

The Behavior of Precast Concrete Beam-Column Connection with Congested and Non-Congested Stirrup under Cyclic Loading

*Mohammad Kazem Sharbatdar**

*Associate Professor, Civil Engineering faculty, Semnan University, corresponding Author
msharbatdar@semnan.ac.ir*

Amin Atahi

M.Sc ,Structural, Civil Engineering faculty, Semnan University

ABSTRACT

The behavior of a suggested concrete precast beam-column connection with two different plain and high performance fiber HPCRCC concretes under increasing cyclic loading and constant axial loading are analyzed and investigated in this paper. The internal precast concrete beam-column connection was initially designed based on ACI 318 design code and modeled with finite element method and the analytical results was verified with experimental results and then there was appropriate collaboration between both results. The numerical models with congested and non-congested stirrups in the critical zone were created and the behavior of connection under cyclic reversal loading were compared with considering two different concrete as regular and HPCRCC. The results from non-linear finite element analysis indicated that with increasing concrete strength, the stiffness and ultimate strength of connections increased up to 10% and the ductility of connection cast with HPCRCC concrete was significantly increased up to 35% with congested stirrups.

Keywords: *Precast Connection, HPCRCC Concrete, Cyclic loading, Congested Stirrups.*

رفتار اتصالات پیش ساخته بتنی تیر ستون با خاموت گذاری فشرده و نیمه فشرده تحت بارهای رفت و برگشتی

دریافت مقاله: ۱۳۹۸-۰۱-۰۷

پذیرش مقاله: ۱۳۹۸-۰۸-۱۳

محمد کاظم شریبتدار*

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

msharbatdar@semnan.ac.ir

امین عطائی

کارشناس ارشد سازه ، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

چکیده

در این مقاله رفتار یک نوع اتصال صلب تیر به ستون پیش ساخته بتنی پیشنهادی با دو نوع بتن متفاوت معمولی و توانمند الیافی تحت اثر بار رفت و برگشتی افزایش یافته و بار محوری ثابت تحلیل و بررسی شده است. در این تحقیق، اتصال میانی تیر-ستون بتنی پیش ساخته بر اساس آئین نامه ACI 318 طراحی گردید و سپس به روش اجزاء محدود، مدلسازی شده است که نتایج حاصل از تحلیل عددی با نتایج موجود آزمایشگاهی مطابقت خوبی داشته است. مدل های عددی با خاموت گذاری فشرده و نیمه فشرده در ناحیه طول بحرانی اتصال ایجاد و با تغییر در مقاومت بتن، نوع بتن و استفاده از بتن های توانمند، رفتار اتصال تحت بارهای رفت و برگشتی مقایسه شده است. براساس نتایج بدست آمده از تحلیل غیر خطی اجزاء محدود نمونه ها، ملاحظه می گردد با افزایش مقاومت بتن، سختی اتصال و مقاومت نهایی تا ۱۰ درصد افزایش پیدا کرده و با استفاده از بتن های الیافی HPFRCC و خاموت فشرده در چشمه اتصال ، شکل پذیری به نحو چشمگیری تا ۳۵ درصد افزایش یافته است.

کلمات کلیدی: اتصال پیش ساخته، بتن الیافی، بارهای چرخه ای، خاموت فشرده، بتن توانمند.

به طور کلی کاربرد بتن در احداث سازه ها به سه روش پیش ساخته، نیمه پیش ساخته و درجا امکان پذیر است. روش پیش ساخته به دلیل سرعت اجرا، اقتصادی بودن، کیفیت بالای قطعات تولیدی، امکان استفاده در شرایط جوی مختلف، استفاده مجدد از قطعات پیش ساخته در احداث سازه های با طبقات کم از اهمیت بالایی برخوردار است. استفاده از این روش محدودیت هایی نیز به دنبال دارد از جمله قالب سازی دقیق تر، فاصله مناسب محل ساخت قطعات نسبت به محل اجرای طرح، نیاز به ماشین آلات سنگین مثل جرثقیل برای حمل قطعات پیش ساخته و از همه مهم تر ایمنی و مقاومت سازه هایی که به این روش ساخته می شوند. ایمنی و مقاومت سازه های پیش ساخته بیشتر مربوط به اتصالات این گونه سازه ها بوده و مهم ترین نقطه ضعف این گونه ساختمان ها، اتصالات آن ها است.

یکی از مهم ترین اتصالات مورد بررسی در قاب های بتنی پیش ساخته، اتصال تیر به ستون می باشد که به سه صورت صلب، نیمه صلب و مفصلی قابل اجرا می باشد. به طور کلی اتصالات سازه های پیش ساخته به دو دسته تر و خشک تقسیم می شود. در اتصالات تر از بتن در جای مسلح و غیر مسلح استفاده می شود و اتصالات خشک به وسیله جوش یا پیچ انجام می شود. از آنجا که در مناطق لرزه خیز از جمله ایران سازه ها تحت بار جانبی رفت و برگشتی قرار می گیرند، لذا در صورت عدم استفاده از سیستم باربر جانبی مثل دیوار برشی یا مهاربند، قاب های خمشی با اتصالات ممان گیر باید بتواند در برابر نیروهای جانبی مقاومت نماید که این امر منوط به طراحی اتصال صلب در مناطق لرزه خیز است. مطالعات گسترده ای بر روی اتصال تیر به ستون در کشور های مختلف دنیا صورت گرفته است، که تعداد محدودی از آن ها بر روی اتصال صلب تیر به ستون پیش ساخته بتنی می باشد. اتصالات مورد مطالعه بیشتر به صورت آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته و ارزیابی آن ها به روش اجزای محدود کمتر مورد توجه قرار گرفته است.

در سال ۱۹۹۷ در نیوزلند یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی رفتار ۱۰ نمونه اتصال تیر به ستون داخلی بتنی یکپارچه توسط تامپسون و پارک در دانشگاه کانتربری صورت گرفته است [۱]. از پارامترهای مهم و متغیر در این مطالعه میزان و نوع فولادهای پیش تنیدگی و معمولی بوده است. در سال ۱۹۸۶ یک مطالعه آزمایشگاهی بر روی سه نمونه اتصال پیش ساخته تیر به ستون خارجی توسط بول و پارک با مقیاس کامل، در دانشگاه کانتربری انجام گرفته است [۲]. رفتار اتصالات با شرایط استاندارد و همچنین ضوابط طراحی با خاموت های فشرده و غیر فشرده در آئین نامه های اخیر و تحقیقات علمی مورد بررسی قرار گرفته و کارهای آزمایشگاهی هم برای تقویت اتصالات ضعیف فاقد شرایط ایمن در برابر زلزله هم انجام شده است [۳ تا ۵].

