

بررسی ضریب رفتار قاب بتنی پیش ساخته با اتصالات نیمه صلب به همراه بادبند فولادی

بابک بهفروز*

عضو هیات علمی، گروه مهندسی عمران، واحد دهقان، دانشگاه آزاد اسلامی، دهقان، ایران

محمدحسن میثمی

دکتری مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران

زهرا سادات موسوی

کارشناسی ارشد سازه، موسسه آموزش عالی دانش پژوهان، اصفهان، ایران

babakbehfroz@gmail.com

تاریخ دریافت: ۹۸/۰۳/۰۲ تاریخ پذیرش نهایی: ۹۸/۱۲/۰۴

چکیده

با افزایش جمعیت اهمیت ایجاد ساختمان‌های بیشتر در مدت کوتاه و با هزینه کم، مانند سازه‌های پیش ساخته بیش از پیش نمایان می‌شود. به همین منظور در این مقاله با استفاده از نرم‌افزار *SAP2000-14*، سه قاب بتنی ۲، ۴ و ۶ طبقه به صورت دو بعدی با در نظرگیری اتصالات به صورت مفصلی، نیمه‌صلب و گیردار، که دارای ۵ دهانه با ابعاد ۴ متر برای چشمه وسط و ابعاد ۵ متر برای دهانه‌های کناری می‌باشد، طراحی شدند. بدین ترتیب در دهانه‌های ۴ متری وسط قاب بادبند فولادی *X* شکل تعبیه شده است. سپس با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی تأثیر عواملی نظیر تعداد طبقات و صلبیت اتصالات بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار گرفته، سپس خود ضریب رفتار برای این قاب‌ها محاسبه شده است. نتایج نشان داد با افزایش گیرداری اتصال و ارتفاع سازه مقدار ضریب رفتار نیز افزایش می‌یابد.

کلید واژگان: ضریب رفتار، قاب بتنی پیش ساخته، اتصالات نیمه‌صلب، بادبند فولادی

۱- مقدمه

EBF مهاربندی شده بود، تعیین گردید [۴]. ماهر و همکاران در سال ۲۰۱۵ شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مهاربندی شده شورون (مهاربند ۸) و مهاربندی X شکل فولادی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج حاصل از منحنی‌های شکنندگی نشان دهنده آن بود که تقویت قاب‌های بتنی توسط بادبندهای فولادی داخلی می‌تواند احتمال خسارت را کاهش دهد و این کاهش موقعی بیشتر می‌شود که از سیستم مهاربندی شورون استفاده شده است [۵]. و اما در زمینه ساختمان‌های پیش‌ساخته نیز تحقیقاتی انجام شد از قبیل ناکاکی و همکاران در سال ۱۹۹۹ ساختمان ۵ طبقه بتنی پیش‌ساخته با اتصالات تیر به ستون صلب با مقیاس ۶۰ درصد را تحت آزمایش قرار دادند. در طی این آزمایش نتیجه گرفته شد که ضرایب رفتار ارائه شده در آیین‌نامه‌های UBC و $NHERP$ برای قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری ویژه و شکل‌پذیری متوسط اقتصادی است [۶]. لی و همکاران در سال ۲۰۰۹ به بررسی تجربی و تحلیلی اتصالات ترکیبی فولاد-بتن پرداختند. در مطالعه تجربی، چهار نمونه مقیاس کامل از جمله یک نمونه درجا و سه نمونه پیش‌ساخته تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس مورد آزمایش قرار گرفتند. عملکرد نمونه‌ها از لحاظ ظرفیت اتلاف انرژی، الگوهای ترک خوردگی، تغییرات کرنش‌ها همراه تقویتی اصلی شرح داده شده اند. اعتبارسنجی مدل‌های FE در مقابل نتایج تجربی تطابق مناسبی را نشان داد [۷]. یانگ و اکسو در سال ۲۰۱۰ رفتار اتصالات بتنی پیش‌ساخته در قاب مقاوم در برابر ممان تحت بارگذاری چرخه‌ای را مورد مطالعه قرار دادند. که به طور کلی، رفتار اتصالات لرزه‌ای قاب بتنی پیش‌ساخته با توجه به مقاومت، انعطاف‌پذیری و ظرفیت اتلاف انرژی رضایت بخش بود [۸]. در سال ۲۰۱۴ ویدجیریا و همکاران مطالعه‌ای بر عملکرد اتصال تیر - ستون پیچی پیش‌ساخته بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای از طریق آزمایشات انجام شده، پرداخته‌اند. در این مطالعه، مدل مقیاسی یک-سوم از دو نوع اتصال تیر - ستون پیش‌ساخته و یک نمونه یکپارچه، قالب سازی شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. اتصالات پیش‌ساخته بتنی مورد آزمایش برای این تحقیق میلگرد دبل $PC-DW$ و میلگرد دبل و نبشی $PC-DWCL$ بودند، که پارامترهای ظرفیت باربری، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفتند [۹]. در پژوهشی نیز داوود طیبی طلوع در سال ۲۰۰۵، ضریب رفتار قاب‌های بتنی پیش‌ساخته مهاربندی شده با بادبند فلزی را مورد بررسی قرار داد. که در این تحقیق، قاب‌های بتنی پیش‌ساخته سه دهانه با طول هر دهانه ۶ متر و ارتفاع هر طبقه ۳ متر با در نظر گرفتن تأثیر عواملی نظیر تعداد طبقات (۴، ۸ و ۱۲ طبقه)، درصد صلبیت اتصالات پیش‌ساخته تیر به ستون (۰، ۲۵، ۵۰ و ۷۵ درصد)، تعداد دهانه‌های بادبندی شده (یک دهانه بادبندی و دو دهانه بادبندی)، نحوه چیدمان بادبندها، ضرایب سختی موثر اعضای بتن آرمه، الگوی بارگذاری جانبی، خروج از مرکزیت بادبندها و بررسی مدل سه بعدی قاب‌ها بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار گرفته‌اند. (درصد صلبیت صفر معرف اتصال مفصلی و درصد صلبیت صد معرف اتصال صلب و درصدهای صلبیت ۲۵، ۵۰، ۷۵ معرف اتصال نیمه صلب با

