

بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی نیمه پیش ساخته بتنی با نوعی اتصال خمشی تیر به ستون

فریدون رضایی^{*}

استادیار، دانشکده عمران، دانشگاه بوعلی سینا

مرتضی مدح خوان

دانشیار، دانشکده عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

وحید نافیان دهکردی

کارشناس ارشد، دانشکده عمران، دانشگاه بوعلی سینا

جاوید خطیبی

کارشناس ارشد، دانشکده فنی، دانشگاه تهران

چکیده

صنعتی سازی، کاربرد سازه‌های بتن آرمه پیش ساخته، انبوه سازی و مزایای آن در سال‌های اخیر در دنیا مورد توجه قرار گرفته است. از مزایای استفاده از صنعت پیش ساخته می‌توان به تولید قطعات در مدت زمان کوتاه، هزینه پایین و کیفیت بالا اشاره کرد. با وجود این، در نتیجه وجود پاره‌ای از مسائل که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند، صنعت پیش ساختگی به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات بیشتر برخاسته از نوع اتصالات ساختمان‌های پیش ساخته است.

ضریب رفتار، یکی از مهمترین عواملی است که نشان دهنده رفتار سازه در مرحله غیر خطی می‌باشد و در بردارنده شکل پذیری و اضافه مقاومت در مرحله غیر ارتجاعی آن است. از طرف دیگر در اکثر آئین نامه‌های لرزه‌ای، ضریب رفتار بر اساس نوع سیستم سازه‌ای به صورت عددی ثابت درج شده است. با توجه به تأثیری که اتصالات پیش ساخته بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های پیش ساخته و عواملی مثل زمان تناوب طبیعی، شرایط خاک محل و شکل پذیری در این سازه‌ها دارند، ضریب رفتار این ساختمان‌ها در نتیجه رفتار متفاوت اتصالاتشان، متمایز از سازه‌های بتن درجای معادلشان خواهند بود. بنابراین تعیین این ضریب در این سازه‌ها ضروری به نظر می‌رسد. در این تحقیق، انواع مختلفی از قاب‌های خمشی نیمه پیش ساخته بتنی با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف به همراه یک نوع اتصال تیر به ستون (اتصال مورد استفاده در شرکت ایران فریمکو) مورد بررسی قرار گرفتند. برای انجام این تحقیق از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده گردید. نتایج به دست آمده حاکی از آن است که این نوع قاب‌های خمشی با تعداد طبقات کم (۴ طبقه) ضریب رفتاری در حد سازه‌های بتن درجای (غیر پیش ساخته) معادلشان دارند؛ ولی برای تعداد طبقات بیشتر (۸ طبقه به بالا) ضریب رفتار بیشتر از سازه‌های بتن درجای معادلشان می‌باشد.

واژگان کلیدی: اتصال پیش ساخته تیر به ستون، قاب‌های خمشی نیمه پیش ساخته، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیر خطی.

* نویسنده مسئول: ffrezaie@gmail.com

۱- مقدمه

پیش‌ساخته در مناطقی که دارای خطر لرزه‌ای بالایی هستند بر پایه آزمایش‌های تجربی برای ارزیابی عملکرد آن‌ها است. همچنین عدم وجود روش‌های طراحی در مکان‌هایی که دارای لرزه‌خیزی کم تا متوسط هستند و نیاز به شکل‌پذیری و مقاومت پایین‌تری دارند احساس می‌شود. فراهم کردن مقدار تراز مقاومتی برای قاب‌های پیش‌ساخته در مناطق با لرزه‌خیزی کم تا متوسط همانند قاب‌هایی که در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد هستند غیر اقتصادی و غیر عملی به نظر می‌رسد.

تحقیقات زیادی توسط محققین مختلف در مورد اتصالات و همچنین رفتار لرزه‌ای قاب‌های پیش‌ساخته به صورت آزمایش‌های تجربی و مدل‌های تحلیلی صورت گرفته است. در زیر به بخشی از این تحقیقات اشاره می‌شود:

در سال ۲۰۰۳ خالو و پرستش، در فاز اول تحقیق، اتصالات ساده خمشی تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد را مورد بررسی قرار دادند. نمونه‌ها در فاز اول، تحت بار ثابت نیروی محوری ستون و بارگذاری دوره‌ای بر طبق تاریخچه تغییر مکان‌هایی معین قرار گرفتند. نتایج این آزمایش‌ها نشان می‌دهند که تغییر مکان جانبی نسبی در نمونه‌های پیش‌ساخته بیشتر از نمونه‌های یکپارچه است و کاهش طول اتصال باعث کاهش مقاومت، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی می‌گردد، همچنین حضور میلگرد عرضی در طول اتصال باعث افزایش و بهبود عملکرد اتصال پیش‌ساخته می‌گردد [۳].

در سال ۲۰۰۸، هاشمی به بررسی ضریب رفتار سازه‌های ساخته شده با پانل‌های بزرگ پیش‌ساخته پرداخت و اثرات تغییر مقاومت بتن، تغییر تعداد دهانه‌ها، طبقات و همچنین اثرات بارگذاری جانبی را بر ضریب رفتار مورد بررسی قرار داد. نتایج نشان دادند که مقاومت بتن تأثیر ناچیزی بر ضریب رفتار دارد. در حالت کلی با افزایش تعداد دهانه‌ها و طبقات، شکل‌پذیری کاهش می‌یابد و به تبع آن ضریب کاهش نیرو R_{μ} نیز کاهش می‌یابد؛ ولی با توجه به افزایش ضریب اضافه مقاومت () ضریب رفتار افزایش می‌یابد [۴].

در سال ۲۰۰۶، ارتاس و همکاران چهار نوع اتصال شکل‌پذیر و مقاوم خمشی به صورت پیش‌ساخته و یک اتصال یکپارچه را مورد مقایسه قرار دادند. سپس آنها به ارزیابی مقاومت، کاهش سختی و اتلاف انرژی نمونه‌ها پرداختند. نتایج نشان داد کاهش

ایجاد یک بنا امروزه با چالش‌هایی از قبیل ساخت و هزینه به خصوص در مناطق لرزه خیز روبرو است. در این بین ساختمان‌های پیش‌ساخته برای سرعت بخشی به روند ساخت توسعه پیدا کرده‌اند. اعضای بتنی پیش‌ساخته، اجزای سازه‌ای با کیفیت بالا، کارآمدی بیشتر ساختمان، صرفه جویی در وقت و هزینه کمتر را به همراه داشته است [۱]. این ساختمان‌ها می‌توانند در مناطق با لرزه‌خیزی زیاد با استفاده از اتصالات خمشی تیر به ستون به کار روند. از فواید استفاده از این ساختمان‌ها می‌توان به مواردی همچون کاهش هزینه در مواد مصرفی، کاهش در زمان اجرای ساختمان، کنترل کیفیت بالا در کارگاه، مرغوبیت اجزای به کار رفته، حذف محدودیت‌های فصلی، نیاز به نیروی کار کمتر، امکان انبار کردن، امکان استفاده مجدد از اجزای پیش‌ساخته، ایمنی بیشتر در پای کار اشاره کرد.