بعضی از نویسندگان ایرانی تحقیقاتی بر روی صرفاً اتصال پیش ساخته تیر به ستون بتنی انجام داده اند و تمرکز عمده آنها بصورت تحلیل عددی بخصوص در قاب ها و ساختمانهای بتنی بوده است و علاوه بر مقایسه اتصالات پیش ساخته با اتصالات رایج در جای بتنی سعی شده است تحلیل دینامیکی و رفتار لرزه ای این نوع اتصالات را بصورت عددی بررسی کنند [۶ تا ۸].

یکی از پارامترهای مهم مورد بررسی تشکیل مفصل پلاستیک، در محل وجه داخلی تیر می باشد. طی سال های ۱۹۸۰ تا ۱۹۹۰ سه کار تحقیقاتی آزمایشگاهی در دانشگاه نظامی و سلطنتی رویال در کانادا بر روی اتصالات بتنی پیش ساخته به ترتیب توسط پیلائی و کیرک (۱۹۸۱)، بهات و کیرک (۱۹۸۵) و فو و سکین (۱۹۹۰) صورت پذیرفت. اصول کار سه تحقیق بر اساس اتصال صلب تیر به ستون، توسط جوش و ورق مهار شده در بتن می باشد [۹ تا ۱۱]. طی یک برنامه تحقیقاتی توسط انجمن بتن پیش ساخته PCI، ۸ اتصال ساده و ۸ اتصال ممان گیر تیر به ستون، توسط استنتون و همکارانش در دانشگاه واشنگتن [۱۲] تا سال ۱۹۸۶ مورد مطالعه و آزمایش قرار گرفت. هدف از این برنامه گسترده، ارزیابی روش های مختلف اتصال قطعات ساختمان پیش ساخته بر اساس ملاحظات اقتصادی و طراحی بوده است. از جمله مطالعات دیگر صورت گرفته در ایالات متحده بر روی اتصال تیر به ستون، مجموعه ۷ اتصال تیر به ستون پیش ساخته ای است که توسط فرنچ و همکارانش تا سال ۱۹۸۹ در دانشگاه

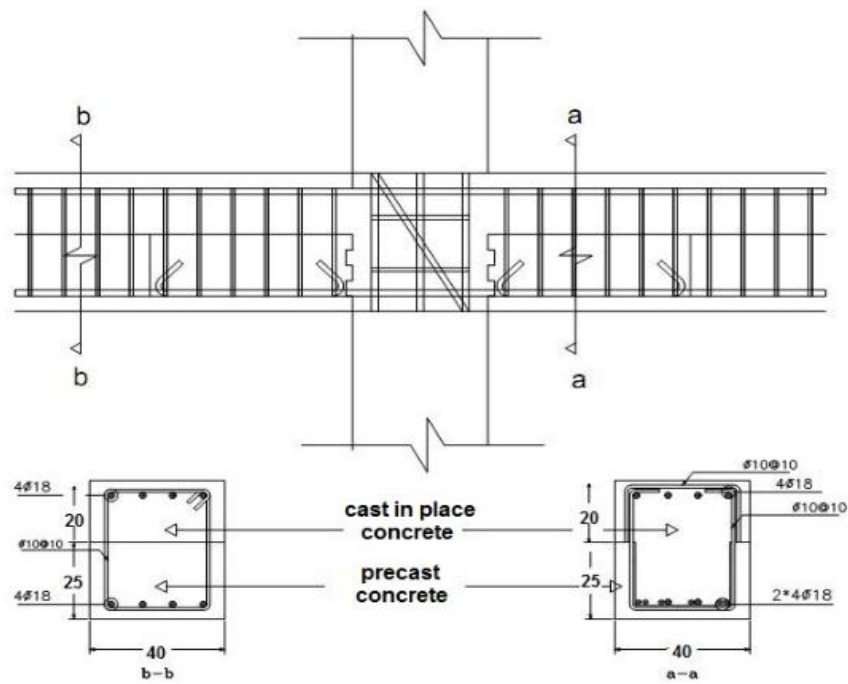
مینوسیتو انجام شده است [۱۳-۱۴]. این اتصالات به صورت ترکیبی از حالت پیش تنیده و معمولی با جزئیات مختلف ساخته شده است. در طی سال های ۱۹۸۷ تا ۱۹۹۹ مطالعات جامعی تحت نظارت انجمن ملی استاندارد تکنولوژی (NIST) در ایالات متحده صورت گرفته است [۱۵]. بر اساس آزمایش های صورت گرفته توسط انجمن NIST، بکارگیری ترکیب پیش تنیدگی به همراه میلگردگذاری معمولی در رفتار اتصال، مناسب تر از حالت معمولی و یکپارچه می باشد، ولی ضرورت شمع بندی و پیش تنیده کردن، باعث کاهش سرعت عملیات نصب، دقت بیشتر در عملیات اجرایی و حضور تجهیزات پیش تنیدگی می شود. در دانشگاه فنی ترکیه، توسط اوزاکبه و همکاران (۱۹۸۸) چند اتصال پیش ساخته پیشنهاد گردید [۱۶] و نتایج آزمایش ها با یک نمونه یکپارچه مقایسه شد که نشان می داد از نظر مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی نمونه های پیش ساخته قابل رقابت با نمونه های درجا هستند. همچنین می توان به تحقیقات خالو و پرستش (۲۰۰۳) بر روی اتصالات تیر به ستون پیش ساخته ممان گیر اشاره نمود [۱۷-۱۸]. این تحقیق در دو بخش آزمایشگاهی و تحلیلی انجام شده است. بر اساس نتایج آزمایش ها، اتصال پیش ساخته ارائه شده، مقاومت خمشی، شکل پذیری، جذب انرژی و تغییر مکان نسبی لازم را در مقایسه با حالت یکپارچه فراهم می نماید. در دانشگاه نانیانگ سنگاپور تحقیقاتی توسط بینی و همکاران (۲۰۰۷) بر روی اتصالات پیش ساخته در دو بخش آزمایشگاهی و عددی انجام شده است [۱۹]. اتصال پیش ساخته معرفی شده یک اتصال ممان گیر بوده و یک اتصال خشک محسوب می شود و تحلیل عددی این اتصال توسط نرم افزار اجزای محدود DIANA انجام شده است. کان گینکینگ و همکاران یک سری آزمایشات بر روی اتصالات هیبریدی بتنی با اتصالات فولادی تحت بارهای یک طرفه و رفت-برگشتی انجام دادند و نتیجه گرفتند که کرنش نهایی میلگرد کششی تیر در رفتار نهایی اتصال موثر است [۲۰]. کارهای آزمایشگاهی بیشتری بر روی رفتار اتصالات پیش ساخته با اتصالات خشک و یا بکارگیری انواع قطعات فولادی انجام شده است [۲۱-۲۲].

