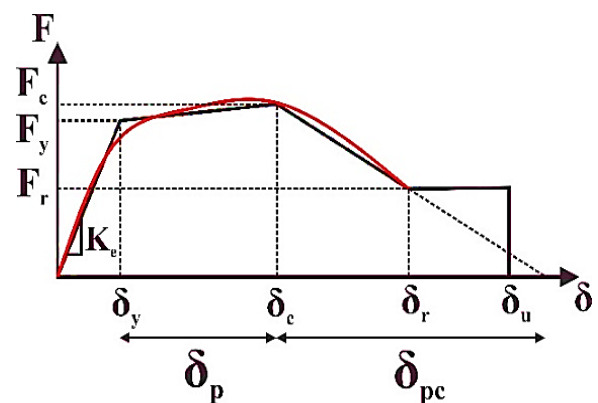


Fig. 4. Reference curve and its pseudo-metrics in Ibarra-Krawinkler model

در این مقاله از روابط تجربی ایبارا-کراوینکلر که حاصل از تحلیل رگرسیون چندمتغیره روی تعداد قابل توجهی داده آزمایشگاهی، استفاده شده است. نتایج مطالعات آزمایشگاهی لیگنوس و کراوینکلر در آیین نامه های مختلف مانند FEMA 355D و ASCE/SEI 41-06 آمده است [18-20]. روابط ۱ و ۲ برگرفته از مراجع فوق هستند که برای تخمین شبهه سنجیه های منحنی مرجع به کار می روند.

در رابطه ۵، G مدول برشی فولاد مصرفی در ستون است. مقاومت برشی اضافی که پس از تسلیم اولیه در چشمه اتصال ایجاد می‌شود، به مقاومت بال‌های ستون که با خمش خود اعوجاج برشی در چشمه اتصال را ممکن می‌سازند، مرتبط است. مقاومت برشی پلاستیک کل ناحیه مفصل به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$V_p = V_y \left(1 + \frac{3K_p}{K_e}\right) \quad (6)$$

$$V_p \cong 0.55F_y d_c t_p \left(1 + \frac{3b_c t_c f^2}{d_b d_c t_p}\right) \quad (7)$$

که در آن K_p سختی پس از تسلیم، b_c عرض بال ستون و t_{cf} ضخامت بال ستون است. مقاومت برشی پلاستیک (V_p) در تغییرشکل برشی $4\gamma_y$ حاصل می‌شود. پس از این مرحله، شدت سخت‌شدگی از ۰ تا ۰.۰۳ برای تکمیل منحنی رفتاری چشمه اتصال استفاده می‌شود. تقاضای برشی موجود در چشمه

$$V = \left(\frac{\Delta M}{d_b} - V_{col} \right) \quad (8)$$

در رابطه فوق $\Delta M = M_{b,l} - M_{b,r}$ لنگر خمشی خالص تیر است که به ستون منتقل می‌شود. $M_{b,l}$ و $M_{b,r}$ به ترتیب لنگر خمشی در تیر راست و چپ هستند. V_{col} نیز متوسط برش موجود در ستون در بالا و پایین اتصال است، که در شکل (۷) نشان داده شده است.

شکل ۷. نیروهای داخلی ناشی از بارهای لرزه‌ای در چشمه اتصال

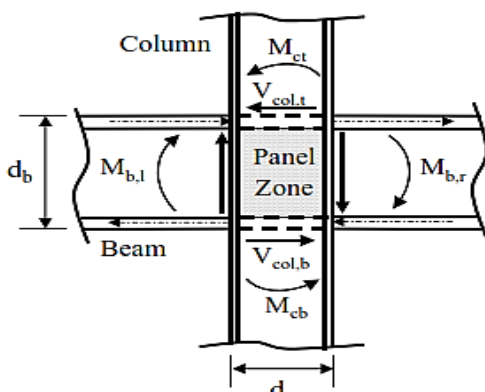


Fig. 7. Internal forces due to seismic force in panel zone

یک فنر انتقالی که به صورت مورب دو گوشه مقابل المان را به هم متصل می‌کند، مدل می‌شود. در این مقاله، مدل پیشنهادی کراوینکلر که در FEMA 355C نیز آمده [۱]، مورد استفاده قرار گرفته است. مدل سه‌خطی که رابطه نیروی برشی و تغییرشکل برشی را بیان می‌کند، در شکل (۶) نشان داده شده است

شکل ۵. مدل تحلیلی چشمه اتصال

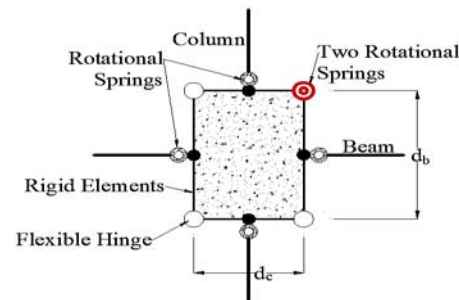


Fig. 5. Analytical model of panel zone

شکل ۶. مدل سه‌خطی نیرو-تغییرشکل در چشمه اتصال

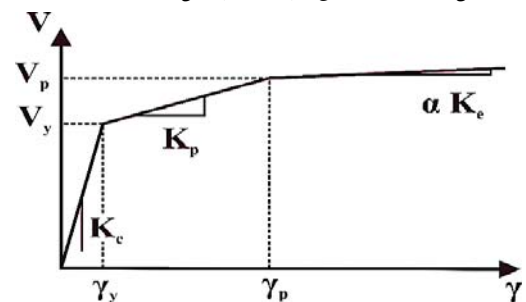


Fig. 6. Three-line force-deformation model of panel zone

پارامترهای مؤثر در این مدل عبارتند از:

$$V_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}} A_{eff} = \frac{F_y}{\sqrt{3}} (0.95 d_c t_p) \cong 0.55 F_y d_c t_p \quad (3)$$