با این وجود، صنعت پیش‌ساخته سازی به جهت وجود مسائلی که به‌طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات برخاسته از اتصال بین اجزای پیش‌ساخته است که صنعت پیش‌ساختگی را با مانع روبرو کرده است. بعضی از ساختمان‌های پیش‌ساخته در طی زلزله‌های گذشته به دلیل عدم توجه به طراحی اتصالاتشان دچار شکست شده‌اند. در حالی که مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی در گذشته بر روی عملکرد اتصالات تیر به ستون یکپارچه تحت بارهای چرخه‌ای غیرخطی صورت گرفته است. تعداد کمی از مطالعات بر روی عملکرد اتصالات بتنی پیش‌ساخته و حتی کمتر در مورد اتصالات خمشی تیر به ستون پیش‌ساخته صورت گرفته است.

عدم وجود راهبردهای طراحی نیز مانعی دیگر بر سر راه استفاده گسترده از سیستم‌های بتنی پیش‌ساخته شده است [۲]. به دلیل اطلاعات محدود، فرض بر این است که سازه‌های بتنی پیش‌ساخته کمتر به صورت شکل‌پذیر رفتار می‌کنند و تمایل به رفتار ارتجاعی ناپایدارتری نسبت به ساختمان‌های بتن درجا به دلیل تمرکز کرنش‌های غیرارتجاعی در منطقه اتصال دارند. در نتیجه مقرراتی به صورت کلی برای طراحی ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته در آیین‌نامه‌های ساختمانی آمریکا، برای مثال آیین‌نامه UBC 97 وجود دارد. اعتماد به استفاده از قاب‌های بتنی



شکل ۲- نحوه‌ی اتصال پای ستون در سیستم نیمه پیش ساخته

در ساخت تیرهای نیمه پیش ساخته، ابتدا میلگردهای تحتانی و همچنین میلگردهای عرضی کار گذاشته می‌شوند و تا عمق حدود دو سوم ارتفاع تیر بتن‌ریزی می‌شوند (شکل ۳). ابتدا و انتهای هر تیر، قطعه‌ای فولادی به منظور اتصال مکانیکی تیر به ستون در محل تکیه گاه پیش بینی شده است. در تراز طبقات و محل اتصال تیر به ستون نیز بولت‌های انتظار بر روی وجوه ستون پیش ساخته تعبیه گردیده است. قطعه فولادی اتصال دارای شیارهایی است که به صورت کشویی از بالا به پایین، بر روی میلگردهای انتظار کار گذاشته شده روی وجوه ستون (با قطر ۳۲ میلی‌متر)، نصب می‌شوند (شکل ۴). طول تیرها برای راحتی نصب، حدود ۴ تا ۵ سانتی‌متر کوتاه‌تر از دهانه خالص بین دو ستون می‌باشند.



شکل ۳- بتن‌ریزی اولیه تیر نیمه پیش ساخته



شکل ۴- نحوه‌ی اتصال تیر نیمه پیش ساخته به ستون

سختی نمونه‌های یکپارچه پیش ساخته با اتصال داخل ستون و پیش ساخته با اتصال داخل تیر شبیه به هم است؛ ولی سختی نمونه پیش ساخته با اتصال مرکب کمتر از سایر نمونه‌ها است. همچنین میرایی ویسکوز با افزایش تغییر مکان جانبی نسبی افزایش پیدا می‌کند [۱].

چین یو و همکاران در سال ۲۰۰۸ یک نوع از سیستم‌های سازه‌ای پیش ساخته بتنی با تیرها و دال‌های پیش ساخته بتنی را مورد بررسی قرار دادند. سپس عملکرد لرزه‌ای سیستم تحت بارهای دوره‌ای روی گره‌های تیر به ستون و تحلیل بارافزون نمونه با نرم افزار تحلیل سازه‌ای Opensees انجام شد. آنها نتیجه گرفتند که این سیستم‌های سازه‌ای رفتار لرزه‌ای خوبی از خود نشان می‌دهند [۵].

۲- معرفی سیستم نیمه پیش ساخته بتنی مورد بررسی
مجتمع تحقیقاتی- تولیدی ایران فریمکو، واقع در شهر هشتگرد کرج، نسبت به ساخت یک ساختمان سه طبقه نیمه پیش ساخته بتنی اقدام نموده است (شکل ۱).



شکل ۱- نمایی از ساختمان در حال اجرا با سیستم نیمه پیش ساخته

در سیستم ابداعی شرکت ایران فریمکو، فونداسیون‌ها به صورت درجا اجرا گردیده و در آن‌ها میلگردهای انتظار برای اتصال صفحه ستون به فونداسیون تعبیه شده‌اند (شکل ۲). در این روش ساخت، ستون‌های پیش ساخته بتنی تا طول ۱۲ متر که قابلیت حمل با تریلی‌های معمولی را دارا باشند تولید گردیدند [۶].

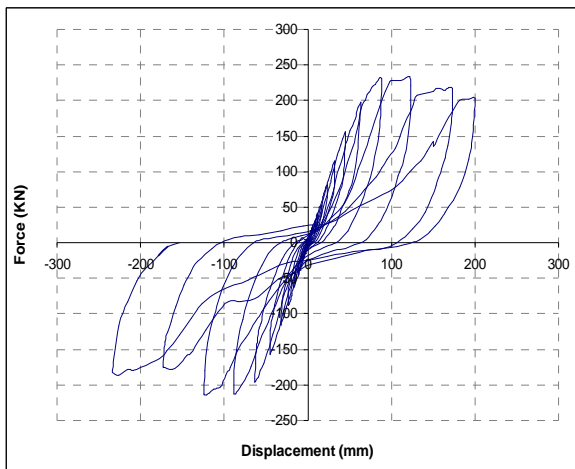
۳- مطالعات آزمایشگاهی اتصال صلیبی شکل تیر به ستون فلزی با قطعه فلزی اتصال اولیه

به منظور بررسی رفتار اتصال تیر به ستون و استخراج نقاط ضعف و قوت آن، در یک برنامه آزمایشگاهی که در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تهران انجام گردید، چند نمونه اتصال صلیبی شکل در مقیاس واقعی تیر و ستون ساخته شد و مورد آزمایش بارگذاری رفت و برگشتی افزایش یافته تا مرحله خرابی قرار گرفت (شکل ۷). مشخصات اتصال مورد آزمایش در جدول ۱ آمده است.