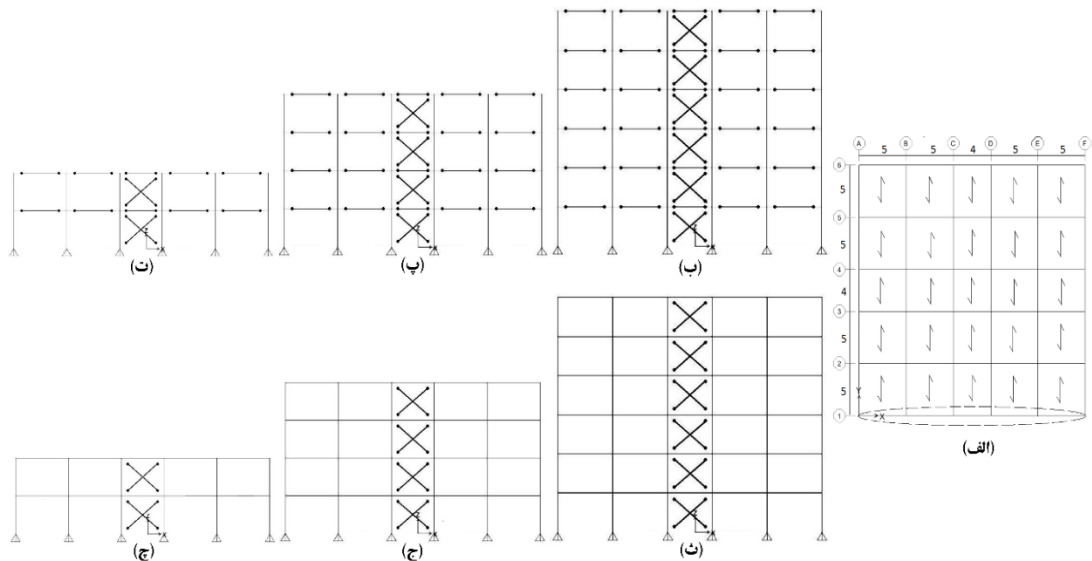
امروزه تقاضا برای سیستم‌های ساخت و ساز مدرن که سه عامل سرعت، دقت و کیفیت را به همراه داشته باشد، گسترش یافته است. در همین راستا روش پیش‌ساختگی کاربرد بیشتری پیدا کرده است، اما مهم‌ترین نقطه ضعف اینگونه سازه‌ها اتصالات آن‌ها می‌باشد، که ایمنی و مقاومت نیز مربوط به این قسمت از سازه است. سازه باید در زلزله‌های با شدت بالا شکل‌پذیری کافی برای تحمل تغییرشکل‌های بالا (غیرارتجاعی) را داشته باشد، به همین منظور برای مقابله با نیروهای جانبی، تأمین سختی و ... از سیستم مهاربند فلزی برای سازه‌های بتنی پیش‌ساخته استفاده می‌کنیم. از آنجایی که مقاومت مورد نیاز جهت طراحی سازه، از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب رفتار محاسبه می‌گردد، این ضریب نشان دهنده مقاومت و شکل‌پذیری پنهان در سازه می‌باشد. به همین خاطر با توجه به زلزله‌های اخیر در کشورهای لرزه‌خیز جهان از جمله کشور ایران، لزوم ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها و توجه طراحان به ضریب کاهش نیرو ضروری به نظر می‌رسد. بر همین اساس حاجی غفاری در سال ۱۹۹۶ در مطالعه‌ای با عنوان بررسی رفتار غیر خطی قاب بتن مسلح با بادبندی فولادی، رفتار غیرخطی قاب‌های بادبندی شده را مورد مطالعه قرار داد. او جهت بررسی کفایت بادبندها از آنالیز دینامیکی غیر خطی سازه با شتاب $g/0.35$ استفاده کرده است. نهایتاً پس از معلوم شدن مقاطع نهایی بادبند، ضریب رفتار برای سازه محاسبه گردیده است. نتیجه آن شد که ضریب رفتار سازه مرکب، تفاوت چندانی با ضریب رفتار یک سازه بتنی با سیستم خمشی بدون شکل‌پذیری ندارد [۱]. ماهر و اکبری در سال ۲۰۰۳ در مقاله‌ای عملکرد بادبندهای ضربدری و زانویی را در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن آرمه مورد بررسی قرار دادند. برای این منظور سه قاب ۴، ۸ و ۱۲ طبقه با درصدهای مختلف جذب نیروی جانبی توسط بادبندها (۰، ۵۰ و ۱۰۰ درصد) تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفتند. محققین اثرات سه‌م بار جانبی مهاربند از برش پایه، تعداد طبقات، نوع سیستم مهاربندی را بر ضریب رفتار R مورد بررسی قرار دادند [۲]. در سال ۲۰۰۵ ماهر مقاله‌ای تحت عنوان پیشرفت‌های اخیر در بهسازی لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح به منظور مرور نتایج حاصل از کارهای اخیر انجام شده توسط خودش در این رابطه را ارائه نمود. در نهایت نتایج حاصل از آزمایش کشش مستقیم در سه مدل از سه نوع مختلف اتصالات قاب بتن مسلح مهاربندی را ارائه کرد و مقادیر ضریب رفتار R برای این نوع سیستم را از تحلیل پوش‌آور غیرارتجاعی سیستم دوگانه با شکل و ارتفاع متفاوت مورد بررسی قرار داد [۳]. در سال ۲۰۱۰ بنی‌سعید در پژوهشی به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی واگرا (EBF) پرداخت. بر اساس نتایج تحلیل به کارگیری مهاربند EBF در تمامی سازه‌های مورد بررسی موجب افزایش مقاومت و سختی نسبت به سازه اولیه گردیده است، هرچند که این روند افزایشی با بلندتر شدن سازه سرعت کمتری گرفته است. در بخش‌های پایانی این تحقیق ضریب رفتار قاب‌های یک دهانه، یک طبقه و هم‌چنین سازه‌های سه، پنج و ده طبقه بتن مسلح که با سیستم

(استاتیکی غیر خطی) قرار می‌گیرد، در مرتبه اول اتصالات کاملاً به صورت مفصلی و سپس به صورت کاملاً صلب مدل شده و آنالیز انجام می‌گیرد. در این مرحله، نمودار تغییر مکان بام بر اساس برش پایه، شکل‌پذیری و نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک مورد بررسی قرار می‌گیرد. در مرتبه بعدی اتصالات به صورت نیمه صلب یعنی به جای مفصل‌های پیش‌ساخته از مدل سختی دو خطی استفاده گردیده و این مدل به نرم‌افزار اختصاص داده می‌شود و همان اطلاعات استخراجی در مرحله اول مجدداً به دست آمده و با اطلاعات مرحله اول مقایسه می‌گردد. لازم بذکر است که در قاب دو طبقه ستون‌ها در هر دو بعد ۴۰ سانتی‌متر، تیرهای دهانه ۵ متری نیز دارای ابعاد مشابه و همچنین تیرهای ۴ متری دارای ارتفاع ۴۰ و عرض ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد. در ادامه در قاب چهار طبقه به صورت مشابه ستون‌ها در هر دو بعد ۴۰ سانتی‌متر (با تراکم ۲۰ درصد میلگرد بیشتر)، تیرهای دهانه ۵ متری نیز دارای ابعاد مشابه و همچنین تیرهای ۴ متری دارای ارتفاع ۴۰ و عرض ۳۰ سانتی‌متر می‌باشد. در پایان نیز قاب شش طبقه نیز با ابعادی مشابه در ستون و تمامی ابعاد تیرهای آن با ارتفاع ۵۵ و عرض ۴۵ سانتی‌متر می‌باشد.

درصد صلبیت‌های مختلف می‌باشد). که برای رسیدن به این هدف، از تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور) استفاده شده بود [۱۰].

۲- مدل‌سازی قاب‌ها

به منظور بررسی اهداف مذکور، ۳ قاب به ترتیب ۲، ۴ و ۶ طبقه، که با در نظر گیری تکیه‌گاه‌های مفصلی و همین‌طور اتصالات تیر به ستون به دو صورت مفصلی و گیردار در نرم‌افزار ETABS 9 مطابق شکل ۱ تحت طراحی قرار گرفتند. پلان سازه‌های طراحی شده، قاب‌های ۵ دهانه با ابعاد ۴ متر برای چشمه وسط و ابعاد ۵ متر برای دهانه‌های کناری مطابق شکل‌های ۱ در نظر گرفته شده است. دلیل انتخاب قاب‌های ۲، ۴ و ۶ طبقه محدودیت ارتفاعی برای سازه‌های پیش‌ساخته بتنی تا ارتفاع ۶ طبقه است که ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر می‌باشد. برای طراحی بادبندها از روش مقاومت حدی در آیین‌نامه‌ی AISC استفاده شده است. پس از طراحی اولیه قاب کناری که بادبند فلزی ضربدری در دهانه وسط آن استفاده شده است، استخراج می‌گردد و در نرم‌افزار SAP2000-14 به صورت مجدد مدل می‌گردد. این بار در چند مرحله به صورت مجزا تحت آنالیز پوش‌آور



شکل ۱- پلان و نمای قاب‌های مورد مطالعه، الف) پلان، ب) قاب شش طبقه ساده، پ) قاب چهار طبقه ساده، ت) قاب دو طبقه ساده، ث) قاب شش طبقه خمشی، ج) قاب چهار طبقه خمشی، چ) قاب دو طبقه خمشی

براهای مرده طبقات و بام برابر 300 Kg/m^2 ، براهای زنده طبقات برابر 300 Kg/m^2 و بار زنده بام 150 Kg/m^2 در نظر گرفته شده است. برای طراحی قاب‌های بتن مسلح از آیین‌نامه 99-318-ACI و برای طراحی اعضای بادبند فولادی از آیین‌نامه AISC-LRFD93 استفاده شده است. برای طراحی اعضای بتنی، مقادیر 250 Kg/m^2 برای بتن و

برای آرماتورها در نظر گرفته شده است. همچنین بارگذاری زلزله مطابق آیین‌نامه ۲۸۰۰- ویرایش سوم [۱۱] محاسبه شده است.

اتصالات محاسبه شد. از نسبت سختی اتصالات دو نمونه نیمه صلب بر سختی اتصال نمونه گیردار جدول ۱ ضریب کاهش سختی مشخص گردیده است.