هدف و روش تحقیق

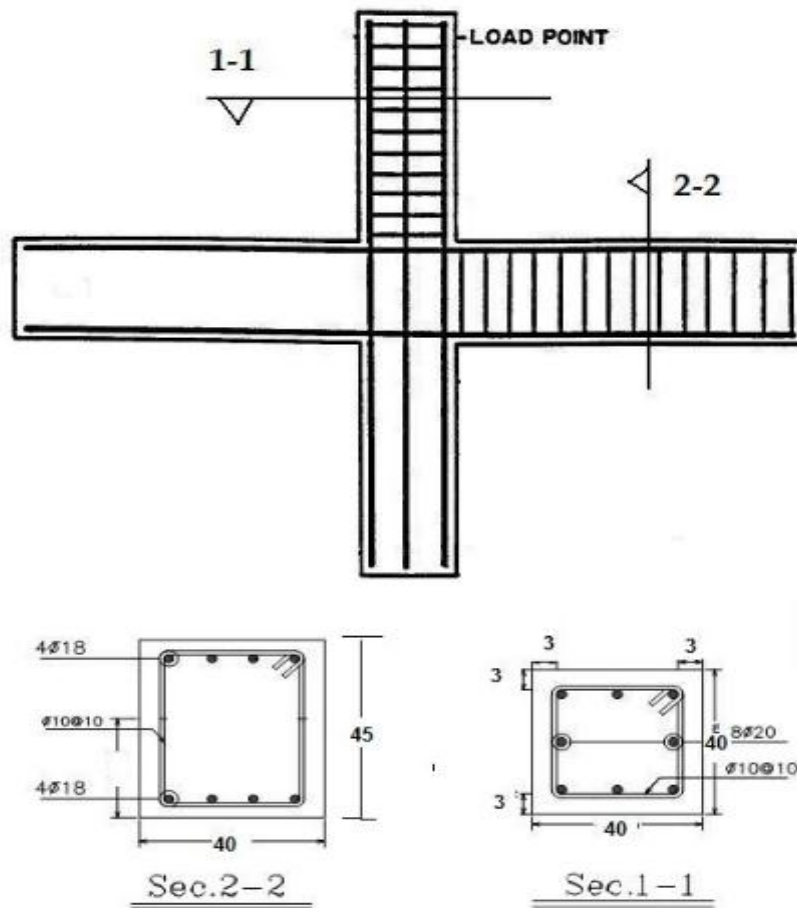
در این تحقیق به تحلیل عددی اتصال صلیبی شکل تیر به ستون پیش ساخته بتنی آزمایشگاهی پیشنهادی [۱۸] تحت بار رفت و برگشتی پرداخته شده و با افزایش مقاومت بتن درجا و استفاده از بتن های مختلف از جمله بتن الیافی توانمند HPRFRC که جهت اتصال قطعات پیش ساخته در محل چشمه اتصال و قسمتی از تیر ریخته می شود، مدل های جدید ایجاد شده و مقایسه می شوند. برای مدل سازی و تحلیل به روش اجزای محدود از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. با توجه به اهمیت بارهای جانبی در مناطق لرزه خیز، شکل پذیری، سختی و جذب انرژی اتصالات صلب پیش ساخته از اهمیت به سزایی برخوردار است. پس از مدل سازی و تعیین نحوه بارگذاری، تمامی مدل ها تحت بار محوری ثابت و بار جانبی تناوبی تا مرحله شکست، بارگذاری می شوند، سپس نتایج حاصله، از نظر مد شکست، شکل پذیری، سختی و میزان جذب انرژی مربوط به مدل های پیش ساخته با یکدیگر مقایسه شده اند.

مشخصات نمونه ها

نمونه هایی که در تحلیل حاضر مورد ارزیابی قرار می گیرند بر اساس نمونه های آزمایشگاهی اتصالات میانی پیش ساخته و درجا آزمایش شده در مقیاس واقعی در نظر گرفته می شوند. جزئیات نمونه های درجا و پیش ساخته برای اتصال میانی در شکل های ۱ و ۲ آورده شده است. همان طور که ملاحظه می گردد تیر ها در اتصالات پیش ساخته در محل اتصال به ستون به صورت U شکل ساخته شده که پس از قرارگیری در محل اتصال با بتن پر شده و نیروی کششی میلگردهای تحتانی تیر پیش ساخته از طریق وصله پوششی به همراه قلاب استاندارد به آرماتورهای انتظار ستون منتقل می شود. اتصالات میانی مورد بررسی مربوط به یک ساختمان ۴ طبقه مسکونی بوده که طراحی اولیه آن بر اساس ACI-318-2005 انجام شده است.

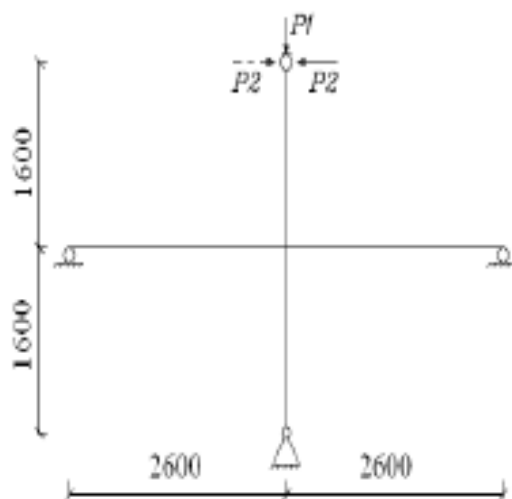


شکل ۱: اتصال پیش ساخته میانی (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۸]

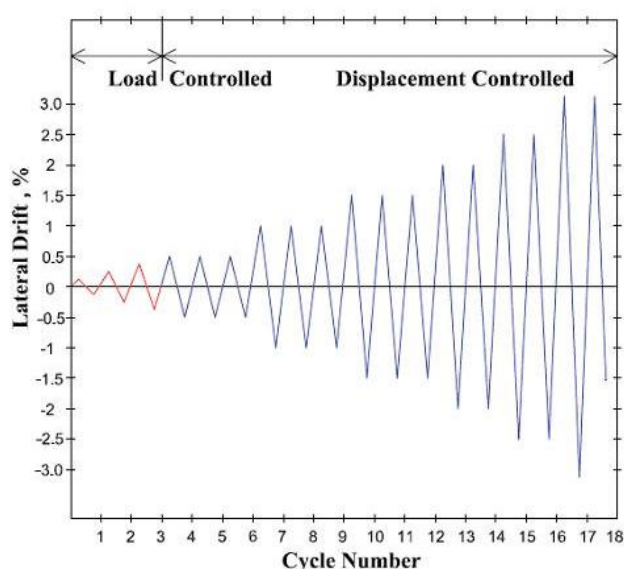


شکل ۲: اتصال درجا میانی (ابعاد بر حسب سانتیمتر) [۱۸]