شکل ۷- نمایی از اتصال صلیبی ساخته شده در مقیاس واقعی

لازم به توضیح است که ابتدا تیرها تا ارتفاع ۳۰ سانتی متر بتن ریزی شده و پس از جای گذاری میلگردهای طولی فوقانی تیر، ۱۵ سانتی متر باقی مانده به صورت درجا بتن ریزی گردیده‌اند. در این آزمایش، قطعات فلزی اتصال توسط برشی از پروفیل IPB240 از جنس فولاد ST-37 ساخته شده‌اند.



شکل ۸- رفتار چرخه ای اتصال صلیبی شکل

بعد از ساخت تیر نیمه پیش ساخته و نصب آن‌ها، میلگردهای فوقانی تیر در یک سوم لایه بالایی تیرها جاسازی می‌شوند و در نهایت درزهای مابین تیرها و ستون‌ها با کمک گروت پر می‌شوند (شکل ۵). برای اتصال میلگردهای فوقانی به ستون، حفره‌هایی سرتاسری و به صورت عرضی در ستون برای عبور میلگردهای فوقانی تعبیه شده‌است. میلگردهای فوقانی به طول لازم ادامه و داخل تیرهای طرفین مهار می‌شوند. برای اتصال یک طرفه تیرهای کناری نیز، انتهای میلگرد فوقانی رزوه شده و با واشر و مهره به ستون مهار می‌گردند.

برای سیستم سقف از دال‌های پیش ساخته سوراخ دار پیش تنیده به عرض دو متر و با طول مورد نیاز استفاده گردیده است (شکل ۶). این دال‌ها در کنار هم بر روی لبه تیرها، قبل از بتن ریزی یک سوم باقی مانده ارتفاع تیر نصب می‌شوند. در نهایت ارتفاع فوقانی تیر به همراه لایه فوقانی بتن دال سقف به صورت درجا و یکپارچه بتن ریزی می‌شوند.



شکل ۵- پر کردن درز بین ستون و تیر نیمه پیش ساخته با گروت



شکل ۶- نصب دال پیش ساخته مجوف پیش تنیده

۴- مطالعه عددی رفتار اتصال صلیبی شکل با قطعه

فلزی بهینه شده

به منظور بهینه سازی رفتار صلیب، علاوه بر بررسی مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط شرکت ایران فریمکو، مطالعات عددی بر روی اتصال صلیبی شکل نیز انجام گردید. ابتدا مطالعات عددی با استفاده از نرم افزار Abaqus بر روی نمونه صلیب مشابه با نمونه‌های آزمایشگاهی (با قطعه فلزی اولیه) انجام شد (شکل ۱۱). برای مدل سازی تیر و ستون بتنی و مدلسازی قطعه اتصال، از المان Solid و برای مدل کردن میلگردهای داخل ستون‌ها و تیرها از المان Truss استفاده گردید. بارگذاری در نرم افزار از نوع کنترل شونده توسط جابجایی می باشد که این چرخه بارگذاری به صورت رفت و برگشتی بر روی وجه فوقانی ستون اعمال گردید. نتایج تحلیل مدل نشان داند که قطعه فلزی اتصال، تحمل نیروی کششی حاصله از میلگردهای انتظار تحتانی روی ستون (با قطر ۳۲ میلی متر) که حدود ۳۰ تن می باشد را نداشته است (شکل ۱۱). در آزمایشگاه هم همین نتایج حاصل شده است (شکل ۱۲).

جدول ۱- مشخصات اتصال صلیبی شکل

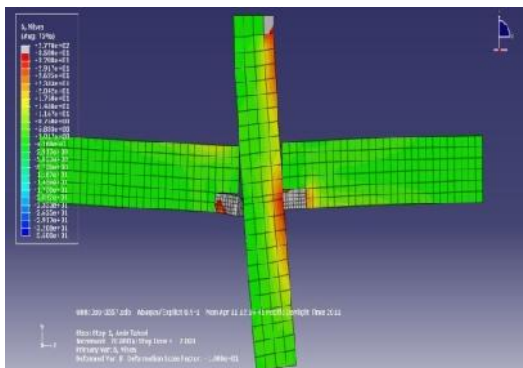
نام مقطع	طول (متر)	ابعاد (cm)	میلگردهای طولی	خاموت	رده مقاومتی بتن
ستون	2.5	40X40	12 22	10@7.5 cm	C40
تیر	2	45X40	Top: 4 22 Mid: 2 12 Bot: 4 18	10@7.5 cm	C30

در انجام آزمایش از تکیه گاه مفصلی برای پای ستون و از نوع فکمی برای تیرها استفاده گردید (شکل ۷).



شکل ۹- نمایی از قطعه فلزی اتصال در سازه صلیب ساخته شده

نمودار هیستریزس قطعه صلیب نشان می دهد که اتصال دچار پدیده لاغر شدگی و لهیدگی (Pinching) شده است. در این حالت مساحت زیر نمودار هیستریزس کم و تغییر شکل خمیری محدود آن باعث کاهش جذب انرژی آن می شود. عمده دلیل آن به علت ضعف در عملکرد قطعه فلزی اتصال بوده که در اثر تنش های وارده، دچار خرابی پیش از رسیدن به ظرفیت نهایی اتصال شده است.



شکل ۱۱- مدل سازی اتصال با قطعه فلزی اتصال اولیه



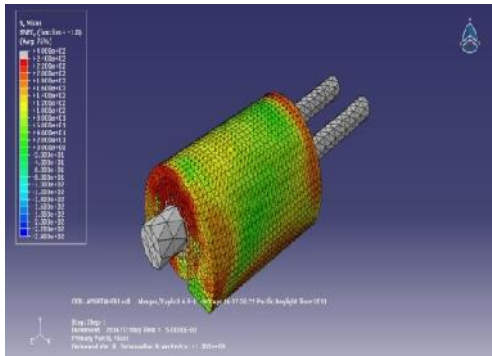
شکل ۱۲- نحوه خرابی قطعه اتصال اولیه در آزمایشگاه



شکل ۱۰- ضعف در قطعه اتصال و جدا شدن تیرها از ستون سازه

صلیب

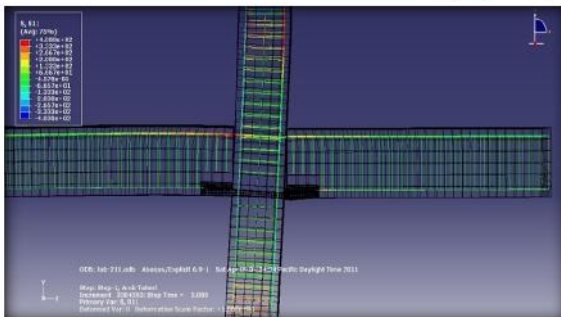
در ادامه تحقیق، قطعه جدید در برنامه Abaqus مدل شده و مقادیر تنش وارده به آن بررسی شد. در شکل ۱۵ تنش فون مایسز در قطعه نیم لوله نشان داده شده است.