جدول ۱- پارامترهای تعیین سختی اتصالات

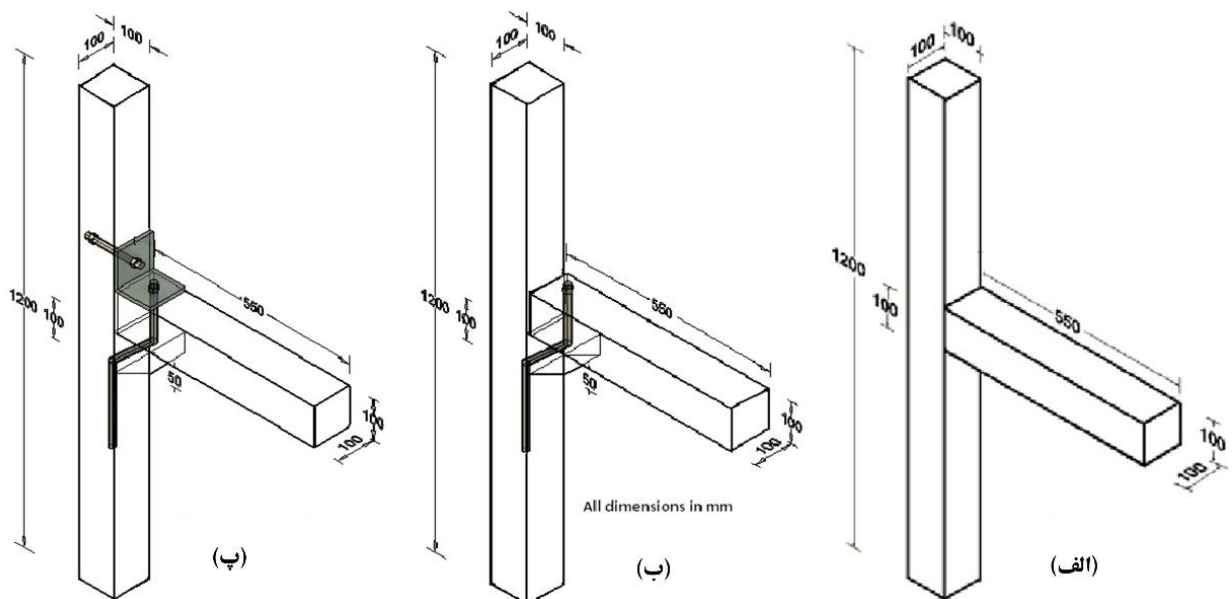
نام گذاری	$k_i (kNm/rad)$	ضریب کاهش سختی
نیمه صلب <i>PC - DW</i>	۱۶۸	۰/۴
نیمه صلب <i>PC - DWCL</i>	۳۳۶	۰/۸
گیردار <i>ML</i>	۴۲۰	۱

اطلاعات خروجی مفصل‌های هر کدام از سازه‌های ۲، ۴ و ۶ طبقه مورد بررسی این تحقیق از نرم‌افزار *SAP2000* استخراج شد، سپس ماکزیمم دوران و ماکزیمم ممان اینرسی جذب شده توسط هر کدام مفاصل را مشخص کرده و سختی کلیه اتصالات محاسبه شده است. از حاصل ضرب ضریب کاهش سختی نمونه‌های نیمه صلب مقاله در سختی دورانی اتصالات مدل‌های مورد بررسی این پژوهش، مقدار سختی کاهش یافته بدست آمد.

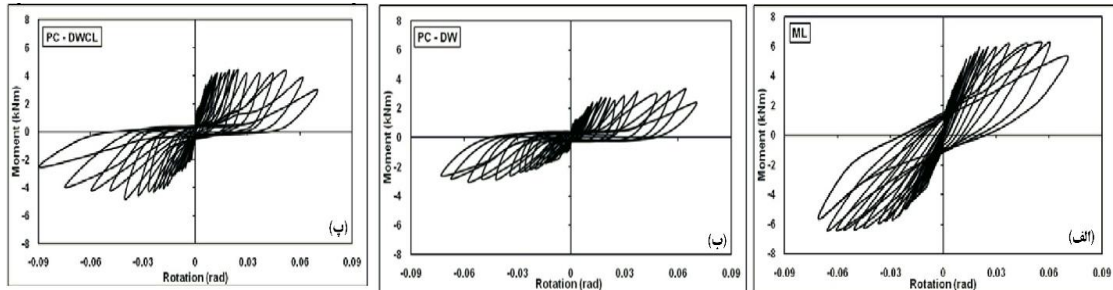
۳- طراحی اتصالات نیمه‌صلب و اختصاص سختی اتصالات

امروزه در طراحی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، اتصالات بین تیر و ستون سازه ایده‌آل فرض می‌شوند، که چنین اتصالاتی کاملاً صلب یا کاملاً مفصلی مدل می‌شوند. با توجه به اینکه که رفتار اتصالات واقعی تفاوت بسیاری با رفتار اتصالات ایده‌آل دارد، شبیه‌سازی آن‌ها به صورت ایده‌آل منجر به ایجاد خطا در محاسبات تحلیل سازه می‌شود. نوع دیگری از اتصالات وجود دارد که رفتار آن‌ها با رفتار اتصالات ایده‌آل تفاوت بسیار دارد. چنین اتصالاتی با نام اتصالات نیمه‌صلب شناخته می‌شوند. رفتار اتصالات نیمه‌صلب مابین رفتار اتصالات صلب کامل و مفصلی کامل می‌باشد. هم‌چنین یکی از پارامترهای مهم در زمینه رفتار اتصالات، سختی آن‌ها است که در این مطالعه سختی اتصالات مدل‌ها با استفاده از مقدار سختی اتصالات نمونه‌های مقاله مرجع [۹] و از طریق تعیین سختی اتصال با استفاده از روش نسبت صلیبیت بدست آمد. در مقاله مورد بررسی مطالعه‌ای بر عملکرد اتصال تیر - ستون پیچی پیش‌ساخته بتنی تحت بارگذاری چرخه‌ای از طریق آزمایشات انجام شده، صورت گرفته است، که برای این هدف سه نمونه اتصال شکل‌های ۲، الف- اتصال گیردار (*ML*)؛ ب- اتصال نیمه‌صلب استفاده شده از میلگرد *Dowel (PC - DW)*؛ و پ- اتصال نیمه‌صلب استفاده شده از میلگرد *Dowel* و نبشی (*PC - DWCL*) بررسی شد. در نهایت عملکرد رفتار هیسترسیس این اتصالات از طریق نمودارهای لنگر-دوران آن‌ها در شکل ۳ به نمایش گذاشته شد.

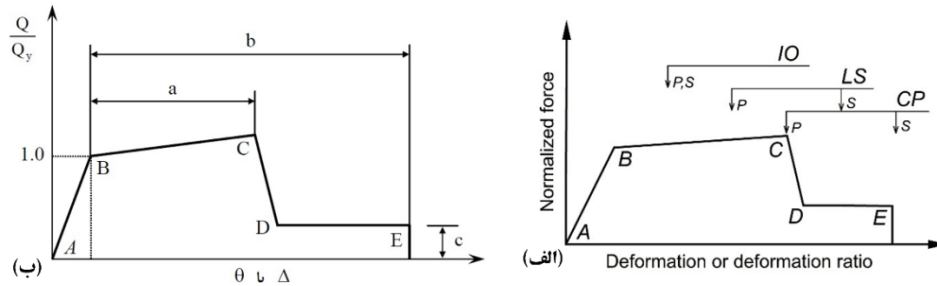
حال برای محاسبه سختی دورانی اتصالات سازه‌های مورد بررسی ابتدا با استفاده از نمودارهای لنگر-دوران نمونه‌های مقاله، مقدار ماکزیمم دوران و ماکزیمم ممان اینرسی را از طریق رسم نمودار دو خطی بر روی نمودارهای هیسترسیس استخراجی از آزمایشات ثبت کرده و سختی دورانی این



شکل ۲: نمایی از نمونه‌های آزمایشگاهی مقاله، الف) نمونه گیردار (*ML*) ب) نمونه نیمه‌صلب *PC-DW* پ) نمونه نیمه‌صلب *PC-DWCL* [۹]



شکل ۳- رفتار هیستریسیس نمونه‌های آزمایشگاهی مقاله الف) نمونه گیردار ML (ب) نمونه نیمه‌صلب PC-DW (پ) نمونه نیمه‌صلب PC-DWCL [۹]



شکل ۴- الف) موقعیت قرارگیری ترازهای عملکرد اعضا و ب) منحنی نیرو-تغییرشکل برای المان‌های سازه‌ای [۱۲]

محوری ($P-M3$) و در مرکز مهاربند مفصل محوری فولادی اختصاص داده شده است. مشخصات این ویژگی‌ها با توجه به نشریه ۳۶۰ که ویژگی مهاربندها از فصل پنجم و ویژگی تیرها و ستون‌های بتنی از فصل ششم استخراج شده است.