تمامی نمونه ها تحت بار محوری ثابت (۱۰ درصد ظرفیت باربری محوری ستون) و بارگذاری رفت و برگشتی جانبی بر روی ستون، مورد آزمایش قرار گرفته اند [۱۸]. در شکل ۳ نحوه بارگذاری، شرایط مرزی و طول قطعات تیر و ستون در اتصال میانی آورده شده است. بار جانبی تا پایان مرحله الاستیک براساس افزایش بار و در ادامه با کنترل تغییر مکان مطابق شکل ۴ اعمال شده است. در این تحقیق نتایج مربوط به ۱۲ نمونه مدل سازی عددی می باشد که در جدول ۱ تعریف می شوند. در مدل های فشرده C-5-25 تا C-5-F28، خاموت گذاری در تیرها در ۰/۸ متری انتهای تیر بصورت فشرده و به فاصله ۵۰ میلیمتری قرار گرفته است و در مدل های نیمه فشرده C-10-25 تا C-10-F28، خاموت گذاری در تیرها در ۰/۸ متری انتهای تیر بصورت نیمه فشرده و به فاصله ۱۰۰ میلیمتری قرار گرفته است.



شکل ۳: نحوه بارگذاری و شرایط مرزی (ابعاد بر حسب میلیمتر) [۱۸]



شکل ۴: نحوه بارگذاری جانبی

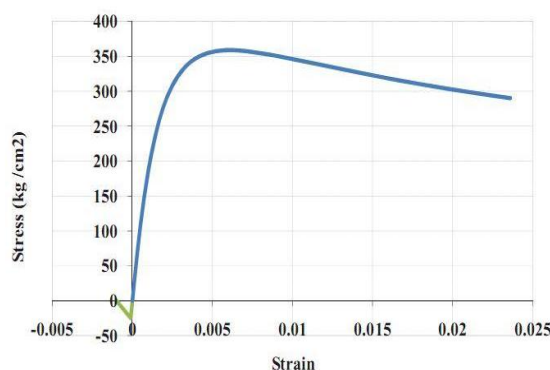
جدول ۱: جزئیات نمونه های عددی فشرده و نیمه فشرده [۱۸]

نام نمونه فشرده	مقاومت فشاری بتن پیش ساخته MPa	مقاومت فشاری بتن درجا MPa	نوع بتن	نام نمونه نیمه فشرده
C-5-25	23	25	معمولی	C-10-25
C-5-30	23	30	معمولی	C-10-30
C-5-35	23	35	معمولی	C-10-35
C-5-40	23	40	معمولی	C-10-40
C-5-50	23	50	معمولی	C-10-50
C-5-F28	23	28	HPFRCC	C-10-F28

در نمونه های C-5-F28 و C-10-F28 به جای بتن درجا از بتن الیافی HPFRCC استفاده شده است. کامپوزیت های سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC) به مصالحی شامل ملات سیمانی با سنگدانه های ریزدانه و الیاف اطلاق می شود. ویژگی شاخص این مصالح آن است که برخلاف بتن های متداول و تحت بارگذاری کششی، رفتار سخت شوندگی کرنش از خود بروز می دهد. با گسترش بتن های توانمند، نوع خاصی از مصالح برتر تحت عنوان HPFRCC برای ساخت و ساز ایجاد شده است. تشکیل ترک های ریز چندگانه عامل اصلی تامین شکل پذیری کششی این مصالح است. یکی از ویژگی هایی که HPFRCC را برای انجام عملیات ترمیمی و جایگزینی بتن معمولی، مناسب می سازد این است که با توجه به شباهت ساختاری آن با بتن امکان ایجاد پیوستگی قوی بین بتن قبلی و این کامپوزیت وجود دارد. این مصالح توانمند می تواند در بسیاری موارد نظیر بهسازی لرزه ای اعضای ساختمانی، فیوزهای سازه ای و نقاط مستعد تخریب در سازه ها بکار رود. لذا با توجه به حساسیت چشمه اتصال قطعات پیش ساخته از این بتن نیز جهت مدل سازی استفاده شد. نمونه ای از بتن HPFRCC که در این مدل سازی استفاده شده است مقاومت فشاری ۲۸ مگاپاسکال را دارد و در آن ۲ درصد الیاف پلی پروپیلن (PP) بکار رفته است.

مدل سازی و تحلیل اتصالات

برای مدل سازی سه بعدی و تحلیل غیر خطی اتصالات بتن آرمه مورد نظر از نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. برای مدل کردن رفتار فولاد، مدل متداول الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده است. مدول الاستیسیته فولاد ۲۰۴۰۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۳ و تنش تسلیم فولاد ۴۷۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. چگالی بتن ۲۴۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب، مدول الاستیسیته آن ۲۳۴۰۰ مگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۲ منظور شده است. برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی بتن از مدل آسیب خمیری بتن در نرم افزار ABAQUS استفاده شده است. این مدل برای بتن تحت بارگذاری یک جهته و رفت و برگشتی و بارگذاری دینامیکی مناسب است. در این مدل دو مکانیسم اصلی شکست بتن یعنی ترک خوردگی کششی و خردشدگی فشاری لحاظ شده است. در این مدل رفتار فشاری بتن بعد از مرحله الاستیک در نظر گرفته شده و منحنی تنش-کرنش فشاری با در نظر گرفتن اثرات محصوریت میلگردهای عرضی و با توجه به روابط پیشنهادی مندر [۲۳] در نظر گرفته شده است. در این مدل رفتار کششی بتن بر اساس نحوه شکست کششی تعریف می شود. مقاومت کششی بتن حدود ۰/۱ مقاومت فشاری تک محوره بتن برابر ۲/۵ مگاپاسکال و کرنش شکست کششی برابر ۰/۰۰۱ در نظر گرفته شده است. تنش کششی در مرحله بعد از شکست تا کرنش ۰/۰۰۱ (ده برابر کرنش شکست) به صورت خطی کاهش یافته است [۲۴]. با تعریف رفتار پس از شکست بتن تاثیرات برهم کنش بین بتن و آرماتور به صورت ساده شده ای در نظر گرفته می شود. بدین ترتیب، اثرات مربوط به چسبندگی - لغزش بین میلگرد و بتن لحاظ شده است به طوری که بعد از شکست کششی بتن بار از ترک ها به میلگردها منتقل می شود. شکل ۵ منحنی کامل تنش کرنش بتن با در نظر گرفتن اثرات محصوریت ناشی از میلگردهای عرضی را نشان می دهد.