شکل ۱۵- مدل سازی قطعه فلزی اتصال بهینه

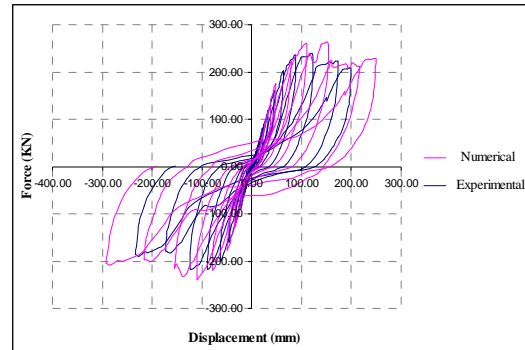
همان طور که از قبل هم پیش بینی شده بود، بیشترین تنش در قسمتی از قطعه اتفاق می افتد که نیرو از میلگرد ۳۲ به نیم لوله منتقل می شود. پس از آن جهت اطمینان بیشتر از عملکرد صحیح قطعه مطابق با طراحی های انجام شده، قطعه ساخته شده در آزمایشگاه سازه دانشگاه امیرکبیر نیز تحت آزمایش کششی از طریق میلگردهای متصل به آن قرار گرفت. نتایج این آزمایش ها تأیید کننده صحت مدل سازی انجام شده بوده است [۶].

جهت بررسی رفتار اتصال تیر به ستون با قطعه فلزی اتصال بهینه شده، سازه صلیب در نرم افزار Abaqus مدل شده است (شکل ۱۶). لازم به توضیح است که چون نتایج آزمایشگاهی حاصل از آزمایش سازه صلیب در مرحله قبل (قطعه اتصال اولیه) با مدل عددی نرم افزار صحه گذاری شد؛ به همین جهت از انجام کار آزمایشگاهی با اتصال جدید به منظور صرفه جویی در هزینه ها صرف نظر گردید.



شکل ۱۶- توزیع تنش تنش فون مایسز در میلگردهای اتصال صلیبی شکل با قطعه فلزی اتصال جدید

شکل ۱۳ تطابق خوب بین منحنی چرخه های در دو حالت آزمایشگاهی و عددی با قطعه فلزی اتصال اولیه را نشان می دهد. همان طور که قبلاً نیز اشاره شد، با رجوع به این منحنی ملاحظه می شود که منحنی مذکور دارای مشکل پدیده لاغرشدگی و لهیدگی (Pinching) بوده و دارای استهلاک انرژی کمی می باشد.



شکل ۱۳- مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی با قطعه فلزی اتصال اولیه

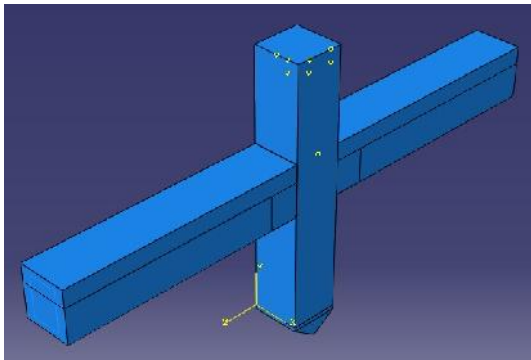
همان طور که نتایج نشان می دهند قطعه اتصال ساخته شده در برابر نیروهای وارده ضعیف بوده و نیاز به تقویت دارد. به همین دلیل قطعه جدید دیگری طراحی و ساخته شد که شکل ظاهری آن به جای برشی از قطعه IPB240 از جنس ST-37 به شکل نیم لوله فولادی از جنس ST-52 تغییر کرد. قطعه ساخته شده از برش یک لوله فولادی به طول ۲۴۰ میلی متر، قطر خارجی ۱۲۴ میلی متر، قطر داخلی ۹۸ میلی متر، ضخامت ۱۲ میلی متر و دو عدد درپوش فولادی به ضخامت ۲۰ میلی متر تشکیل شده که در شکل ۱۴ نشان داده شده است. این قطعه باید تحمل نیروی بیش از ۳۰ تن از طرف هر کدام از میلگردهای انتظار به قطر ۳۲ میلی متر را داشته باشد تا در سازه صلیب پدیده لاغر شدگی رخ ندهد.



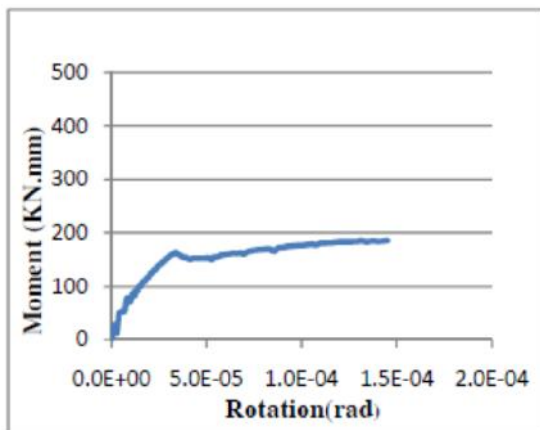
شکل ۱۴- نمایی از قطعه اتصال جدید به شکل دو نیم لوله

برای مدل‌سازی شرایط تکیه‌گاهی از تغییر مکان پای ستون در جهات X, Y, Z جلوگیری شده و تیرها بر روی تکیه‌گاه غلتکی قرار گرفته‌اند (شکل ۱۸). همچنین تغییر مکان خارج از صفحه تیرها و ستون‌ها محدود شده است. برای مدل‌سازی رفتار بتن از مدل ماندل (Mondel) با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی استفاده شده است. تنش تسلیم فولادهای قطعه اتصال ۳۷۰ مگاپاسکال، تنش نهایی آن ۵۲۰۰ مگاپاسکال، ضریب ارتجاعی فولاد در بخش خطی 2×10^5 مگاپاسکال و در بخش غیر خطی $1/33$ برابر این مقدار در نظر گرفته شده است. مدول ارتجاعی بتن از رابطه $5000 \sqrt{f_c}$ با منظور نمودن مقاومت فشاری بتن مطابق جدول ۱ محاسبه و اعمال شده است.

بارگذاری از طریق اعمال بار جانبی در بالای ستون انجام شده است. نمودارهای لنگر- دوران این اتصالات بر اساس نتایج مطالعات عددی در شکل‌های ۱۹ تا ۲۱ نشان داده شده است.