۵- تحلیل استاتیکی غیرخطی

بعد از تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود. بر اساس تعریف تغییرمکان هدف، حداکثر تغییرمکان نسبی می‌باشد که ممکن است سازه طی یک زلزله تجربه کند. که این تغییرمکان بر اساس ضوابط موجود در آیین‌نامه ۲۸۰۰ محاسبه شد. زمان تناوب کمتر از 0.7 ثانیه: $0.25 h < \Delta$ و زمان تناوب بیشتر یا مساوی 0.7 ثانیه: $0.2 h \leq \Delta$.

ترکیب بارگذاری ثقلی و جانبی نیز، حد بالا و پایین اثرات بار ثقلی، Q_G از رابطه (۱) محاسبه شده است [۱۳]:

$$Q_G = 1.1 [Q_D + Q_L] \quad (1)$$

بدین ترتیب در هر کدام از مدل‌ها مفصل‌های آن‌ها انتخاب شده و سختی کاهش یافته به اتصالات سازه‌های موجود اختصاص داده شد، سپس رفتار قاب‌های جدید مورد بررسی قرار گرفت.

۴- تعریف مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد

مفاصل پلاستیک قبل از انجام تحلیل غیرخطی تعریف می‌گردد. به دلیل شناخته بودن عملکرد لرزه‌ای سازه‌های ساختمانی متعارف و با توجه به اینکه محل تشکیل مفاصل پلاستیک قبل از آنالیز قابل پیش‌بینی است، از روش تخصیص مفصل الاستوپلاستیک در نرم‌افزار استفاده می‌شود. این مفاصل برای مدل سازی غیرخطی اعضا به کار می‌رود. بر این اساس بسته به دوران پلاستیک، عملکرد عضو در یکی از ترازهای IO^{19} (قابلیت استفاده بی‌وقفه)، LS^2 (ایمنی جانی) یا CP^1 (آستانه فرو ریزش) قرار می‌گیرد. موقعیت این ترازها در شکل ۴ الف) نشان داده شده است.

برای روش استاتیکی غیرخطی از منحنی نیرو-تغییرشکل در شکل ۴ ب) استفاده می‌شود، که پارامترهای a ، b و c با استفاده از نشریه ۳۶۰ با توجه به مشخصات مقطع و بارگذاری آن تعیین می‌شود.

در این پژوهش برای قاب‌های دو بعدی یادبندی شده، در ابتدا و انتهای تیر، مفصل پلاستیک خمشی (M)، به دو انتهای ستون مفصل خمشی-

3- Collapse Prevention

1- Immediate Occupancy
2- Life Safety

رابطه (۲) با دانستن پریود سازه ضریب کاهش نیرو یا R_μ محاسبه می-گردد.

اگر برش نظیر Δ_{max} را استخراج کنیم، این عدد برابر برش نهایی یا V_y خواهد بود. هم‌چنین برش نظیر اولین مفصل پلاستیک در قاب V_s می-باشد که با استفاده از رابطه $R_s = \frac{V_y}{V_s}$ پارامتر ضریب اضافه مقاومت قاب محاسبه می‌گردد [۱۴]. مقدار عددی این ضریب حدود $1/5 - 1/4$ است که برای سازه‌های مورد بررسی برابر $1/4$ در نظر گرفته شد. در نهایت ضریب رفتار برابر حاصل ضرب این سه پارامتر یعنی $R = R_s \times R_\mu \times Y$ خواهد بود که برای کلیه قاب‌های مورد بررسی به این شیوه محاسبه شده است.

بدین ترتیب از جدول ۲ تا ۷، پارامترهای استخراج شده از نمودار تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب‌ها با ارتفاع متفاوت و اتصالات مختلف و مؤلفه‌های مورد استفاده در محاسبه ضریب رفتار این قاب‌ها آورده شده است.

$$\begin{aligned} T \leq 0.03 \text{ sec} & \quad R_\mu = 1.0 \\ 0.12 \leq 0.05 \text{ sec} & \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \\ T > 1.0 \text{ sec} & \quad R_\mu = \mu \end{aligned} \quad (2)$$

جدول ۲- پارامترهای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب ۲ طبقه (kg, m)

نام گذاری	اولین مفصل پلاستیک		تسلیم کلی سازه		تخریب سازه	
	V_s	Δ_s	V_y	Δ_y	V_u	Δ_u
RIGID	۸۰۵۱۶/۹۶۳۸	۰/۰۱۰۸۴۵	۱۳۴۱۹۴/۹۳	۰/۰۱۸۰۷۵	۱۴۸۰۰۰	۰/۱۶
DWCL	۷۷۸۲۲/۲۱	۰/۰۱۲۲۳۱	۱۲۹۷۰۳/۶۸۳	۰/۰۲۰۳۸۲	۱۳۰۹۱۴/۵	۰/۱۶
DW	۷۷۶۶۶/۳۷	۰/۰۱۲۲۸	۱۲۹۴۴۳/۹۵	۰/۰۲۰۴۶	۱۲۶۷۵۳/۷	۰/۱۶
PINNED	۷۷۴۰۶/۸۱	۰/۰۱۲۳۳۶	۱۲۹۰۱۱/۳۵	۰/۰۲۰۵۶	۱۲۱۶۶۱/۷	۰/۱۶

جدول ۳- پارامترهای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب ۴ طبقه (kg, m)

نام گذاری	اولین مفصل پلاستیک		تسلیم کلی سازه		تخریب سازه	
	V_s	Δ_s	V_y	Δ_y	V_u	Δ_u
RIGID	۹۵۸۲۷/۶۸۶	۰/۰۱۴۳۶۸	۱۵۹۷۱۲/۸۱	۰/۰۲۳۹۴	۱۷۱۳۵۶/۹	۰/۳۲
DWCL	۹۲۴۹۴/۱۱۶	۰/۰۱۵۶	۱۵۴۱۵۶/۸۶	۰/۰۲۶۰۵۴	۱۵۸۸۳۰	۰/۳۲
DW	۹۱۵۸۷/۶	۰/۰۱۷۰۱۹	۱۵۲۶۴۶	۰/۰۲۸۳۶	۱۵۳۹۴۹/۴	۰/۳۲
PINNED	۸۷۹۸۳/۸۳۸	۰/۰۱۷۹۲۹۸	۱۴۶۶۳۹/۷۳	۰/۰۲۹۸۸	۱۴۵۹۳۷/۵	۰/۳۲

جدول ۴- پارامترهای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی قاب ۶ طبقه (kg, m)

نام گذاری	اولین مفصل پلاستیک		تسلیم کلی سازه		تخریب سازه	
	V_s	Δ_s	V_y	Δ_y	V_u	Δ_u
RIGID	۱۲۳۹۴/۳۸۳	۰/۰۱۶۸	۲۰۶۵۶۷/۳۰۶	۰/۰۲۸	۳۶۶۸۹۰/۴	۰/۴۸
DWCL	۱۳۲۲۹۲/۵۴۴	۰/۰۲۱۲۳	۲۲۰۴۸۷/۵۷	۰/۰۳۵۳۹	۳۶۱۰۰۰/۷	۰/۴۸
DW	۱۲۸۱۶۲/۵۳	۰/۰۲۱۶۹۹	۲۱۳۶۰۴/۲۲۰۹	۰/۰۳۶۱۶	۳۵۹۶۳۱/۷	۰/۴۸
PINNED	۱۲۵۵۹۲/۱۹۲	۰/۰۲۳۶۲۷	۲۰۹۳۲۱/۳۲	۰/۰۳۹۳۷۹	۳۱۵۵۴۴/۱	۰/۳۸۴

جدول ۵- پارامترهای ضریب رفتار قاب ۲ طبقه

نام گذاری	μ	T	$R\mu$	R
RIGID	۸/۸۵۲	۰/۲۰۶۷۸	۴/۰۸۷	۹/۴۹۸
DWCL	۷/۸۵	۰/۲۱۹۷۱	۳/۸۳۴	۸/۹۱
DW	۷/۸۲	۰/۲۲۰۲	۳/۸۲۶	۸/۸۹۱
PINNED	۷/۷۸	۰/۲۲۰۸۷	۳/۸۱۵۷	۸/۸۶۷

۷- بررسی منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌ها

در بخش نمودارهای حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی و پارامترهای ضریب رفتار در قاب‌های ۲، ۴ و ۶ طبقه به تفکیک مورد ارزیابی قرار می‌گیرند.

۷-۱- قاب ۲ طبقه

در جدول ۵ پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های ۲ طبقه با سختی‌های متفاوت در اتصالات تحت تأثیر بارهای جانبی فزاینده با الگوی بارگذاری مثلثی در ارتفاع سازه نشان داده شده است. لازم به ذکر است ضرایب رفتار محاسبه شده، از طراحی به روش تنش مجاز می‌باشند. در این بخش جهت بررسی رفتار کلی سازه در ساختمان‌های دو طبقه، منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌ها از نرم‌افزار به همراه نمودار ایده‌آل سازی منحنی پاسخ کلی سازه ارائه خواهد شد.