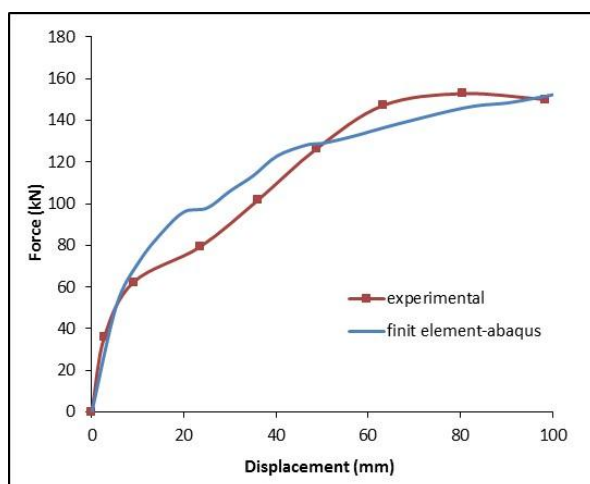
شکل ۵: منحنی تنش-کرنش بتن با در نظر گرفتن اثر محصوریت ناشی از آرماتورهای عرضی

تابع پتانسیل استفاده شده در این مدل رفتار پلاستیک بتن تابع پتانسیل هیپربولیک دراگر-پراگر است، همچنین معیار شکست لوبلینر (۱۹۸۹) با اصلاحات پیشنهادی لی و فنوز (۱۹۹۸) در نظر گرفته شده است [۱۸]. مقادیر مربوط به رفتار پلاستیک بتن، مقادیر پیش فرض نرم افزار در نظر گرفته شده است. برای تحلیل اتصال از روش حل غیر خطی دینامیکی صریح استفاده شده است. این روش حل از قانون تفاضل مرکزی برای حل معادلات غیر خطی استفاده می کند. از آنجا که این روش حل به صورت صریح پیش می رود نیازی به سعی و خطا و رواداری همگرایی ندارد.

در مدل ساخته شده شرایط مرزی و بارگذاری مطابق شکل های ۳ و ۴ لحاظ شده است. جهت مدل سازی قطعات بتنی پیش ساخته و درجا در نرم افزار از المان ۸ گرهی (C3D8R) solid که قابلیت انتقال نیروی محوری، نیروی برشی و لنگر را دارا می باشد استفاده گردیده است. جهت مدل سازی میلگردهای طولی و عرضی از المان دو گرهی beam-truss که فقط قابلیت انتقال نیروی محوری را دارا می باشد استفاده گردیده است. جهت انجام تحلیل حساسیت مدل نسبت به نوع مش بندی، مش های به ابعاد ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰، ۲۰۰ میلی متر بر روی مدل اعمال گردید. سپس با توجه به نتایج حاصل از منحنی پوش برای مش بندی مدل از المان های مکعبی منظم به ابعاد ۱۰۰ میلی متر استفاده گردید. خلاصه مشخصات پارامترهای تعریف شده در نرم افزار در جدول ۲ داده شده است. مقایسه بین منحنی بار-تغییر مکان آزمایشگاهی و عددی در شکل ۶ نشان داده شده است و این مقایسه نشان می دهد که تطابق نسبتاً مناسبی بین نتایج عددی و نتایج آزمایشگاهی وجود دارد و ظرفیت نهایی و جابجایی ماکزیمم هر دو حالت تقریباً با هم یکسان است ولی شیب منحنی که نشان دهنده سختی است تا قبل از ترک خوردگی با هم برابر ولی با افزایش ترک ها میزان سختی نمونه عددی بیش از نمونه آزمایشگاهی است که عموماً نرم افزارهای عددی بطور دقیق نمیتوانند ترک خوردگی و در نتیجه سختی کاهش یافته را با دقت بالا نشان دهند.

جدول ۲: مشخصات پارامترهای تعریف شده در نرم افزار

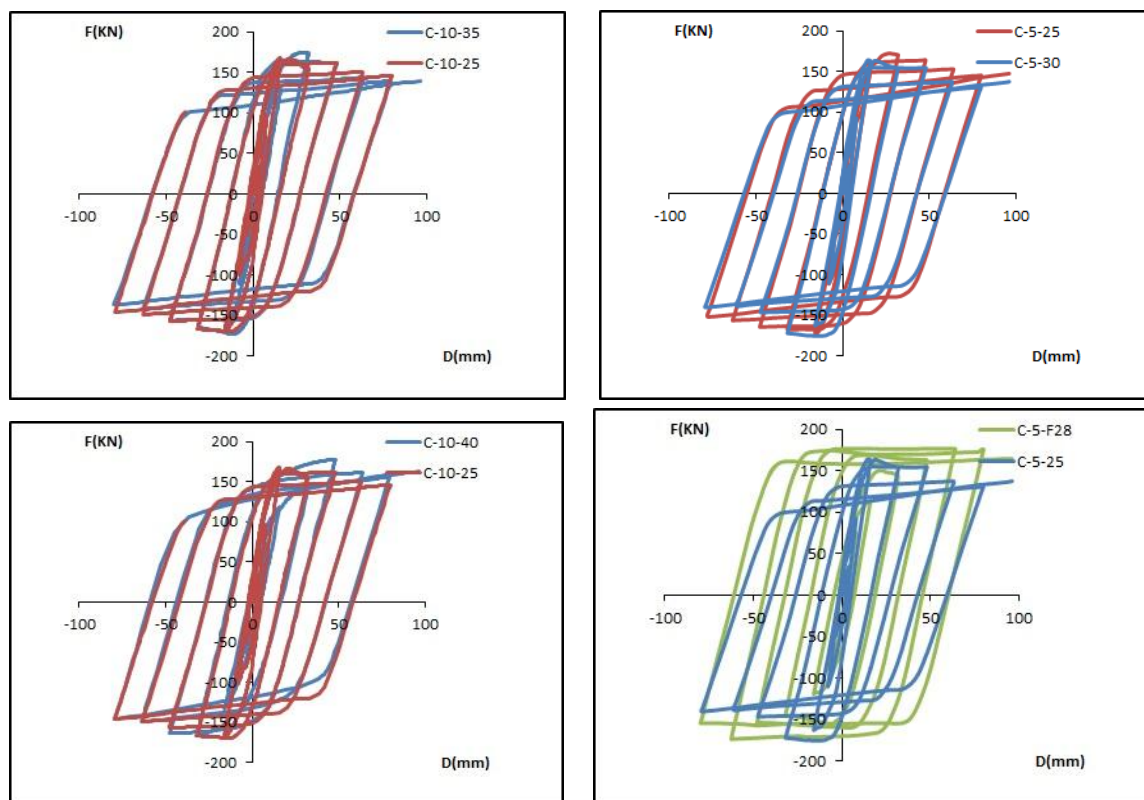
پارامتر مورد نظر	تعریف شده	پارامتر مورد نظر	تعریف شده
رفتار فولاد	مدل الاستوپلاستیک	المان بتن	۸ گرهی (C3D8R) solid
رفتار بتن	غیر خطی مدل آسیب خمیری	المان میلگردها	المان دو گرهی beam-truss
پیوستگی بین میلگرد و بتن	چسبندگی کامل بدون لغزش	تحلیل حساسیت	۴ نوع مش
اثر خاموت ها	منظور کردن اثر محصور شونده	مش نهایی	۱۰۰ میلی متر
تابع پتانسیل	هیپربولیک دراگر-پراگر	روش تحلیل	غیر خطی دینامیکی صریح