V_y مقاومت تسلیم برشی، F_y مقاومت تسلیم فولاد، A_{eff} مساحت مؤثر، d_c عمق ستون و t_p ضخامت جان ستون شامل ورق مضاعف می‌باشد. تغییرشکل برشی متناظر با نقطه تسلیم γ_y و سختی الاستیک K_e از روابط ۴ و ۵ به دست می‌آیند:

$$\gamma_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}G} \quad (4)$$

$$K_e = \frac{V_y}{\gamma_y} = 0.95 d_c t_p G \quad (5)$$

۳. انتخاب چیدمان اتصالات نیمه صلب در قاب-

های مختلط

در حالت کلی تعداد قاب‌های مختلط متناظر با قاب صلب برابر با تعداد حالات انتخاب تعداد معینی اتصال نیمه صلب از میان تمامی اتصالات سازه و چیدمان‌های مختلف آنها است. از دیدگاه ریاضی تعداد قاب‌های مختلط بسیار زیاد است اما به لحاظ سازه‌ای بسیاری از این چیدمان‌ها عملکرد مورد انتظار را ندارند. پس چیدمان قاب‌ها بر مبنای سه دیدگاه انجام گرفته است (تمامی قاب‌ها در شکل (۱۰) نشان داده شده‌اند. قاب‌های مختلط با نام‌های HSAC3-* و شماره قاب مشخص شده‌اند): دیدگاه اول مبتنی بر تشکیل یک فنر پیچشی در تراز مشخصی از سازه به منظور جداسازی فرم تغییرشکلی سازه به دو مود جدا از هم هستند. بدین منظور اتصالات نیمه صلب تنها در طبقه مشخصی از سازه قرار میگیرند. قاب‌های مختلط شش، هفت و هشت با دیدگاه فوق انتخاب شدند. دیدگاه دوم از ایده عملکرد دیوار برشی گرفته شده است. در این حالت، اتصالات نیمه صلب تنها در یک دهانه مشخص از سازه و در تمام طبقات آن دهانه قرار میگیرند. قاب‌های مختلط سه، چهار و پنج با دیدگاه فوق انتخاب شده‌اند. دیدگاه سوم از ایده عملکرد لرزه‌ای سیستم‌های مهاربندی گرفته شده است. سیستم‌های مهاربندی با رفتار فشاری-کششی خود انرژی لرزه‌ای را جذب می‌کنند در حالی که در اتصالات نیمه صلب جذب انرژی با رفتار شکل‌پذیر اتصال صورت می‌گیرد. در این حالت، اتصالات نیمه صلب در دهانه‌ها و طبقات مختلف سازه پراکنده می‌شوند. قاب مختلط یک بر این مبنای انتخاب شده است. دو قاب کاملاً صلب SAC3 و کاملاً نیمه صلب HSAC3-3 نیز به عنوان دو کران طراحی در نظر گرفته شده‌اند. تمامی قاب‌ها تحت تحلیل‌های استاتیکی غیر-خطی، جابه‌جایی چرخه‌ای و تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفتند.

چگونگی استفاده از دو فنر پیچشی با رفتار دوخطی برای مدلسازی رفتار سه خطی چشمه اتصال در شکل (۸) نشان داده شده است. α نسبت سختی به سختی الاستیک است و برابر 0.01 در نظر گرفته شده است. رفتار سه خطی چشمه اتصال به کمک مدلسازی دو فنر پیچشی با مدل Bilinear hysteretic در نرم-افزار OpenSees انجام گرفته است.

شکل ۸. استفاده از دو فنر در مدلسازی رفتار سه خطی چشمه اتصال

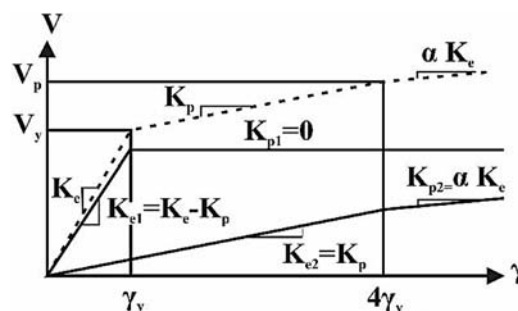


Fig. 8. Application of two springs in modeling three-linear behavior of panel zone

۲-۵- مدلسازی اتصال نیمه صلب

در این مقاله، قاب‌های مختلط دارای اتصالات تیر به ستون نیمه-صلب هستند. اتصال با نبشی بالا و پایین و دو نبشی در جان که جزئیات آن در شکل (۹) آمده است، به عنوان اتصال نیمه صلب استفاده شده است. این اتصال برای 6 نوع مقطع تیر که تمام عمق تیرهای مورد استفاده در قاب SAC را پوشش می‌دهد، توسط رضوی و همکاران طراحی و مدل شده است [5]. جدول (۱) مشخصه‌های رفتاری این اتصالات را نشان می‌دهد [5]. در این جدول M_y و θ_y دوران و لنگر نقطه تسلیم، M_u و θ_u دوران و لنگر نهایی، k_0 و k_1 به ترتیب سختی ناحیه الاستیک و پلاستیک هستند. اتصالات نیمه صلب به کمک مدل Bilinear hysteretic در نرم‌افزار OpenSees مدل شده‌اند.