با توجه به نمودارهای پوش‌آور هر چهار نمونه اتصال قاب‌های دو طبقه در شکل ۵ (الف، ب، پ و ت) و مقایسه بین آن‌ها که در شکل ۶ نمایش داده شده است، می‌توان دریافت که با کاهش گیرداری اتصال، نیروی برشی نهایی روند نزولی را طی کرده و تغییر مکان نسبی یک روند تقریباً یکسانی پیدا می‌کند. با این تفاسیر می‌توان به این نکته دست یافت که سختی اتصالات ارتباط مستقیمی با نیروی برشی دارد.

از مقایسه تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه دو طبقه با سختی اتصالات متفاوت در شکل ۷ این نکته که رفتار اتصالات نیمه‌صلب شباهت بیشتری به اتصالات مفصلی دارند تا اتصالات صلب قابل ذکر می‌باشد. البته که رفتار سازه‌های دو طبقه با اتصال نیمه‌صلب DW نزدیکی بیشتری به رفتار اتصالات مفصلی دارند.

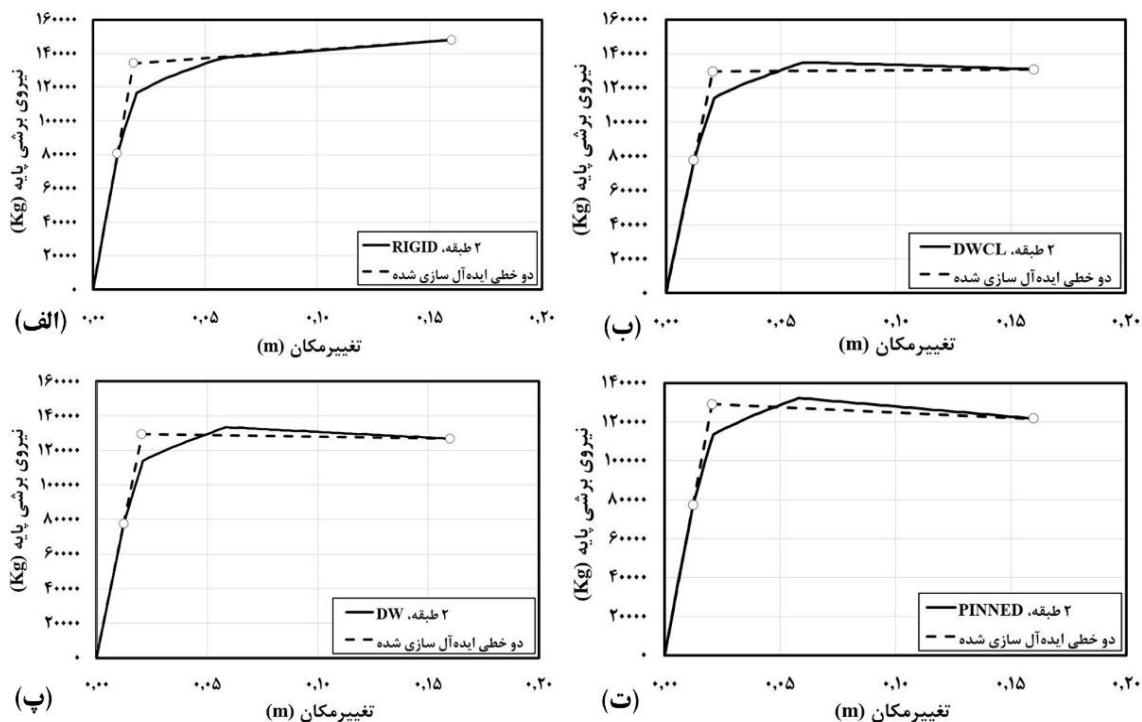
در شکل ۷ مقایسه نیروهای برشی قاب‌های دو طبقه با اتصالات متفاوت را می‌توان دید. طبق نمودار مذکور با افزایش صلبیت اتصال، نیروی برشی هم افزایش پیدا می‌کند. هم‌چنین مقدار نیروی برشی نمونه با اتصال نیمه-صلب DWCL از نمونه صلب خیلی کمتر و از نمونه مفصلی مقداری خیلی بیشتر دارد.

جدول ۶- پارامترهای ضریب رفتار قاب ۴ طبقه

نام گذاری	μ	T	$R\mu$	R
RIGID	۱۳/۳۶۶۷	۰/۳۶۸۱۱	۵/۰۷۲۸	۱۱/۷۸۹
DWCL	۱۲/۲۸۲۱	۰/۳۹۷۷۸	۴/۸۵۴	۱۱/۲۸
DW	۱۱/۲۸۳	۰/۳۹۹۰۷	۴/۶۴۳۹	۱۰/۷۹
PINNED	۱۰/۷۰۹۵	۰/۴۰۲۲	۴/۵۱۸۷	۱۰/۵۰۱

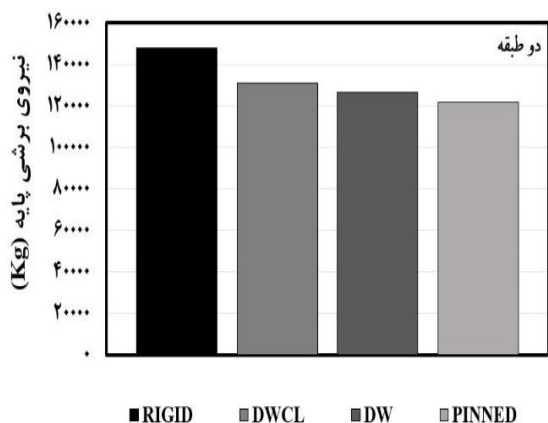
جدول ۷- پارامترهای ضریب رفتار قاب ۶ طبقه

نام گذاری	μ	T	$R\mu$	R
RIGID	۱۰/۱۴	۰/۵۷۱	۵/۲۰۹	۱۲/۱۰
DWCL	۷/۵۹۷	۰/۶۷۷	۵/۱۲	۱۱/۹
DW	۷/۴۷	۰/۶۸۸	۵/۰۸۵	۱۱/۸۱
PINNE D	۶/۸۰۳	۰/۷۱	۴/۹۲۰	۱۱/۴۳

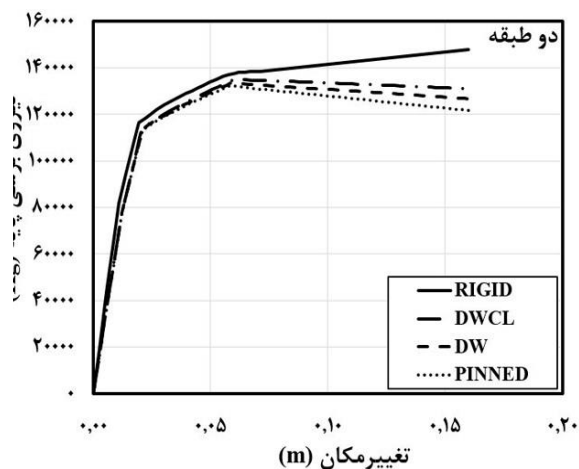


شکل ۵- منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌های دو طبقه، الف) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون صلب (RIGID، ب) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون نیمه مفصلی (DWCL، پ) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون مفصلی (PINNED، ت) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون نیمه صلب (DW،

آن‌ها یعنی شکل ۱۰ می‌توان همان نتایج مربوط به نیروی برشی و تغییرمکان نسبی قاب‌های دو طبقه را برای این مدل نیز در نظر گرفت، با این تفاوت که اختلاف بین نمونه‌ها بر روی نمودار خروجی از تحلیل استاتیکی کمتر می‌باشد، رفتار هر چهار مدل نیز یک روند یکسانی را طی می‌کنند و هم‌چنان می‌توان پی برد همانند مدل دو طبقه سختی اتصالات ارتباط مستقیمی با نیروی برشی دارد.