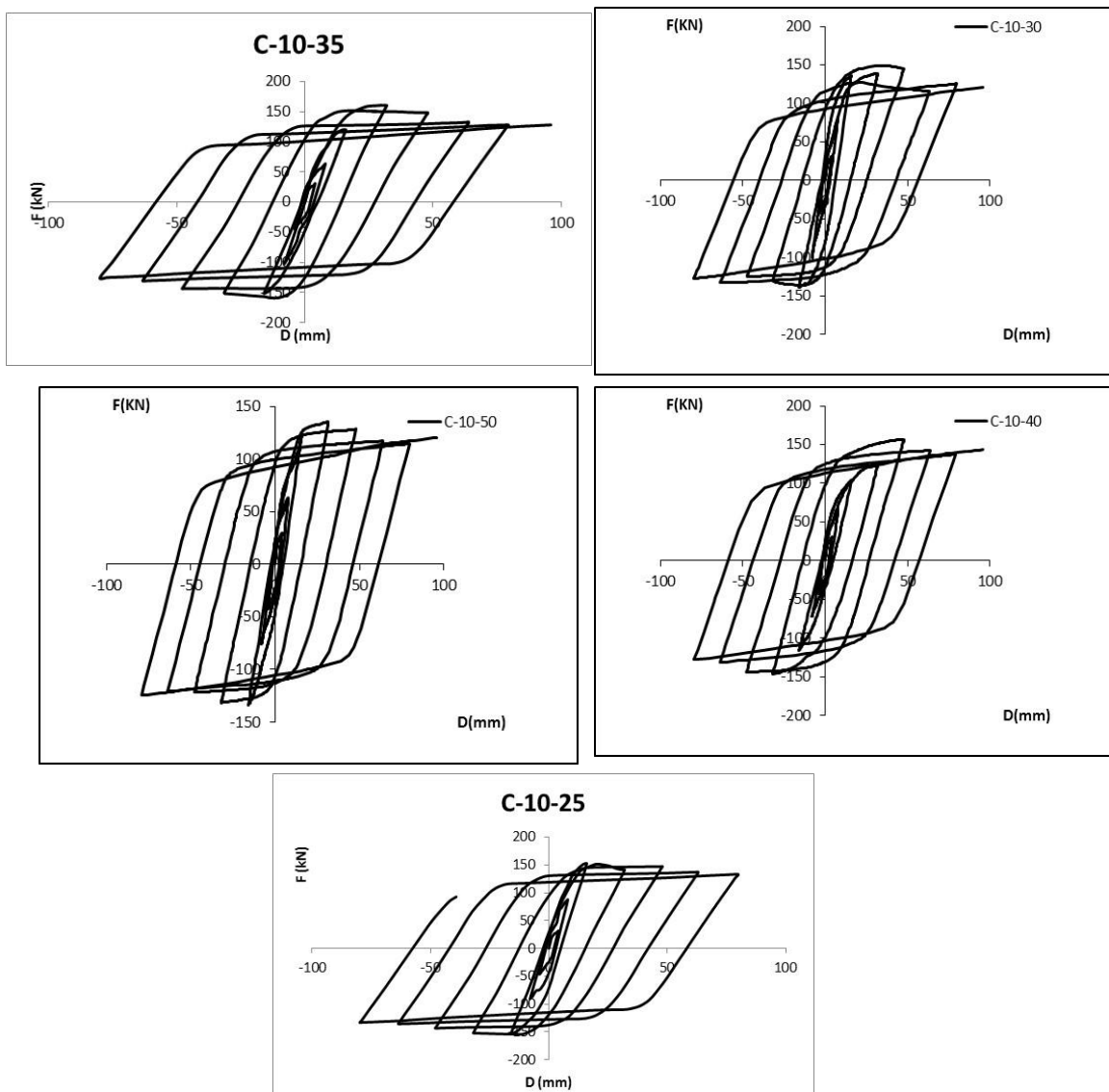
شکل ۶: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت فشرده

نتایج تحلیل اتصالات

نمودار بار جانبی تغییر مکان سر ستون برای تمامی مدل های عددی خاموت فشرده و نیمه فشرده در شکل های ۷ و ۸ آورده شده است. همانطور که مشاهده می شود نمونه های عددی رفتار آزمایشگاهی را تایید می نمایند و نمونه های که با مقاومت ۲۵ تا ۵۰ مگاپاسکال ساخته شده اند رفتار مشابهی را دارند و با افزایش مقاومت بتن توانستند نیروی بیشتری را تحمل نمایند، نمونه هایی که بتن HPRCC ساخته شده نیز با توجه به مقاومت ۲۸ مگاپاسکالی خود توانسته عملکرد خوبی داشته باشند و با توجه به سطح زیر منحنی هیستریزس توانسته انرژی بیشتری نسبت به بقیه نمونه ها جذب نمایند