شکل ۹. جزئیات اتصال نیمه صلب با نبشی بالا و پایین و دو نبشی در جان

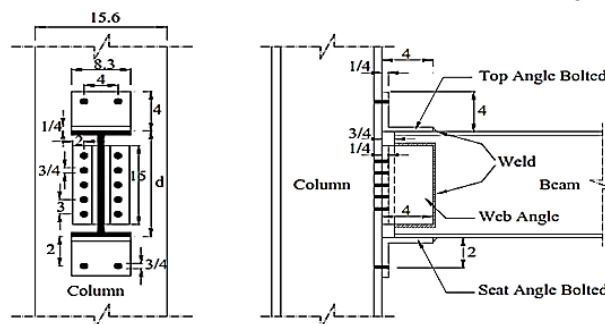


Fig. 9. Details of semi-rigid connection

شکل ۱۰. قاب‌های مختلط متناظر با قاب SAC 3

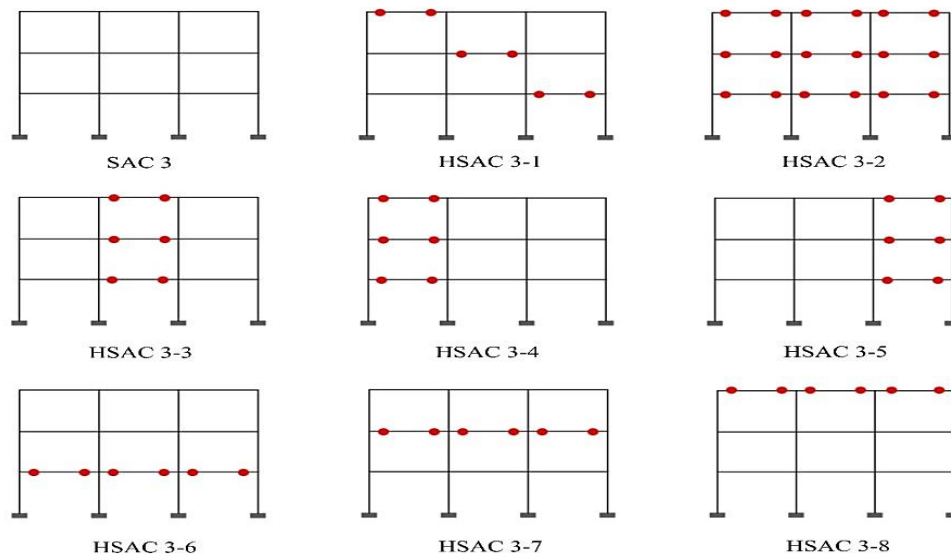


Fig. 10. Various hybrid frames corresponding to SAC 3

جدول ۱. مشخصات اتصالات نیمه‌صلب [۵].

ابعاد تیرها	θ_y	M_y (kip-in)	θ_u	M_u (kip-in)	k_0	k_1
W21X50	0.003	1032	0.05	1750	344000	15277
W24X62	0.003	1203	0.05	2000	401000	16957
W27X84	0.003	1411	0.05	2250	470333	17851
W30X99	0.003	1584	0.05	2450	528000	18426
W33X141	0.003	1920	0.05	2900	640000	20851
W36X150	0.003	2080	0.05	3300	693333	25957

Table 1. Semi-rigid joints specifications [5].

ایجاد شده در تمام ستون‌ها در تراز پایه حاصل شده و نسبت به وزن سازه نرمال شده است.

شکل ۱۱. درستی آزمایی منحنی بارافزون قاب SAC 3 با نتایج رضوی [۵]

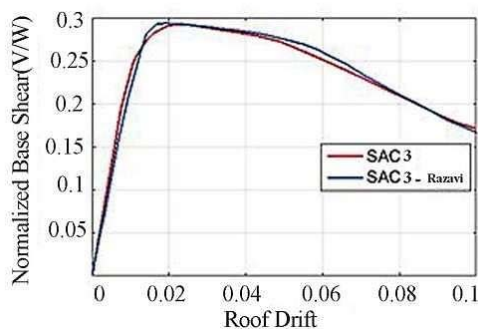


Fig. 11. Validation of push-over curve of SAC 3 with Razavi

۴. نتایج تحلیل

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای اطمینان از درستی مدل استفاده شده، منحنی بارافزون SAC3 در شکل (۱۱) و دوره تناوب و جرم مودال دو مود اول همین قاب در جدول (۲) با نتایج پژوهش مشابه مقایسه شده است و هماهنگی قابل قبولی بین نتایج دیده می‌شود [5]. پس از اطمینان از درستی مدل، قاب‌های مورد نظر تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی با بیشینه تغییرمکان زاویه ای طبقه بام به میزان 0.1 قرار گرفتند که منحنی‌های بارافزون حاصل در شکل (۱۲) نشان داده شده است. برش پایه از مجموع نیروی برشی

شکل ۱۲. منحنی های بارافزون قاب های ۳ طبقه

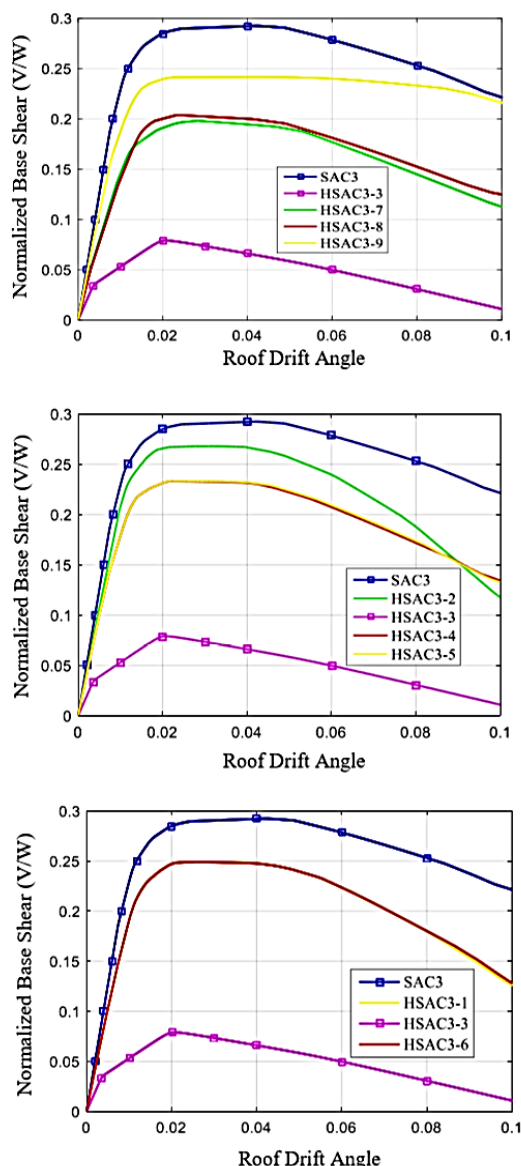


Fig. 12. Extended load curves of 3-storey frames

قاب HSAC3-2 در مقایسه با دو قاب HSAC3-4 و HSAC3-5 دیرتر وارد ناحیه سختی منفی شده، اما به سرعت سختی و مقاومت خود را از دست داده، به شکلی که در انتها مقاومتی کمتر از دو قاب دیگر دارد. هر چه اتصالات در طبقات پایین تر قرار بگیرند، برش پایه کمتر می شود. زیرا تیرهای طبقات پایین نسبتاً قوی بوده و فعال نشدن مفاصل پلاستیک آنها (به دلیل عملکرد فیوزمانند اتصالات نیمه صلب) سبب می شود نیروی کمتری به سازه وارد شود. به همین دلیل قاب HSAC3-9 در

جدول ۲. مقایسه دوره تناوب و جرم مودال SAC 3 با رضوی [۵].