شکل ۱۸- نمایی از مدل‌سازی در Abaqus



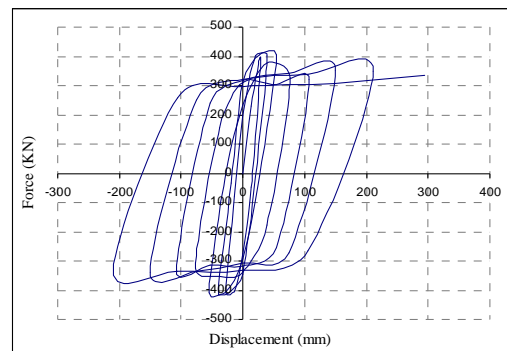
شکل ۱۹- منحنی لنگر- دوران دوران اتصال ستون 40×40 به تیر

40×40

رفتار هیستریزس اتصال در مدل عددی برنامه Abaqus در شکل ۱۷ نشان داده شده است، همان‌طور که در منحنی نیز مشخص است سازه صلب مدل شده دارای منحنی هیستریزس چاق و پایدار بوده و هیچگونه لاغرشدگی در آن مشاهده نمی‌گردد. در این حالت قطعه فلزی در حالت الاستیک باقی مانده و در نهایت میلگردهای انتظار به قطر ۳۲ میلی‌متر به حد جاری شدن رسیده‌اند و بدین ترتیب، ظرفیت قابل تحمل توسط اتصال صلیبی بسیار بیشتر شده است.

بررسی صلیب دورانی اتصال

جهت استفاده از اتصال تیر به ستون معرفی شده، در قاب‌های ساختمانی، نیاز به تعیین میزان صلیب دورانی اتصال می‌باشد. میزان صلیب دورانی یک اتصال در رفتار قاب و همچنین مکانیزم تسلیم و گسیختگی اتصال بسیار مؤثر است. صلیب دورانی اتصال بر اساس شیب منحنی لنگر- دوران (M-) محاسبه می‌شود. چرخش محور ستون نسبت به محور قائم و همچنین چرخش محور تیر نسبت به محور افق مورد محاسبه قرار گرفته و تفاضل این دو به عنوان چرخش اتصال در نظر گرفته می‌شود.



شکل ۱۷- منحنی چرخه ای نیرو- تغییر مکان اتصال صلیبی شکل با قطعه فلزی اتصال جدید

جهت گسترش دامنه مطالعات بر روی اتصالات با ابعاد تیر و ستون متفاوت، سه اتصال صلیبی شکل بر اساس تحلیل و طراحی یک قاب فضایی در نرم افزار Etabs، از اتصالات قاب‌های میانی آن استخراج گردید. این اتصالات با قطعه فلزی اتصال جدید دارای ابعاد یکسان تیر و ستون به اندازه 40×40 ، 50×50 و 60×60 بودند. جزئیات ابعاد و میلگردهای این مقاطع نیز در مرجع ۲ آمده است.

برای سه نوع اتصال مدل سازی شده، بالای ۱۸ می باشند که در نتیجه این اتصالات جزو گروه اتصالات صلب قرار می گیرند.

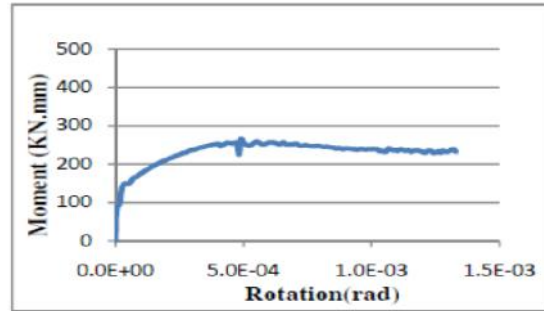
۵- بررسی ضریب رفتار قاب های دارای اتصال نیمه پیش ساخته

برای محاسبه ضریب رفتار، ابتدا قاب های ۱، ۳ و ۵ دهانه ی بتنی و با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۲ در نرم افزار Etabs طراحی گردیدند. طول هر دهانه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۳ متر در نظر گرفته شد. سپس اتصالات میانی تیر به ستون قاب های مذکور، به صورت سه نوع اتصال تیر ۴۰×۴۰ به ستون ۴۰×۴۰، تیر ۵۰×۵۰ به ستون ۵۰×۵۰ و تیر ۶۰×۶۰ به ستون ۶۰×۶۰، تیپ بندی گردیدند. این سه اتصال در نرم افزار Abaqus، به صورت سه نوع اتصال صلیبی شکل پیش ساخته، مدل سازی شده و منحنی های لنگر دوران (M-) آن ها استخراج گردیدند. در مرحله آخر قاب های مدل سازی شده در نرم افزار Etabs، در نرم افزار Perform 3D نیز مدل سازی شده و به اتصالات قاب ها، منحنی های لنگر دوران به دست آمده از تحلیل Abaqus اختصاص داده شدند.

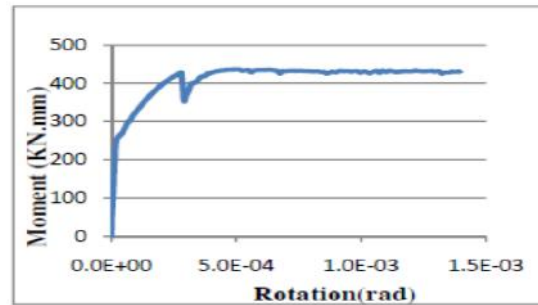
با انجام تحلیل بارافزون در نرم افزار Perform 3D، ضریب رفتار قاب ها محاسبه گردیدند. مقادیر ضریب رفتار و دیگر پارامترهای لرزه ای در جداول ۲ تا ۴ ارائه شده است. در این جداول T_e دوره تناوب مؤثر، Δ_m تغییر مکان نهایی (حد اکثر) سازه، Δ_y تغییر مکان معادل تسلیم سازه، μ ضریب شکل پذیری، ϕ تابعی از دوره تناوب و ضریب شکل پذیری سازه، C_y مقاومت تراز تسلیم واقعی سازه، C_s مقاومت تراز اولین تسلیم عمده سازه، Ω ضریب افزایش مقاومت و R ضریب رفتار می باشد.