شکل ۷: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت فشرده



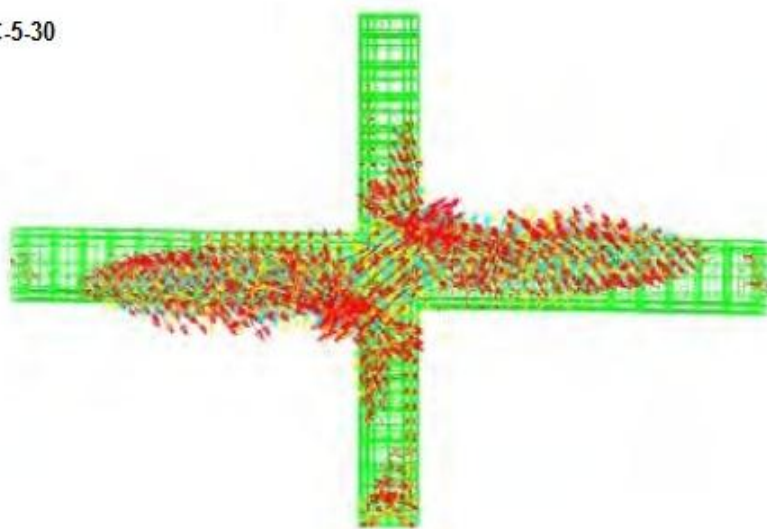
شکل ۸: نمودار بار تغییر مکان مدل عددی نمونه های خاموت غیر فشرده

حالت شکست نمونه ها

بررسی وضعیت ترک خوردگی در مدل های عددی مشاهدات آزمایشگاهی را تایید می کند. بررسی مدل های عددی نشان می دهد که در سیکل های اول بارگذاری، ترک ها به صورت قائم و از نوع خمشی روی تیرها ایجاد می شود و با ادامه بارگذاری، ترک های خمشی در ستون ها نیز ایجاد می شود. همچنین با افزایش تغییر مکان، ترک های خمشی در نواحی نزدیک اتصال، به سمت ترک های برشی تغییر می کند و در چشمه اتصال، ترک های برشی مورب مشاهده می شود که این ترک ها در اثر رفتار خرابایی توزیع تنش های فشاری و کششی در این ناحیه بوده که ناشی از لنگرهای خمشی تیرها در طرفین اتصال می باشد. بر اساس پیشنهاد لوبلینر (۱۹۸۹) فرض می شود که ترک خوردگی در نقطه ای شروع می شود که کرنش پلاستیک کششی بزرگتر از صفر بوده و کرنش پلاستیک اصلی حداکثر، مثبت باشد.

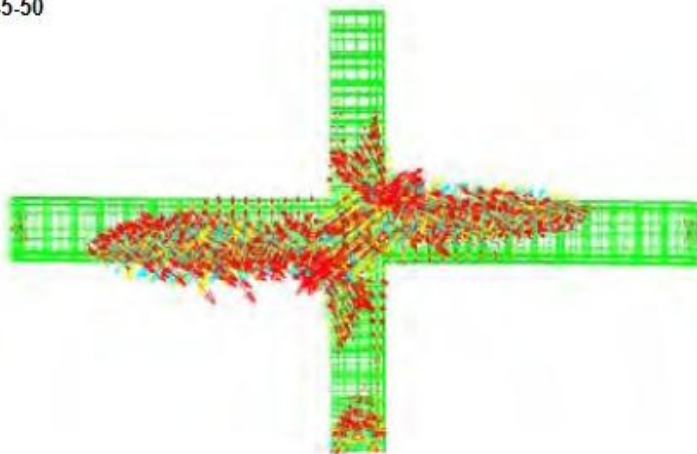
جهت بردار عمود بر صفحه ترک موازی با جهت کرنش پلاستیک اصلی حداکثر در نظر گرفته می شود. لذا برای پیدا کردن تصویری از وضعیت ترک خوردگی از بردارهای نمادین کرنش پلاستیک در مدلسازی عددی استفاده شده است. شکل های ۹ و ۱۰ وضعیت ترک خوردگی در تعدادی از مدل های عددی را نشان می دهد که نحوه ترک ها برای نمونه های مختلف تقریباً مشابه می باشد.

C-5-30



شکل ۹: وضعیت ترک خوردگی در اتصالات C-5-30 و C-10-30

C-5-50



شکل ۱۰: وضعیت ترک خوردگی در اتصال C-5-50

شکل پذیری

شکل پذیری مطرح شده در این بخش اختصاص به شکل پذیری از نوع تغییر مکان داشته و مربوط به چرخش و انحنا نمی باشد. مقادیر تغییر مکان در حالت تسلیم (Δ_y)، تغییر مکان در حالت ماکزیمم (Δ_{max})، شکل پذیری نهایی (μ_u) تمامی نمونه ها در جداول ۳ و ۴ آورده شده است. تغییر مکان حالت تسلیم طبق تعریف تغییر مکان مرحله ای است که اولین تسلیم میلگردها در ناحیه اتصال رخ دهد، با محاسبه M_y برای هر یک از نمونه ها بر اساس روابط تئوری، آنگاه باری معادل $0.75V_y$ را بصورت جانبی به نمونه ها اعمال شده است و سپس تغییر مکان جانبی سر ستون در اثر اعمال این بار (Δ_1) ثبت می شود، آنگاه طبق تعریف تغییر مکان حالت تسلیم (Δ_y)، $1/33$ برابر (Δ_1) در نظر گرفته

می شود. شکل پذیری (μ) به نسبت دو تغییر مکان حداکثر و تغییر مکان تسلیم اطلاق می گردد. شکل پذیری نهایی (μ_u) به شکل پذیری مرحله ای گفته می شود که اتصال در آن مرحله دچار شکست شده باشد. طبق تعریف شکست نمونه ها زمانی رخ می دهد که بار جانبی به میزان ۲۰ درصد مقدار حداکثر بار بدست آمده، کاهش پیدا کند. ملاحظه می گردد که شکل پذیری مدل های عددی با توجه به بالا رفتن مقاومت بتن و تردتر شدن اتصال کاهش پیدا کرده است، بطوری که با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ به ۵۰ مگاپاسکال شکل پذیری اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ میلی متری حدود ۱۸/۳ درصد و نمونه های با خاموت گذاری ۱۰۰ میلی متری حدود ۱۲/۸ درصد کاهش داشته است، همچنین در مورد بتن الیافی HPRCC که شکل پذیری مطابق انتظار با افزایش مقاومت کششی بتن افزایش قابل ملاحظه ای داشته است که نسبت به بتن ۳۰ مگاپاسکال به ترتیب افزایش ۳۵ و ۱۰ درصدی در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده را در شکل پذیری مشاهده شد.