نوع قاب	جرم مودال		دوره تناوب (s)	
	مود دوم	مود اول	مود دوم	مود اول
SAC 3	13.9%	83.5%	0.29	1.06
Razavi	14.5%	81%	0.33	1.10

Table 2. Comparison of SAC 3 modal with Razavi [5]

قاب HSAC3-3 که تمام اتصالات آن نیمه صلب است، کمترین برش پایه و قاب صلب SAC3 بیشترین برش پایه را دارد. قاب های مختلط دارای برش پایه ای مابین این دو کران هستند. به علت تقارن هندسی موجود در قاب های HSAC3-5 و HSAC3-4 و قاب های HSAC3-3 و 1 و HSAC3-6 منحنی بارافزون آنها همانطور که در نمودارها دیده می شود، بر هم منطبق شده. در تحلیل های بعدی نیز تنها یکی از این قاب ها لحاظ شده است. از آنجا که حضور اتصالات نیمه صلب در سازه سختی را کاهش می دهد، نیروی کمتری به سازه وارد شده و برش پایه کاهش می یابد. کاهش برش پایه به لحاظ طراحی امری مطلوب بوده و به معنی کم شدن تقاضای نیرویی مؤلفه های سازه ای است. اما چون سختی نیز کاهش می یابد، سازه تحت زلزله تغییر مکان بین طبقه ای بیشتری را تجربه می کند. پس باید بهینه ترین و مناسب ترین چیدمان به گونه ای انتخاب شود که در حین کاهش برش پایه، ضوابط و معیارهای تغییر مکانی نیز ارضاء شود.

در جدول (۳) بیشینه برش پایه نرمال شده در قاب ها از مقدار کمتر به بیشتر مرتب شده است. همانگونه که ملاحظه می شود، منحنی بارافزون تمام قاب ها دارای بخش سختی منفی پس از تسلیم است که به علت اثر P-Delta رخ داده است. برش پایه در قاب HSAC3-2 بیشتر از دو قاب HSAC3-4 و HSAC3-5 است. علت این تفاوت به محل قرارگیری اتصالات نیمه صلب در دهانه های داخلی بستگی دارد. قرارگیری اتصالات نیمه صلب در دهانه های خارجی سبب شده ستون های خارجی که قوی تر از ستون های داخلی هستند، در عملکرد پلاستیک سازه فعال نشوند و قاب نیروی کمتری را جذب کند.

تغییر مکان جانبی بام به صورت نسبی و برحسب ارتفاع سازه است و به دلیل مساحت داخلی منحنی‌ها بر حسب kips محاسبه شده است. از آنجا که تیرها در طبقات پایین‌تر ابعاد بیشتری دارند، فعال نشدن مفاصل پلاستیک آنها (بدلیل وجود اتصالات نیمه صلب) باعث کاهش ظرفیت جذب انرژی سازه می‌شود. به همین دلیل HSAC3-7 و HSAC3-8 در بین قاب‌های مختلط کمترین میزان ظرفیت جذب انرژی را دارند.

شکل ۱۳. بارگذاری چرخه‌ای اعمال شده به قاب‌های ۳ طبقه

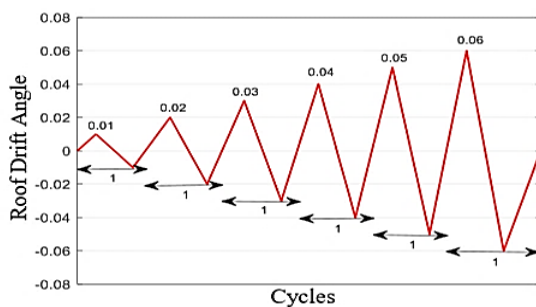


Fig. 13. Cyclic loading applied to 3-storey frames

شکل ۱۴. منحنی چرخه‌ای قاب‌های ۳ طبقه

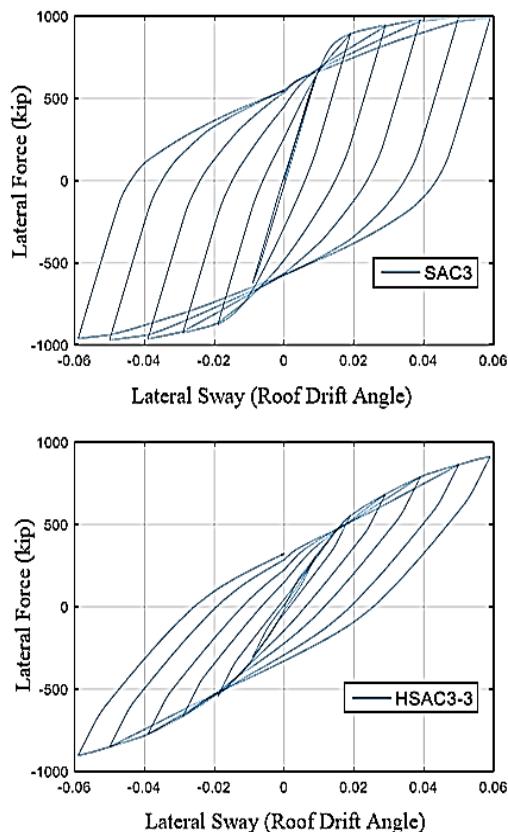


Fig. 14. Cyclic curve of 3-storey frames

مقایسه با قاب‌های HSAC3-7 و HSAC3-8 برش پایه بیشتری دارد.

جدول ۳. بیشینه برش پایه نرمال شده و جذب انرژی در قاب‌ها به ترتیب مقدار

Frame	Normalized Shear	Energy Absorption (Kip.ft)
HASC3-3	0.079	130.4
HSAC3-7	0.198	236.3
HSAC3-8	0.204	242.7
HSAC3-4	0.234	253.1
HSAC3-9	0.241	255.3
HSAC3-1	0.250	265.6
HSAC3-2	0.268	278.7
SAC3	0.292	307.3

Table 3. Arranged maximum normalized base shear and Energy absorption in 3-story frames