شکل ۷- نیروهای برشی قاب‌های دو طبقه با صلبیت اتصالات متفاوت

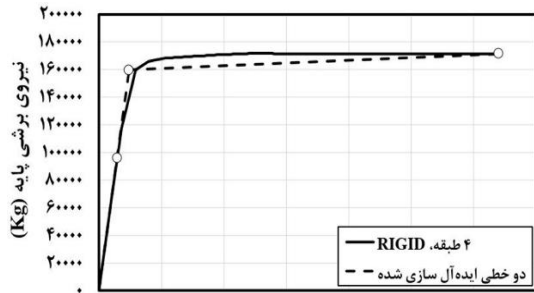


شکل ۶- نمایش تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه دو طبقه با اتصالات متفاوت

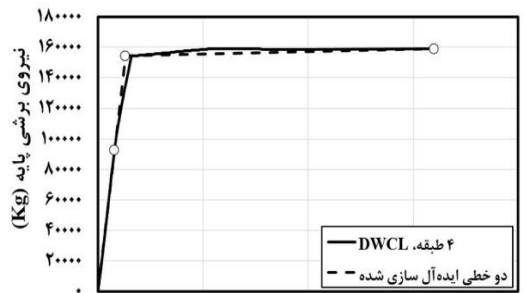
۷-۲- قاب ۴ طبقه

در جدول ۶ پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های ۴ طبقه با سختی‌های متفاوت در اتصالات همانند قاب ۲ طبقه نشان داده شده است. هم‌چنین در شکل‌های ۸ منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌ها به همراه نمودار ایده‌آل سازی منحنی پاسخ کلی سازه ارائه خواهد شد.

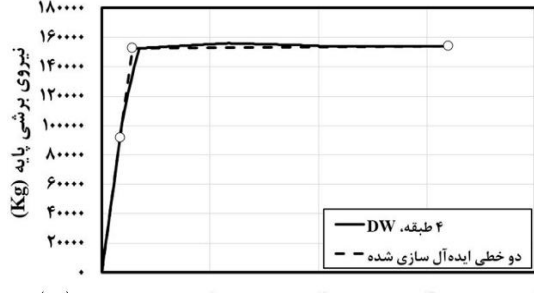
همان‌طور که مشاهده می‌شود با توجه به نمودارهای هر چهار نمونه اتصال در قاب‌های چهار طبقه که در شکل‌های ۹ مشخص می‌باشند و مقایسه بین



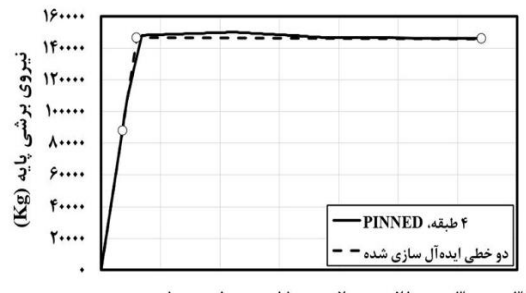
(الف) تغییر مکان (m)



(ب) تغییر مکان (m)

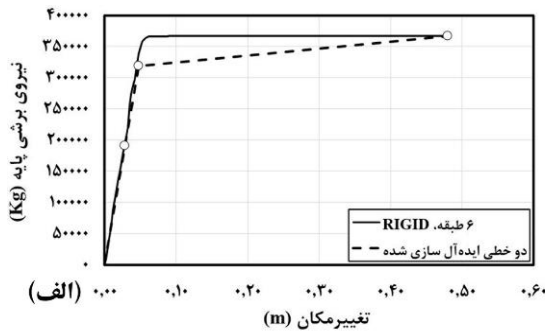


(پ) تغییر مکان (m)

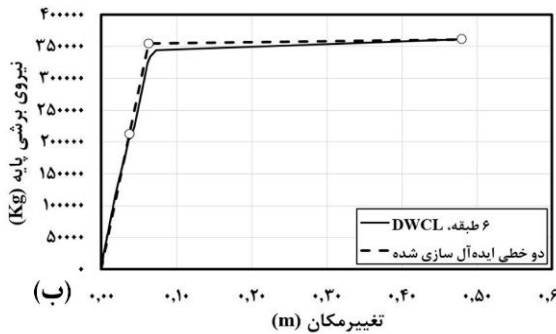


(ت) تغییر مکان (m)

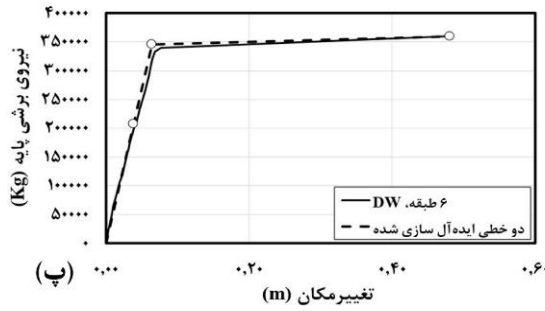
شکل ۸- منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌های چهار طبقه، (الف) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون صلب RIGID، (ب) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون نیمه صلب DWCL، (پ) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون مفصلی PINNED



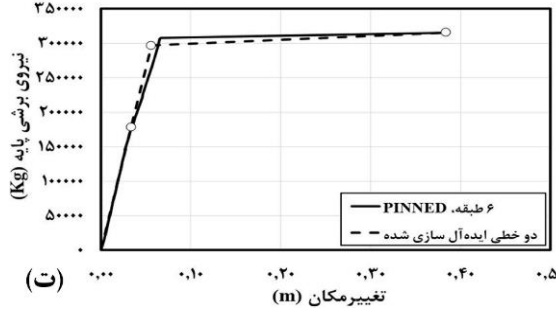
(الف) تغییر مکان (m)



(ب) تغییر مکان (m)



(پ) تغییر مکان (m)



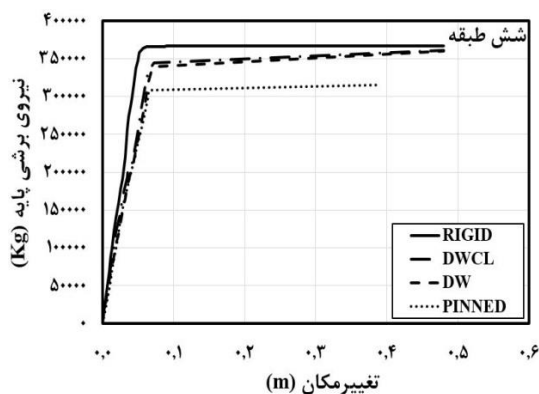
(ت) تغییر مکان (m)

شکل ۹- منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌های شش طبقه، (الف) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون صلب RIGID، (ب) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون نیمه صلب DWCL، (پ) سازه دو طبقه با اتصال تیر به ستون مفصلی PINNED

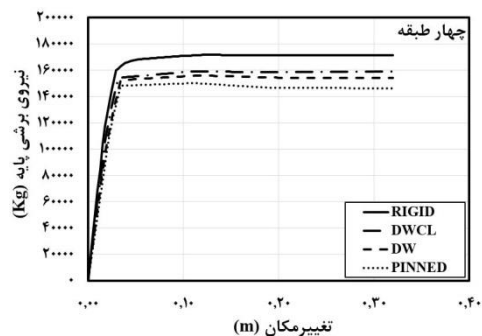
۳-۷- قاب ۶ طبقه

تقریباً همه شرایط طراحی و روند نتیجه‌گیری از خروجی مدل‌ها شبیه به قاب‌های دو طبقه و چهار طبقه می‌باشد، که در جدول ۷ هم پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های ۶ طبقه با سختی‌های متفاوت در اتصالات آن‌ها مشخص شده است. در این بخش هم جهت بررسی رفتار کلی سازه در ساختمان‌های شش طبقه، منحنی‌های پاسخ غیرارتجاعی قاب‌ها از نرم‌افزار به همراه نمودار ایده‌آل سازی منحنی پاسخ کلی سازه در شکل‌های ۱۱ همانند دو مدل قبل ارائه خواهد شد. در شکل‌های ۱۱ و ۱۲ مانند دو مدل قبل می‌توان نزدیکی رفتار قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب را مشاهده کرد و همینطور نزدیکی بیشتر رفتار این مدل‌ها به نمونه با اتصال گیردار و افزایش تفاوت رفتاری نسبت به مدل با اتصال مفصلی، هم‌چنین مقدار نیروی برشی که با افزایش گیرداری اتصال افزایش پیدا می‌کند. ولی در این نمونه شباهت رفتاری کم‌تری بین چهار مدل می‌توان مشاهده کرد و حتی در قاب با اتصال مفصلی مقدار تغییرمکان نهایی نیز تغییر کرده است.

نیروهای برشی قاب‌های ۶ طبقه با اتصالات متفاوت هم در شکل ۱۴ مورد بررسی قرار می‌گیرند. که همانند نتیجه قاب‌های ۲ و ۴ طبقه طبق نمودار با افزایش صلبیت اتصال نیروی برشی هم افزایش پیدا می‌کند، با این تفاوت که با افزایش ارتفاع قاب‌ها تفاوت مقدار نیروی برشی قاب‌های با اتصالات نیمه‌صلب نسبت به مقدار نیروی برشی مفصلی بیشتر شده و به مقادیر این نیرو در قاب با اتصال صلب بسیار نزدیک‌تر می‌شود.