جدول ۲- پارامترهای لرزه ای مربوط به قاب های ۱ دهانه با اتصالات تیر به ستون نیمه پیش ساخته

تعداد طبقات	نوع بارگذاری	T_e	Δ_m (mm)	Δ_y (mm)	μ	ϕ	R_μ	C_y (KN)	C_s (KN)	Ω	R
۴ طبقه	یکنواخت	۰/۳۵۶	۱۰۵/۲	۲۰/۴	۵/۱۶۵	۱/۵۵۶	۳/۶۷۷	۷۳۱/۲	۴۳۷/۵	۱/۶۷۱	۶/۱۴۶
	مثلی	۰/۳۵۶	۱۰۰/۵	۱۷/۲	۵/۸۴۷	۱/۶۵۱	۳/۹۳۶	۵۳۲/۵	۳۱۷/۵	۱/۶۷۷	۶/۶۰۱
۸ طبقه	یکنواخت	۰/۶۰۴	۱۷۵/۷	۲۹	۶/۰۶۰	۱/۲۸۸	۴/۹۳۰	۱۳۵	۸۰	۱/۶۸۸	۸/۳۱۹
	مثلی	۰/۶۰۴	۱۸۱/۳	۳۰/۸	۵/۸۸۸	۱/۲۷۰	۴/۸۴۹	۱۰۵/۷	۶۳/۴	۱/۶۷۷	۸/۰۸۴
۱۲ طبقه	یکنواخت	۰/۶۹۹	۲۱۹/۴	۳۶/۵	۶/۰۱۴	۱/۱۷۹	۵/۲۵۴	۱۸۱/۲	۱۰۸/۶	۱/۶۶۹	۸/۷۶۶
	مثلی	۰/۶۹۹	۲۲۸/۹	۳۹/۷	۵/۸۱۶	۱/۱۶۲	۵/۱۴۶	۱۳۶/۳	۸۱/۳	۱/۶۷۷	۸/۶۲۹



شکل ۲۰- منحنی لنگر- دوران اتصال ستون ۵۰×۵۰ به تیر ۵۰×۵۰



شکل ۲۱- منحنی لنگر- دوران اتصال ستون ۶۰×۶۰ به تیر ۶۰×۶۰

برای تعیین صلیبیت اتصال از شاخص صلیبیت $a = k_s l / EI_e$ استفاده می شود. k_s برابر است با نسبت M_s / θ_s . M_s نمادهای θ_s و به ترتیب بیانگر لنگر خمشی و دوران در محل تشکیل اولین مفصل پلاستیک هستند. l بیانگر طول (طول نیم تیر) و EI_e صلیبیت خمشی مؤثر تیر می باشد. اگر مقدار شاخص بزرگتر از ۱۸ باشد، اتصال کاملاً صلب و اگر کوچک تر از ۲ باشد، اتصال کاملاً مفصلی در نظر گرفته می شود. اتصالاتی که مقدار a در آن ها بین ۲ و ۱۸ می باشند، اتصالات نیمه صلب محسوب می شوند [۶]. شاخص صلیبیت محاسبه شده

جدول ۳- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های پیش ساخته ۳ دهانه با اتصالات تیر به ستون نیمه پیش ساخته

R	Ω	C_s (KN)	C_y (KN)	R_μ	ϕ	μ	Δ_y (mm)	Δ_m (mm)	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۶/۴۰۸	۱/۶۶۷	۱۲۱/۸	۲۰۳/۱	۳/۸۴۳	۱/۵۱۶	۵/۳۱۰	۲۲	۱۱۶/۴	۰/۳۸۷	یکنواخت	۴ طبقه
۶/۶۲۶	۱/۶۶۵	۹۶/۸	۱۶۱/۲	۳/۹۷۹	۱/۵۵۸	۵/۶۴۱	۲۰/۸	۱۱۷/۳	۰/۳۸۷	مثلثی	
۸/۴۸۲	۱/۶۶۷	۲۴۳/۳	۳۹۰/۶	۵/۰۸۸	۱/۲۳۵	۶/۰۵۰	۳۲	۱۹۳/۶	۰/۶۴۸	یکنواخت	۸ طبقه
۸/۲۹۸	۱/۶۷۰	۱۸۲/۸	۳۰۵/۲	۴/۹۷۰	۱/۲۱۴	۵/۸۱۸	۳۵/۲	۲۰۴/۸	۰/۶۴۸	مثلثی	
۸/۸۴۹	۱/۶۶۹	۳۲۰/۱	۵۳۴/۲	۵/۳۰۳	۱/۱۱۶	۵/۸۰۳	۴۰	۲۳۲	۰/۷۴۷	یکنواخت	۱۲ طبقه
۸/۶۷۳	۱/۶۶۲	۲۴۴/۸	۴۰۶/۸	۵/۲۱۹	۱/۱۰۶	۵/۶۶۷	۴۲/۷	۲۴۱/۸	۰/۷۴۷	مثلثی	

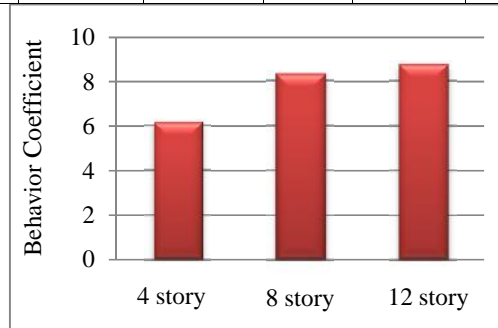
جدول ۴- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب‌های پیش ساخته ۵ دهانه با اتصالات تیر به ستون نیمه پیش ساخته

R	Ω	C_s (KN)	C_y (KN)	R_μ	ϕ	μ	Δ_y (mm)	Δ_m (mm)	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۵/۹۷۴	۱/۶۷۱	۲۱۲/۵	۳۵۵	۳/۵۷۶	۱/۴۳۸	۴/۷۰۵	۳۵/۲	۱۶۵/۶	۰/۳۹۶	یکنواخت	۴ طبقه
۶/۶۳۹	۱/۶۶۳	۱۶۰	۲۶۶	۳/۹۹۴	۱/۵۳۵	۵/۵۹۴	۲۱/۶	۱۲۰/۸	۰/۳۹۶	مثلثی	
۸/۳۵۵	۱/۶۶۷	۳۹۰	۶۵۰	۵/۰۱۳	۱/۱۹۸	۵/۸۰۹	۳۷	۲۱۴/۷	۰/۶۶۲	یکنواخت	۸ طبقه
۸/۲۸۴	۱/۶۶۵	۳۰۴/۱	۵۰۶/۲	۴/۹۷۷	۱/۱۹۳	۵/۷۴۳	۳۹/۱	۲۲۴/۵	۰/۶۶۲	مثلثی	
۸/۸۴۷	۱/۶۷۸	۵۲۷/۷	۸۸۵/۴	۵/۲۷۳	۱/۰۹۴	۵/۶۷۴	۴۱/۶	۲۳۶	۰/۷۶۲	یکنواخت	۱۲ طبقه
۸/۵۰۱	۱/۶۶۲	۴۰۵/۲	۶۷۳/۶	۵/۱۱۴	۱/۰۷۸	۵/۴۳۵	۴۵/۵	۲۴۷/۳	۰/۷۶۲	مثلثی	