۴-۲- تحلیل جابه‌جایی چرخه‌ای

در این مرحله همه قاب‌ها تحت یک جابه‌جایی چرخه‌ای مطابق شکل (۱۳) که قادر به ایجاد بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی بام به میزان ۰.۰۶ است، قرار می‌گیرند. منحنی رفتار چرخه‌ای دو نمونه از قاب‌ها در شکل (۱۴) آمده است. مساحت داخلی این منحنی‌ها بیانگر ظرفیت جذب انرژی سازه است که در جدول (۳) این مقدار برای همه قاب‌ها محاسبه و از کم به زیاد مرتب شده است. باید توجه داشت که منبع اصلی جذب انرژی در قاب SAC3 رفتار غیرخطی مفاصل پلاستیک تیرها و چشمه اتصال هست. در قاب‌های مختلط در مکان‌هایی که اتصالات نیمه صلب قرار دارند، عملکرد فیوزمانند اتصالات مانع فعال شدن رفتار پلاستیک مفاصل پلاستیک تیرها و چشمه اتصال می‌شود. از آنجا که ظرفیت جذب انرژی این اتصالات به مراتب کمتر از مفاصل پلاستیک تیرها هست، پس انتظار می‌رود قاب‌های مختلط ظرفیت جذب انرژی کمتری از قاب SAC3 داشته باشند. همان‌گونه که ملاحظه می‌شود، منحنی چرخه‌ای قاب SAC3 چاق‌تر بوده و جذب انرژی بیشتری دارد. در مقابل قاب HSAC3-3 لاغرترین منحنی چرخه‌ای را دارد. مقدار جذب انرژی قاب‌های مختلط مابین این دو کران است.

۴-۳- تحلیل دینامیکی غیر خطی

در این قسمت، تمامی قاب‌ها تحت داده‌های زلزله لس‌آنجلس که شامل بیست داده زلزله طرح یا DBE و بیست داده زلزله مورد انتظار یا MCE هستند، قرار می‌گیرند و بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌ای آنها برای هر زلزله تعیین و میانگین آنها محاسبه می‌شود. زلزله‌های DBE زلزله‌هایی با احتمال وقوع ده درصد در پنجاه سال هستند. احتمال وقوع بیشترین زلزله MCE نیز دو درصد در پنجاه سال است [24]. مطابق با استاندارد ASCE-41 معیار پذیرش LS برای زلزله‌های DBE و معیار CP برای زلزله‌های MCE در نظر گرفته می‌شود [24]. حدود تغییر مکان بین طبقه‌ای برای معیار LS دو و نیم درصد و برای معیار CP پنج درصد است. بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌ای هر یک از قاب‌ها تحت بیست زلزله DBE در جدول (۴) از کم به زیاد مرتب شده است. نمودار تغییر مکان بین طبقه‌ای HSAC3-3، HSAC3-4 و HSAC3 تحت بیست زلزله DBE در شکل (۱۵) نشان داده است. منحنی مشکی میانگین تغییر مکان بین طبقه‌ای تحت ۲۰ زلزله را نشان می‌دهد و معیار ارزیابی رفتار سازه است. خط قرمز رنگ نیز حد LS را مشخص می‌کند. قاب SAC3 کمترین تغییر مکان و قاب HSAC3-3 که تمام اتصالات آن نیمه-صلب است، بیشترین جابه‌جایی نسبی طبقات را دارد. قاب‌های مختلط در بین این دو قرار دارند. تنها قاب SAC3 است که معیار LS را ارضاء کرده است و سایر قاب‌ها بیشینه تغییر مکان بیشتر از 2.5% را دارند.

جدول ۴. بیشینه تغییر مکان بین طبقه‌ای قاب‌های ۳ طبقه تحت ۲۰ زلزله

Frame	DBE	MCE
SAC3	0.0231	0.049
HSAC3-2	0.0252	0.0593
HSAC3-4	0.0256	0.0605
HSAC3-9	0.0261	0.0620
HSAC3-1	0.0265	0.0624
HSAC3-7	0.0278	0.0666
HSAC3-8	0.0282	0.0668
HSAC3-3	0.0335	0.0782

Table 3. Maximum inter-story displacement in 3-story

طراحی مرزی قاب SAC3 برای معیار جابه‌جایی نسبی سبب شده تا قاب‌های مختلط متناظر با آن این معیار را رعایت نکنند. پس تعداد شش اتصال نیمه صلب برای این قاب‌ها زیاد بوده و تغییر مکان نسبی قاب را افزایش می‌دهد. اختلاف اعداد جدول در این حالت نیز کم است و به نظر می‌رسد علت این است که آثار حضور اتصالات نیمه صلب در قاب‌های بلندمرتبه آشکار می‌شود. بررسی اثر اتصالات نیمه صلب در قاب‌های میان مرتبه و بلندمرتبه خارج از موضوع این مقاله است. بیشترین تغییر مکان بین طبقه‌ای هر یک از قاب‌ها تحت بیست داده زلزله MCE در جدول (۴) ارائه شده است. نمودارهای تغییر مکان بین طبقه‌ای قاب SAC3، HSAC3-3 و HSAC3-4 تحت بیست زلزله MCE لس‌آنجلس در شکل (۱۶) نشان داده شده است. منحنی مشکی میانگین تغییر مکان بین طبقه‌ای تحت بیست زلزله را نشان می‌دهد. خط قرمز نیز حد CP را مشخص می‌کند. همانطور که ملاحظه می‌شود در این حالت نیز تنها قاب SAC3 معیار CP را رعایت کرده است (میانگین تغییر مکان بسیار نزدیک به معیار CP است) و سایر قاب‌های مختلط این معیار را رد کرده‌اند. این مسئله به دلیل طراحی مرزی قاب SAC3 است به طوری که قاب‌های مختلط متناظر با آن تغییر مکانی بیشتر از حد CP دارند. قاب SAC3 بیشترین تغییر مکان و قاب HSAC3-3 کمترین تغییر مکان را دارد.