شکل ۱۲- مقایسه تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه شش طبقه با اتصالات متفاوت

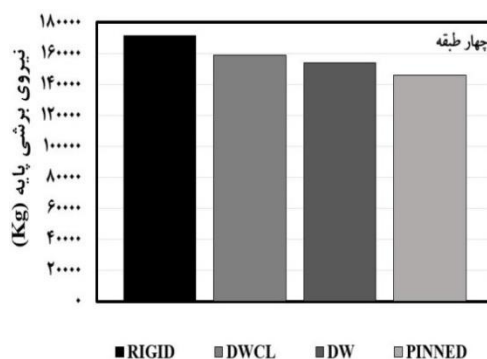


شکل ۱۰- نمایش تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه چهار طبقه با اتصالات متفاوت

در قاب‌های چهار طبقه، قاب با اتصال نیمه‌صلب DW رفتاری نزدیک به اتصال نیمه‌صلب $DWCL$ دارد تا به قاب با اتصالات مفصلی، در صورتی که در قاب‌های دو طبقه شباهت رفتار این قاب به نمونه‌های با اتصال نیمه‌صلب $DWCL$ و مفصلی یکسان بود. در چهار طبقه مطابق شکل ۹ رفتار اتصال نیمه‌صلب به مدل گیردار نزدیک‌تر شده است و از مدل با اتصالات مفصلی فاصله بیشتری گرفته است.

نکته دیگری که نمایان می‌باشد، شباهت نوع رفتار نمونه گیردار به سه مدل دیگر می‌باشد، که این مورد در قاب دو طبقه بر عکس سه نوع اتصال دیگر در نیروی برشی روند صعودی را نشان می‌داد.

نیروهای برشی قاب‌های ۴ طبقه با اتصالات متفاوت هم در شکل ۱۱ مورد بررسی قرار گرفتند. که همانند نتیجه قاب ۲ طبقه طبق نمودار با افزایش صلبیت اتصال نیروی برشی هم افزایش پیدا می‌کند، نتیجه‌ای که از تحلیل استاتیکی غیرخطی بدست آمد و از این طریق می‌توان به وضوح دید که افزایش نیروی برشی در اتصالات گیردار بیشتر از سه نوع اتصال دیگر می‌باشد. در کل تغییرات مقادیر نیروی برشی با اتصالات مختلف کاملاً شبیه به قاب دو طبقه می‌باشد، با این تفاوت که مقدار آن‌ها در چهار طبقه افزایش پیدا کرده است.



شکل ۱۱- نیروهای برشی قاب‌های ۴ طبقه با صلبیت اتصال متفاوت

۶ طبقه شباهت دو مدل نیمه‌صلب به یکدیگر بیشتر شده است و مقدار ضریب شکل‌پذیری قاب با اتصال نیمه‌صلب $DWCL$ از مقدار ضریب شکل‌پذیری مدل با اتصال گیردار دوباره فاصله می‌گیرد.

۲-۸- ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری

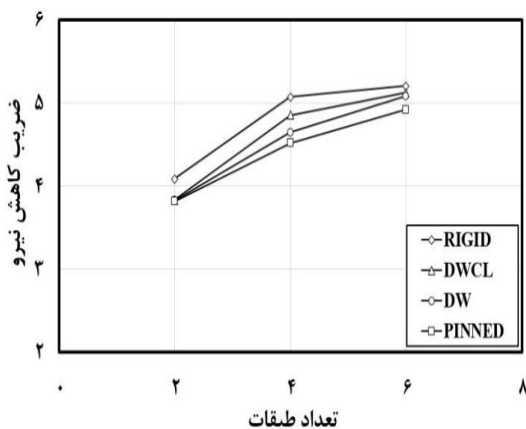
روند محاسبه این ضریب نیز همانند ضریب شکل‌پذیری در قسمت (۶) اشاره شد و مقادیر آن‌ها در جداول ۵، ۶ و ۷ آورده شده است. با توجه به استفاده از روش نیومارک و حال برای محاسبه این ضریب می‌توان متوجه شد با زمان تناوب و ضریب شکل‌پذیری مرتبط هستند.

از مقایسه این نمونه‌ها در شکل ۱۵ می‌توان دریافت با افزایش ارتفاع قاب‌ها از ۲ به ۴ طبقه، ضریب کاهش نیرو روند صعودی پیدا کرده و با افزایش طبقات از ۴ به ۶ طبقه این روند صعودی نمودار با شیب کمتری طی می‌شود. همچنین دقیقاً مشابه ضریب شکل‌پذیری با کاهش صلبیت اتصالات این ضریب نیز کاهش می‌یابد.

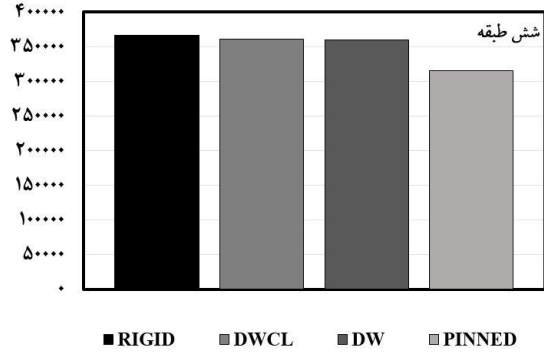
دقیقاً مشابه مقادیر ضریب شکل‌پذیری برای این ضریب نیز در دو طبقه برای مدل‌های با اتصالات نیمه‌صلب مقادیری مشابه مقدار با اتصال مفصلی می‌باشد و همچنین برای چهار طبقه، مدل با اتصال $DWCL$ به مقدار گیردار نزدیک شده است و در شش طبقه مقدار این ضریب برای این مدل با اتصال نیمه‌صلب DW نیز به گیردار نزدیک شده است و همچنان شباهت مقدار ضریب کاهش نیروی دو مدل نیمه‌صلب حفظ شده است.

مقادیر ضرایب تنش مجاز و مقاومت افزون به علت استفاده از مقادیر و روابط آیین‌نامه، اعداد ثابتی برای همه مدل‌ها با اتصالات و تعداد طبقات متفاوت بدست آورده شد، که روند تعیین و محاسبه آن‌ها در قسمت (۶) و مقادیر آن‌ها به ترتیب $1/4$ و $1/66$ محاسبه شده است.

زمان تناوب اصلی سازه هم که با استفاده از نرم‌افزار $SAP2000$ محاسبه شده است، با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها و کاهش گیرداری اتصالات افزایش پیدا می‌کند.



شکل ۱۵- ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری برای اتصالات مورد بررسی در مقابل تعداد طبقات

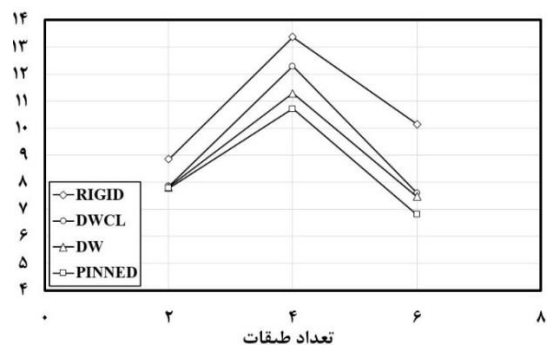


شکل ۱۳- نیروهای برشی قاب‌های ۶ طبقه با صلبیت اتصالات متفاوت

۸- مقایسه پارامترهای ضریب رفتار در مقابل تعداد طبقات بر حسب صلبیت گوناگون اتصالات

۱-۸- ضرایب شکل‌پذیری

همان‌گونه که در قسمت (۶) به روند محاسبه ضریب شکل‌پذیری اشاره شد، بدین ترتیب مقادیر محاسبه شده این ضرایب در جداول ۳، ۵ و ۷ وجود دارد، که از طریق این مقادیر با استفاده از نمودار ۱۴ می‌توان مقایسه‌ای بین ضرایب شکل‌پذیری محاسبه شده اتصالات گیردار، نیمه‌صلب و مفصلی در مقابل تعداد طبقات قاب‌ها انجام داد. اطلاعات قابل مشاهده از این مقایسه روند صعودی نمودار ضرایب شکل‌پذیری با افزایش طبقات از ۲ به ۴ طبقه و افت این نمودار از ۴ به ۶ طبقه را نشان می‌دهد. همچنین تفاوت مدل‌های با اتصالات گیردار نسبت به مدل‌های با اتصالات نیمه‌صلب و مفصلی کاملاً نمایان است.