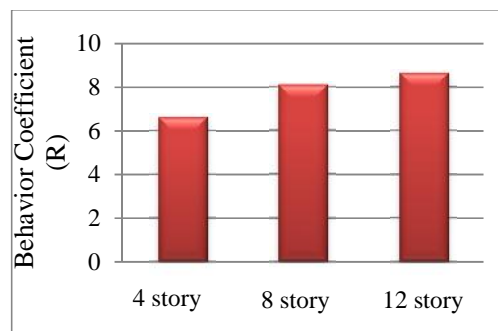
در شکل‌های ۶ تا ۸، مقادیر ضریب رفتار قاب‌ها تحت بارگذاری‌های یکنواخت و مثلثی نشان داده شده‌اند. برای مشاهده تأثیر تعداد دهانه‌ها بر مقادیر ضریب رفتار قاب‌ها، مقادیر مربوط به ضریب رفتار قاب‌ها با دهانه‌های مختلف برای انواع قاب‌های پیش ساخته در نمودارهای ۹ و ۱۰ ترسیم شده است.

در آیین نامه ۹۷ UBC [۷] برای قاب خمشی متوسط، مقدار ضریب رفتار ۵/۵، در آیین نامه ۲۰۰۳ NEHRP [۸] این مقدار برابر ۵ و در استاندارد ۲۸۰۰ [۹] این مقدار برابر ۷ ارائه شده است. البته مقدار ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ بر اساس تنش مجاز بوده که باید بر عددی تقریباً برابر ۱/۴ تقسیم گردد که حدود ۵ می‌شود.

همان‌طور که مشاهده می‌شود، ضریب رفتار قاب‌ها با افزایش تعداد طبقات روند افزایشی دارد. نتایج به دست آمده نشان می‌دهد که در حالت کلی مقادیر ضریب رفتار با افزایش تعداد دهانه از ۱ به ۳ دهانه روند افزایشی داشته اما از ۳ به ۵ دهانه روند کاهشی داشته است.



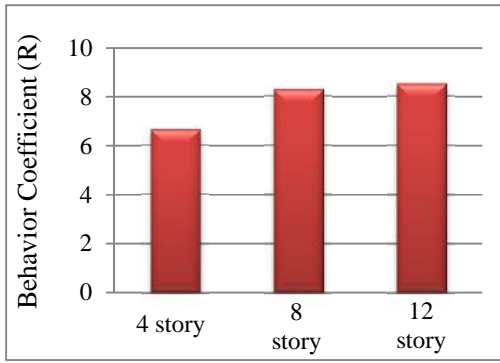
الف) بارگذاری یکنواخت



ب) بارگذاری مثلثی

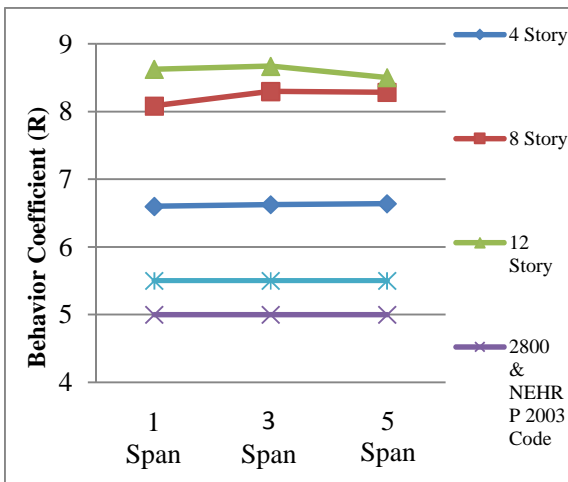
شکل ۶- ضریب رفتار برای قاب‌های ۱ دهانه تحت بارگذاری‌های مختلف

بیشترین مقادیر، مربوط به ضریب رفتار در قاب ۳ دهانه بوده و کمترین آن تقریباً مربوط به قاب‌های ۱ دهانه است. نوع بارگذاری بر روی مقادیر ضریب رفتار تأثیر داشته است ولی این تأثیر زیاد نمی‌باشد. در قاب ۴ طبقه مقدار ضریب رفتار در بارگذاری یکنواخت نسبت به بارگذاری مثلثی کمتر است اما در قاب ۸ و ۱۲ طبقه مقدار ضریب رفتار در بارگذاری یکنواخت نسبت به بارگذاری مثلثی بیشتر شده است.

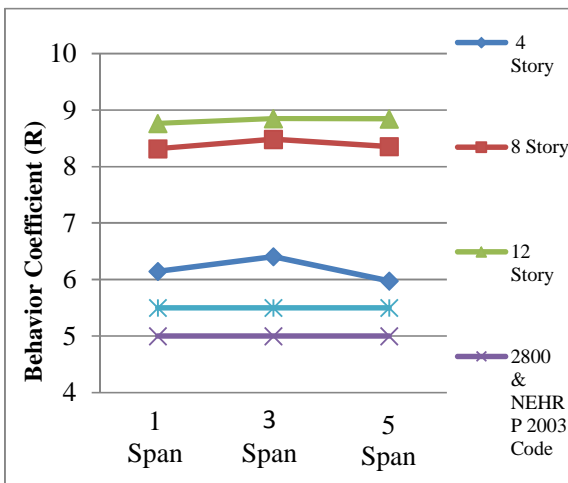


(ب) بارگذاری مثلثی

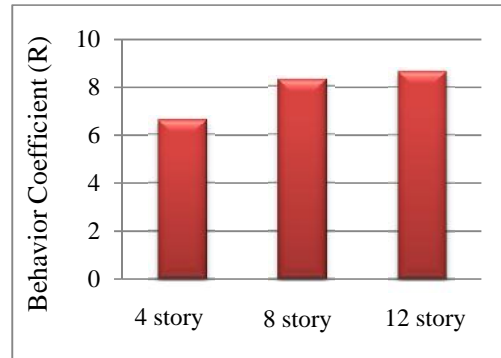
شکل ۸- ضرایب رفتار برای قاب‌های ۵ دهانه تحت بارگذاری‌های مختلف



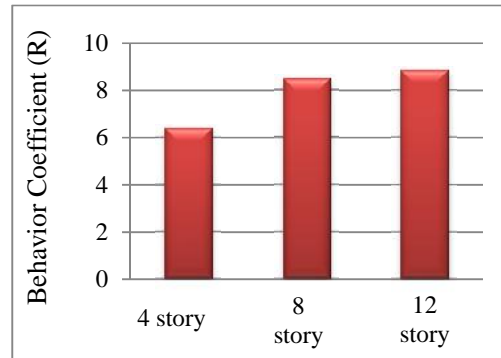
شکل ۹- ضرایب رفتار برای قاب‌های پیش ساخته در دهانه‌های مختلف تحت بارگذاری یکنواخت