شکل ۱۵. DBE منحنی تغییر مکان قاب‌های ۳ طبقه تحت ۲۰ داده زلزله

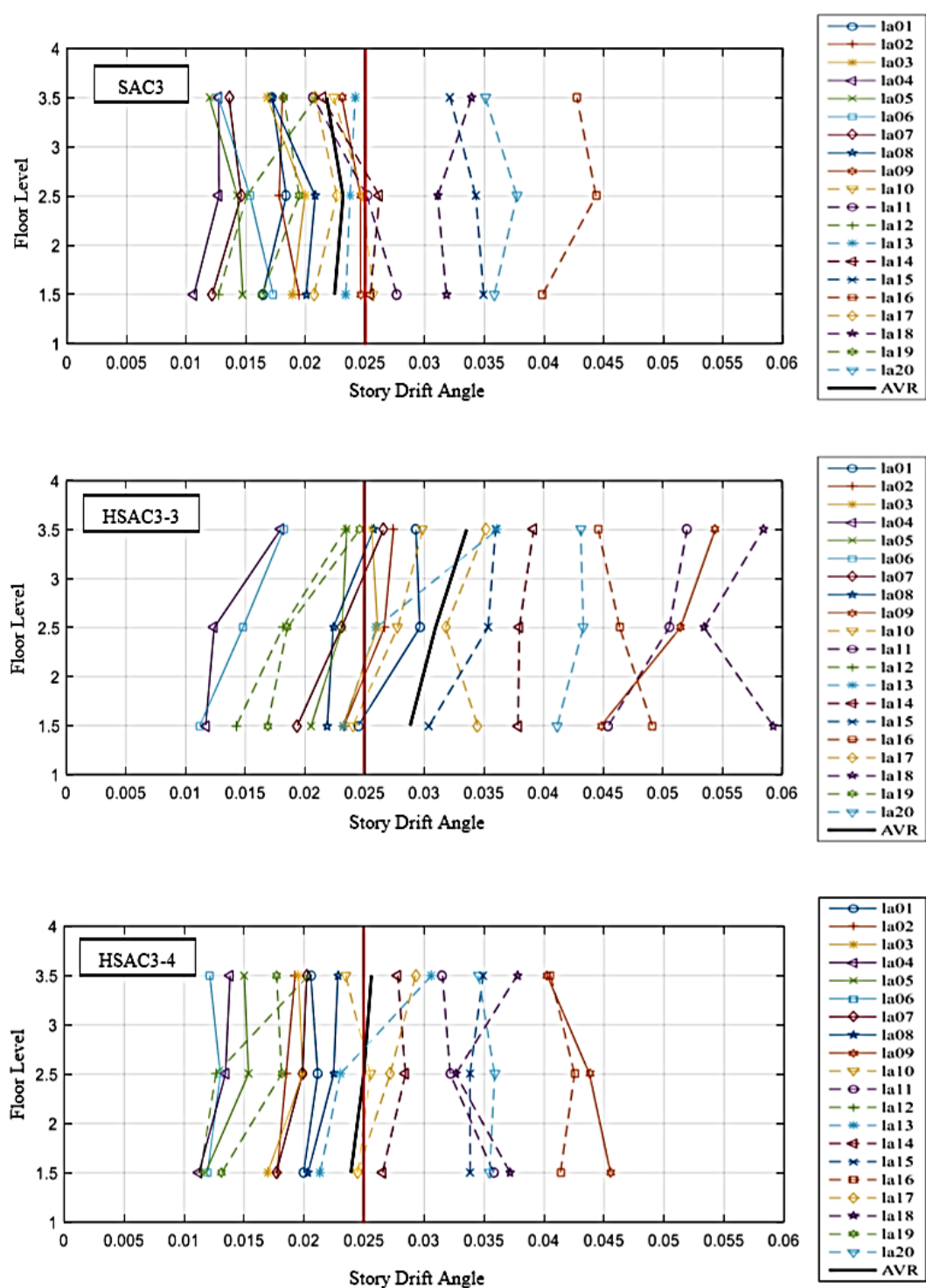


Fig. 15. Story drift diagrams for 3-story frames subjected to DBE records

شکل ۱۶. منحنی تغییر مکان قاب‌های ۳ طبقه تحت ۲۰ داده زلزله MCE

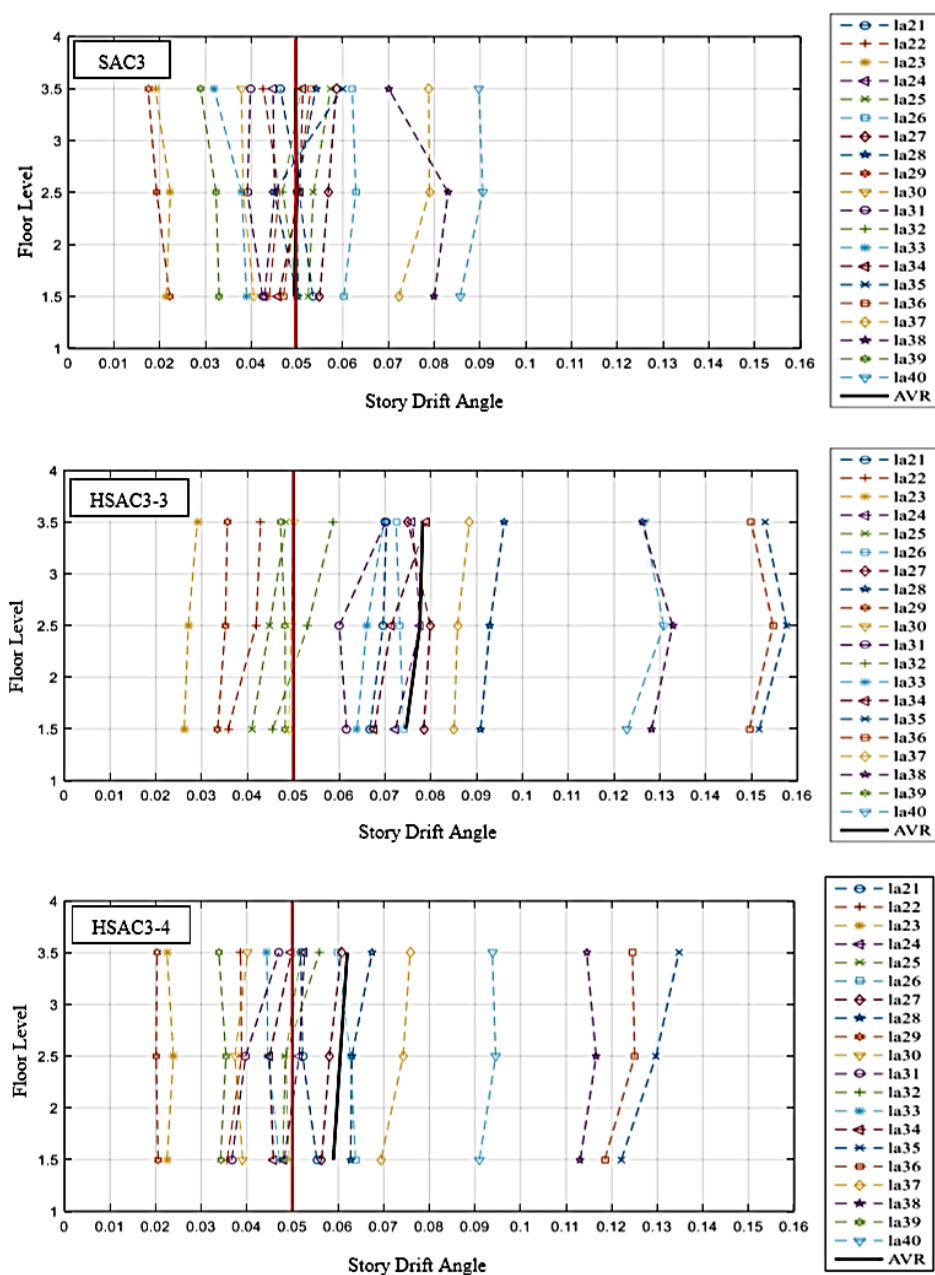


Fig. 16. Story drift diagrams for 3-story frames subjected to MCE records

دست آمده به طور خلاصه در ادامه ذکر می‌شود:

۱- به طور کلی قاب‌های مختلط در مقایسه با قاب با اتصالات صلب (قاب SAC) نیروی برش پایه کمتر، جذب انرژی کمتر و تغییر مکان بین طبقه‌ای بیشتری دارند. جذب انرژی کمتر این قاب‌ها به دلیل آن است که در تیرهایی که اتصال

۵. نتیجه گیری

در این پژوهش، عملکرد قاب سه طبقه SAC و قاب‌های مختلط مانند آن تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل جابه جایی چرخه‌ای و تحلیل دینامیکی غیرخطی با داده‌های زلزله لس‌آنجلس (DBE و MCE) ارزیابی شدند. نتایج به

آنها به ستون به صورت صلب است، مفصل پلاستیک تیر فعال نمی‌شود و اتصال نیمه‌صلب وظیفه جذب انرژی را بر عهده می‌گیرد. مشخصات هندسی و رفتار چرخه‌ای اتصالات نیمه‌صلب به گونه‌ای است که جذب انرژی کمتری نسبت به مفصل پلاستیک تیر دارند. داده‌های بدست آمده از تحلیل‌های مختلف روی قاب‌های مختلط اختلاف اندکی دارند و این نشان می‌دهد اثر اتصالات نیمه‌صلب در قاب‌های کوتاه مدت چشمگیر نیست.

۲- تمایل هر طراح به طراحی سازه‌ای است که برش پایه کم‌تر، جذب انرژی زیادتر و تغییر مکان بین طبقه‌ای کمتری داشته باشد. تغییر مکان بین طبقه‌ای زیاد نگرانی عمده در قاب‌های مختلط است. در این پژوهش هیچ کدام از قاب‌های مختلط معیارهای CP و LS را رعایت نکردند. این مسئله در اصل به طراحی مرزی SAC3 مربوط است که امکان افزایش تغییر مکان بین طبقه‌ای به قاب‌های مختلط متناظرش را نمی‌دهد. دو راهکار برای بهبود عملکرد قاب‌های مختلط ارائه می‌شود. راهکار اول، طراحی مجدد قاب‌ها بگونه‌ای است که سختی مشابه با قاب SAC3 داشته باشند تا بتوانند تغییر مکان بین طبقه‌ای کمتر از معیارهای LS و CP بدهند. راهکار دوم، کاهش تعداد اتصالات نیمه‌صلب موجود در قاب‌های مختلط می‌باشد. پس اگرچه در نگاه اول SAC3 تنها گزینه قابل قبول می‌باشد، ولی در عمل می‌توان قاب‌های مختلط را به گونه‌ای طراحی کرد که تغییر مکان کمتری داشته باشند.