شکل ۱۴- ضرایب شکل‌پذیری برای اتصالات مورد بررسی در مقابل تعداد طبقات

با توجه به جدول‌ها و نمودار فوق می‌توان دریافت که در این پژوهش ضرایب شکل‌پذیری تقریباً تابع تعداد طبقات سازه نمی‌باشند و با کاهش صلبیت اتصالات نیز کاهش می‌یابد.

مقادیر بدست آمده از ضریب شکل‌پذیری در مدل ۲ طبقه با اتصالات نیمه‌صلب DW و $DWCL$ و مفصلی شباهت فراوانی دارند که با افزایش ارتفاع به ۴ طبقه شباهت مدل با اتصال نیمه‌صلب $DWCL$ نسبت به دو مدل دیگر کم‌تر شده، به همین ترتیب با افزایش ارتفاع به

استاتیکی غیرخطی و پارامترهای لرزه‌ای ضریب رفتار پی برد و نمی‌توان در اغلب موارد از مقدار برخی از آن‌ها شکل‌پذیری سازه را نتیجه گرفت.

۴- با افزایش ارتفاع سازه، شباهت عملکرد لرزه‌ای هر دو اتصال نیمه‌صلب به وضوح مشخص می‌شد.

۵- بین ضریب رفتار و ارتفاع سازه در این پژوهش ارتباط مستقیمی وجود دارد.

۶- ضریب رفتارهای تعیین شده از مقدار ضریب رفتار آیین‌نامه بیشتر شد.

۱۰- مراجع

[۱] حاجی غفاری، ح، بررسی اندرکنش قاب و بادبند فلزی در قاب‌های بتن مسلح برای تحمل نیروی جانبی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۷۵.

[2] Maheri, M. R. and Akbari, R., "Seismic Behaviour Factor, R, for Steel X-Braced and Knee-Braced RC Building", *Engineering Structures*, Vol. 25, No. 12, pp.1505-1513, 2003.

[3] Maheri, M. R., "Recent Advances in Seismic Retrofit of RC Frames" *Asian Journal of Civil Engineering (Building and Housing)*, vol. 6, No. 5, pp. 373-391, 2005.

[۴] بنی‌سعید، آ، بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی واگرا (EBF)، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه غیرانتفاعی علم و فرهنگ، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۸۹.

[5] Maheri, M. R. and Aboutalebi, M. H. and Akbari, R., "Seismic Fragility Assessment of Steel X-Braced and Chevron-Braced RC Frames", *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, Vol. 16, No. 1, pp.13-27, 2015.

[6] Nakaki, S.D., Stanton, J. F., and Sritharan, S., "An Overview of the PRESSS Five-Story Precast Building", *PCI Journal*, Vol. 44, No. 2, pp.26-39, March-April 1999.

[7] Li B, Kulkarni S.A. and Leong C. L., "Seismic performance of precast hybrid-steel concrete connections", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 13, pp. 667-689, 2009.

[8] Xue W, Yang X., "Seismic tests of precast concrete, moment resisting frames and connections", *PCI Journal*, No. 2, Vol. 55, pp. 102-121, 2010.

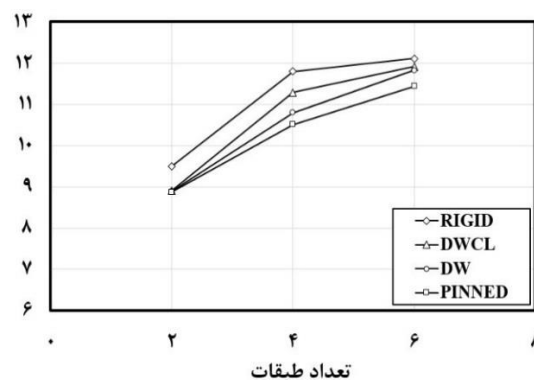
[9] Vidjeapriya R. and Vasanthalakshmi, V. and Jaya, K. P., "Performance of Exterior Precast Concrete Beam-Column Dowel Connections under Cyclic Loading", *International Journal of Civil Engineering*, Vol. 12, No. 1, pp.82-95, March 2014.

۳-۸- ضریب رفتار

با توجه به نمودار ۱۶، ملاحظه می‌شود با کاهش صلبیت اتصالات ضریب رفتار سازه‌ها نیز کاهش می‌یابد، که روند این کاهش در هر کدام از طبقات سازه متغییر است. در قاب دو طبقه کاهش ضریب رفتار با کاهش گیرداری اتصال به وضوح مشاهده می‌شود، همچنین شباهت مقدار این ضریب در قاب‌های با سه نوع اتصال نیمه‌صلب و مفصلی نمایان می‌باشد.

همانطور که دیده می‌شود با افزایش تعداد طبقات از ۲ به ۴ طبقه، ضریب رفتار با شیب زیادی افزایش پیدا می‌کند، و ضریب رفتار در قاب‌های ۴ طبقه دارای مقادیر مجزا برای هر کدام از اتصالات می‌باشد و نزدیکی در مقدار آن‌ها دیده نمی‌شود.

با افزایش ارتفاع سازه‌ها از ۴ به ۶ طبقه، روند افزایشی ضریب رفتار با شیب ملایم‌تری ادامه پیدا می‌کند. در اتصال نیمه‌صلب DW شیب افزایش ضریب رفتار بیشتر بوده و این در حالی است که در قاب ۶ طبقه مقدار ضریب رفتار قاب با این نوع اتصال نزدیک به مقدار قاب با اتصالات نیمه‌صلب DWCL و گیردار می‌شود و از مقدار ضریب رفتار مدل با اتصال مفصلی فاصله می‌گیرد. با مشاهده این روند در مقادیر ضریب رفتار این پژوهش می‌توان به ارتباط مستقیم بین این ضریب و ارتفاع سازه پی برد.



شکل ۱۶- ضرایب رفتار قاب‌ها بر حسب صلبیت اتصالات در مقابل تعداد طبقات

۹- نتایج

۱- با کاهش صلبیت اتصال تیر به ستون، ضریب رفتار قاب‌های بتنی بادبندی شده کاهش می‌یابد.

۲- با افزایش ارتفاع این سازه‌ها شباهت ضرایب قاب‌های با اتصال نیمه‌صلب به نمونه‌های گیردار نزدیک‌تر می‌شود.

۳- با مطالعه مدل‌های مورد تحقیق، مشاهده می‌کنیم که با کاهش صلبیت اتصالات، تغییر مکان تسلیم سازه افزایش یافته ولی نمی‌توان به این نتیجه دست یافت که باید موجب کاهش یا افزایش نیروی تسلیم شود، بدین ترتیب می‌توان به متغیر بودن پارامترهای حاصل از تحلیل

[۱۰] طیّبی طلوع، د. تعیین ضریب رفتار قاب‌های بتنی پیش ساخته مهاربندی شده با بادبندی فلزی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، ۱۳۸۴.

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

[12] Federal Emergency Management Agency (FEMA), *NEHRP Provisions for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep FEMA 356*, Washington DC, 2000.

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

[14] Unag, C. M., "Establishing R (or R_w) & C_d Factor for Building Seismic Provisions", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 117, No. 1, pp.19-28, 1991.

[15] Newmark, N. M. and Hall, W. J., *Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series, Oakland, EERI, 1982

Estimation of Response Modification Factor of Precast Concrete Frames with Semi Rigid Connections strengthened with X-Steel Bracing

Babak Behforouz

Department of Civil Engineering, Dehaghan Branch, Islamic Azad University, Dehaghan, Iran

Mohammadhasan Meisami

Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

Zahrasadat Mousavi

Daneshpajhoohan University, Isfahan, Iran

Abstract:

As the population grows, the importance of creating more buildings in the short term and at low cost, such as prefabricated structures, becomes more apparent. For this purpose, in this research using SAP 2000-14 software, three kinds of 2, 4 and 6-story RC frames were designed by considering connection rigidity. Three types of connection rigidity including pinned, semi-rigid and rigid precast RC connections were applied to estimate response modification factor (R) of designed frames. It is worth mentioning that each of the frames has five bays and the length of each of the bays is 5 meters with the exception of median bay that is 4 meters strengthened with X-steel bracing. Then the nonlinear static analysis was applied to evaluate the effect of frame's height and connection rigidity on response modification factor of designed frames. The results presented that with increasing the rigidity and frame's height R factor is increased.

Key words: Response Modification Factor, Precast Concrete Frames, Semi Rigid Connections, X-Steel Bracing