شکل ۱۰- ضرایب رفتار برای قاب‌های پیش ساخته در دهانه‌های مختلف تحت بارگذاری مثلثی

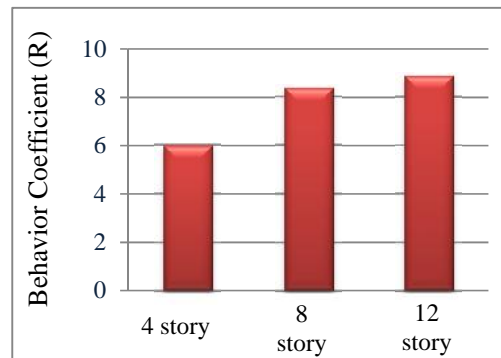


(الف) بارگذاری یکنواخت



(ب) بارگذاری مثلثی

شکل ۷- ضرایب رفتار برای قاب‌های ۳ دهانه تحت بارگذاری‌های مختلف



(الف) بارگذاری یکنواخت

۶- نتیجه گیری

در این تحقیق ضریب رفتار قاب‌های پیش ساخته بتنی با در نظر گرفتن یک اتصال خمشی ویژه تیر به ستون پیش ساخته که رفتار آن در این مقاله آمده، ارائه شده است. برای مطالعه ضرایب رفتار، قاب‌ها در طبقات ۴، ۸ و ۱۲ و هم چنین ۱، ۳ و ۵ دهانه و با در نظر گرفتن دو بارگذاری یکنواخت و مثلثی مورد استفاده قرار گرفته اند. نتایج حاصل از این تحقیق عبارتند از:

• به صورت کلی، افزایش تعداد طبقات در قاب‌های خمشی پیش ساخته با افزایش ضریب رفتار در قاب‌ها همراه است. ضریب رفتار با افزایش ارتفاع از ۴ طبقه به ۸ طبقه، ۲۲ درصد و از ۸ به ۱۲ طبقه، ۴/۵ درصد افزایش داشته است.

• ضریب رفتار قاب‌ها از ۱ تا ۳ دهانه روند صعودی داشته، ولی از ۳ تا ۵ دهانه روند نزولی را نشان می دهد. به طور کلی، قاب‌های ۳ دهانه بیشترین ضریب رفتار و قاب‌های ۱ دهانه کمترین ضریب رفتار را دارا می باشند.

• هر چند که مقادیر ضریب رفتار به دست آمده برای قاب‌های تحت بارگذاری یکنواخت به صورت جزئی بیشتر از مقادیر به دست آمده برای قاب‌های تحت بارگذاری مثلثی بوده، ولی می توان به صورت کلی بیان نمود که الگوی بارگذاری تاثیر چندانی بر روی مقادیر ضریب رفتار ندارد.

ضرایب رفتار قاب‌های خمشی با اتصال خاص تیر به ستون، به دست آمده در این تحقیق، از مقادیر ضرایب رفتار پیشنهادی توسط آیین نامه‌های لرزه‌ای بیشتر می باشد. این موضوع بیانگر این نکته می باشد که در صورت استفاده از ضرایب رفتار پیشنهادی آیین نامه‌های لرزه‌ای جهت طراحی این گونه سازه‌ها، طراحی انجام شده می تواند محافظه کارانه باشد.

۷- مراجع

- [1]. Ertas, O., Ozden, S., Ozturan, T., "Ductile Connection in Precast Concrete Moment Resisting Frames", PCI Journal, Vol. 51, No. 3, PP. 66-76, May-June, 2006.
- [2]. Khoo, J. H., Li, B., Yip, W. K., "Tests on Precast Concrete Frames with Connections Constructed Away from Column Faces", ACI Structural Journal, Vol. 103, No. 1, PP. 18-27, January-February, 2006.

[3]. Khaloo, A. R., Parastesh, H., "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam Column Connection", ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 3, PP. 291-296, 2003.

[۴]. هاشمی، ک، مدح خوان، م، سرو قد مقدم، ع، "تعیین ضریب رفتار سازه‌های ساخته شده با پانل های بزرگ پیش ساخته بتنی"، روش های عددی در مهندسی، نشریه علمی پژوهشی دانشگاه صنعتی اصفهان، جلد ۲۹، شماره ۲، ص ۱۱-۳۱، زمستان ۱۳۸۹.

[5]. Jianguo, C., Jian, F., Zan, W., Yao, C., Yafei, L., "Investigation of a Precast Concrete Structure System", International Conference on Information Management, Innovation Management & Industrial Engineering, PP. 449-452, 2008.

[۶]. کیهانی، م و خطیبی، ج، ارزیابی رفتار اتصال گیردار پیش ساخته بتنی در سازه نیمه پیش ساخته بتن مسلح ایران فریمکو، مرکز طراحی مهندسی و تحقیق و توسعه ایران فریمکو، بهار ۱۳۹۰.

[7]. International Conference of Building Official, "Uniform Building Code (UBC)", California, Vol. 2, April 1997.

[8] Federal Emergency Management Agency (FEMA), NEHRP Provisions for Seismic Rehabilitation of Buildings, Rep. FEMA 356, Washington D. C., 2000.

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

Behavior Factor of Semi Precast RC Moment Resisting Frames with A Flexural Beam-Column Connection

F. Rezaei

Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University

M. Madhkhan

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology

V. Nafiyani Dehkordi

MSc. Faculty of Engineering, Bu-Ali Sina University

J. Khatibi

MSc. Faculty of Engineering, Tehran University

(Received: 2014/12/1 - Accepted: 2015/4/29)

Abstract

Industrial Application of prefabricated reinforced concrete structures and the benefits it has been noted in recent years. Important advantage of precast industry is the production of precast segments in little time, low money and high quality. Due to some problems, the precast industry has not reached to its whole potential yet. The main problem is due to precast reinforced concrete connections.

The behavior factor is an important parameter in linear analysis that indicates inelastic behaviors of structure such as over strength and ductility. In seismic codes, this factor is just written with a constant value. Considering the effect of precast concrete connection on the seismic performance of precast structure and factor such as period and ductility, behavior factor of these structures are different from cast in place one. So determining of this factor is necessary for these structures.

In this research, the different types of semi precast moment resisting frames in different number of stories and bays with a Beam - Column Connection (connection used in Iranframeco Company) were investigated. In this research, nonlinear static analysis was used. The results indicate moment resisting frames with low stories (4 story) have behavior factor equally with cast in situ structures but for many more stories (8 story to up), behavior coefficient is more than equivalent cast in situ structure.

Keywords: Precast Beam-column connection, semi precast MRF, behavior factor, nonlinear static analysis.

* Corresponding author: frrezaie@gmail.com