۳- در حالت کلی برای انتخاب بهترین قاب، می‌توان یک ارزیابی مقایسه‌ای بین قاب‌ها انجام داد. اگر هر سه معیار برش پایه، جذب انرژی و تغییر مکان بین طبقه‌ای برای طراح از اهمیت یکسانی برخوردار باشند، بهترین انتخاب گزینه‌ای است که در وسط حدود کرانی است و قاب‌های HSAC3-4 و

HSAC3-9 این شرایط را دارند. هر دو قاب در جدول برش پایه و جذب انرژی در میانه جدول بوده و تغییر مکان بین طبقه‌ای به نسبت کمتری دارند. اگر یکی از سه معیار فوق از اهمیت بیشتری برخوردار باشند، قاب انتخابی می‌تواند به یکی از کران‌ها نزدیک‌تر باشد. برای نمونه اگر معیار تغییر مکان بین طبقه‌ای را پررنگ‌تر لحاظ کنیم، HSAC3-2 انتخاب معقولی است. زیرا با وجود داشتن برش پایه بیشتر نسبت به HSAC3-4 و HSAC3-9 تغییر مکان بین طبقه‌ای کمتری دارد. انتخاب قاب بهینه به یک فرآیند بهینه سازی سه متغیره نیاز دارد که در این فرآیند می‌توان بر اساس نیازهای مهندسی به هر یک از پارامترها وزن اختصاص داد و به کمک روش‌های متعارف بهینه سازی مسئله را حل کرد. با داشتن کران‌های هر جدول و اولویت‌های طراحی می‌توان تصمیم‌گیری‌های متفاوتی انجام داد که به دیدگاه طراح بستگی دارد. استفاده از اتصالات نیمه‌صلب در قاب‌های فولادی نه تنها عملکرد لرزه‌ای آنها را تضعیف نمی‌کند، بلکه با طراحی چندمتغیره می‌توان رفتار لرزه‌ای آنها را بهبود بخشید.

منابع

- [1] Venture, S.J. 2000 State of the art report on systems performance of steel moment frames subject to earthquake ground shaking. *FEMA 355C*.
- [2] Bruneau, M., Uang, C.M. and Sabelli, R. 2011 Ductile design of steel structures. *Second ed., McGraw Hill*.
- [3] Venture, S.J. 2000 Recommended seismic design criteria for new steel moment-frame buildings. *Federal Emergency Management Agency*.
- [4] Abolmaali, A., Razavi, M. and Radulova, D. 2012 on the concept of earthquake resistant hybrid steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 68(1), 34-42.

- [15] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H. 2005 Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), 1489-1511.
- [16] Ibarra, L.F. and Krawinkler, H. "Global collapse of frame structures under seismic excitations", Pacific Earthquake Engineering Research Center (2005).
- [17] PEER Report No. 111 2010 Modeling and Acceptance Criteria for Seismic Design and Analysis of Tall buildings. *Pacific Earthquake Engineering Research Center*, University of California, Berkeley, USA.
- [18] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. 2007 A database in support of modeling of component deterioration for collapse prediction of steel frame structures. *ASCE Structures Congress*, Long Beach, California, 1-12.
- [19] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. 2009 Sidesway Collapse of Deteriorating Structural Systems under Seismic Excitations. *Technical Report No. 172, The John A. Blume Earthquake Engineering Center*, Department of Civil Engineering, Stanford University, Stanford, California.
- [20] Lignos, D.G. and Krawinkler, H. 2010 Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. *Journal of Structural Engineering*, 137(11), 1291-1302.
- [21] Krawinkler, H. 1978 Shear in beam-column joints in seismic design of steel frames. *Engineering Journal*, 15(3), 82-91.
- [22] Kim, K.D. and Engelhardt, M.D. 2002 Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 58(5), 605-635.
- [23] El-Tawil, S. and Jin, J. 2005 Evaluation of FEMA-350 Seismic Provisions for Steel Panel Zones. *Journal of structural engineering*, 131(2), 250-258.
- [24] Pekelnicky, R. et al. 2014 Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings. *ASCE 41-13*, American Society of Civil Engineers.
- [5] Razavi, M. and Abolmaali, A. 2014 Earthquake resistance frames with combination of rigid and semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 98, 1-11.
- [6] Thai, H. T., Uy, B., Kang, W.H. and Hicks, S. 2016 System reliability evaluation of steel frames with semi-rigid connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 121, 29-39.
- [7] Kiani, A., Mansouri, B. and Moghadam, A.S. 2016 Fragility curves for typical steel frames with semi-rigid saddle connections. *Journal of Constructional Steel Research*, 118, 231-242.
- [8] Pirmoz, A. and Liu, M.M. 2017 Direct displacement-based seismic design of semi-rigid steel frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 128, 201-209.
- [9] Bayat, M. and Zahrai, S.M. 2017 Seismic performance of mid-rise steel frames with semi-rigid connections having different moment capacity. *Steel and Composite Structures*, 25(1), 1-17.
- [10] Feizi, M.G., Mojtahedi, A. and Nourani, V. 2015 Effect of semi-rigid connections in improvement of seismic performance of steel moment-resisting frames. *Steel and Composite Structures*, 19(2), 467-484.
- [11] Ozel, H.F., Saritas, A. and Tasbahji, T. 2017 Consistent matrices for steel framed structures with semi-rigid connections accounting for shear deformation and rotary inertia effects. *Engineering Structures*, 137, 194-203.
- [12] Lee, S.S., Goel, S.C. and Chao, S.H. 2004 Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC Canada, Paper No. 266.
- [13] Leelataviwat, S., Goel, S.C. and Stojadinovic, B. 1999 Toward performance-based seismic design of structures. *Earthquake Spectra*, 15(3), 435-461.
- [14] Dasgupta, P., Goel, S.C. and Parra-Montesinos, G. 2004 Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame. *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC Canada, Paper No. 497.

Seismic evaluation of Low rise Hybrid steel frames with diverse patterns of semi rigid connection

M. Ghassemieh^{1*}, N. Vahedi²

*1. Professor, Corresponding author, School of Civil Engineering, University of Tehran, Iran.

2 MSc. Graduate Student, School of Civil Engineering, University of Tehran, Iran.

Abstract

The 1994 Northridge earthquake motivated the researchers to overview the conventional design philosophies. At that point, one of the safest lateral load resisting systems was the fully restrained welded steel moment frame and it had been the dominant design choice in the seismic regions. The confidence in the fully restrained frames has been decreased by brittle failures of welded connections. Thus, the researchers introduced the new seismic structural systems; braced frames and hybrid frame.

Hybrid steel frame is a new lateral resistant steel moment frame that is designed based on introducing the new energy dissipating mechanism. In order to enhance frame's seismic performance, selected rigid connections are replaced with the ductile energy dissipating semi-rigid connections. This concept at the first glance is similar to the eccentrically braced frame. In the eccentrically braced frames, structural fuses are isolated links distributed throughout the frame, while in the hybrid frames fuses are semi-rigid connections placed at the selected locations with particular patterns. The seismic performance of hybrid frame is in such a way that story drift results in the rotation of the semi-rigid connections. Thus, for a properly designed connection that behaves in a ductile manner, the rotation is absorbed by angle or plate yielding without bolt or weld fracture. It would lead to excessive end plate or angle distortion at ultimate rotation that can be retrofitted after earthquake.

In this research, the ductile semi-rigid connection is used in hybrid frames. Finite element modelling of the hybrid frame is carried out OpenSees computer program. The semi rigid connections are implemented in the FEM program using nonlinear plastic rotation ends. The nonlinear hinges are modelled by utilizing Ibarra Krawinkler deterioration model. The panel zone is also modelled by Krawinkler model proposed in the FEMA 355C. Then, several different patterns and locations of semi-rigid replacements within 3 story benchmark SAC frame are selected. All the frames are subjected to nonlinear static analysis as well as cyclic displacement analysis. For the assessment of the frames subjected to seismic excitations, nonlinear dynamic history analyses are conducted subjected to 40 Los Angeles records. The finite element numerical model of the SAC frame is also verified by comparing the results with the technical literature. Normalized base shear, energy dissipation capacity, and maximum story drift angle under 40 Los Angeles records are obtained for each frame. Finally, based on the mentioned parameters and design criteria the frame with desirable performance is selected.

In general, hybrid frames have less base shear, less energy absorption, and more drift compared to frames with rigid joints (SAC frames). The lower energy absorption of these frames is due to the fact that in beams that are connected to the column in a rigid manner, the plastic joint of the beam is not activated and the semi-rigid connection is responsible for energy absorption. The geometric characteristics and cyclic behavior of semi-rigid joints are such that they absorb less energy than plastic beam joints. The data obtained from different analyzes on hybrid frames are slightly different and this shows that the effect of semi-rigid joints in short-term frames is not significant.

Keywords: Hybrid steel frame, semi-rigid connection, seismic performance, SAC frame