جدول ۳: نتایج مدل های عددی خاموت فشرده

نمونه	V_y (kN)	Δ_y (mm)	V_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	μ
C-5-25	139.1	31.5	172.5	69.12	2.19
C-5-30	135.5	30.6	175.4	64.56	2.11
C-5-35	139.4	29.5	175.6	55.05	1.86
C-5-40	136.4	28.1	179.2	52.16	1.85
C-5-50	147.2	30.1	189	62.85	2.09
C-5-F28	96.39	32.3	176.1	96.00	2.96

جدول ۴: نتایج مدل های عددی خاموت نیمه فشرده

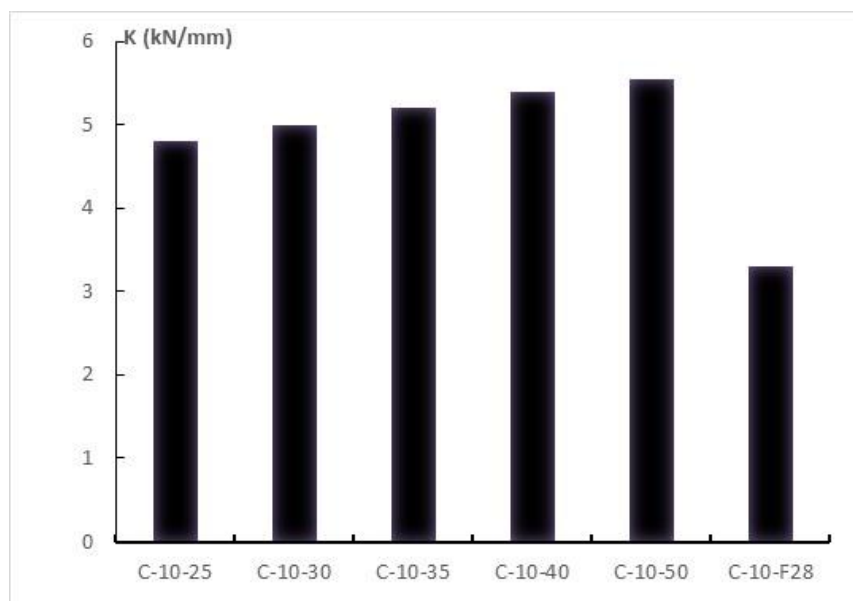
نمونه	V_y (kN)	Δ_y (mm)	V_{max} (kN)	Δ_{max} (mm)	μ
C-10-25	126.22	26.50	169.79	79.12	2.99
C-10-30	112.1	23.33	173.79	66.28	2.84
C-10-35	111.14	21.96	174.51	60.42	2.75
C-10-40	135.76	26.21	177.97	71.43	2.73
C-10-50	141.17	27.14	184.87	71.84	2.65
C-10-28	94.39	30.74	176.24	96	3.12

سختی

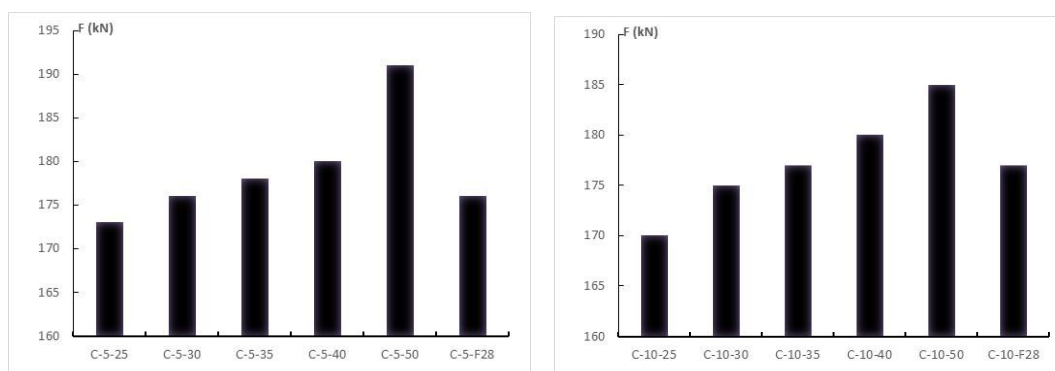
به نسبت مقاومت الاستیک اتصال و تغییر مکان تسلیم Δ_y ، سختی ($k = \frac{V_y}{\Delta_y}$) گفته می شود. در شکل ۱۱ مقادیر سختی تمامی نمونه های عددی نمایش داده شده است. ملاحظه می گردد که با افزایش مقاومت بتن، سختی نیز افزایش یافته است، با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال سختی اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ و ۱۰۰ میلی متری به ترتیب حدود ۱۰/۶ و ۹/۲ درصد افزایش داشته است. همچنین در مورد نمونه با بتن الیافی HPRCC کاهش سختی دیده می شود.

مقاومت نهایی

در این بخش با توجه به نمودارهای هیستریزیس بیشترین نیرویی که اتصال در مدل های مختلف توانسته تحمل کند در شکل ۱۲ دیده می شود. همانطور که ملاحظه می شود با افزایش مقاومت بتن مقاومت نهایی اتصال نیز افزایش یافته است، با افزایش مقاومت بتن درجا از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال مقاومت نهایی اتصال برای نمونه های با خاموت گذاری ۵۰ و ۱۰۰ میلی متری حدود ۱۰ و ۸/۸ درصد افزایش داشته است.



شکل ۱۱: مقایسه سختی نمونه های عددی



شکل ۱۲: مقایسه مقاومت نهایی نمونه های عددی

نتیجه گیری

براساس کالیبره نمودن تحلیل عددی با نتایج آزمایشگاهی و تعریف متغیرهای جدید برای اتصالات بتنی پیش ساخته، نتایج زیر حاصل گردید:

- با ثابت نگه داشتن مقدار میلگردهای طولی و عرضی در ناحیه اتصال و افزایش مقاومت بتن در جای ریخته شده در ناحیه چشمه اتصال تیر و ستون و بخشی از تیر، ملاحظه می گردد با افزایش مقاومت بتن از ۲۵ مگاپاسکال به ۵۰ مگاپاسکال، افزایش ۱۰ و ۸/۸ درصدی مقاومت نهایی اتصال و افزایش ۱۰/۶ و ۹/۲ درصدی سختی به ترتیب در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده مشاهده شده است اما شکل پذیری تغییر چندانی نداشته است.

- با جایگزینی مصالح HPRCC به جای بتن معمولی در اتصال پیش ساخته بتن مسلح تغییر شکل نهایی و شکل پذیری این اتصال به اندازه قابل ملاحظه ای افزایش می یابد، بطوری که افزایش ۳۵ و ۱۰ درصدی شکل پذیری در نمونه های با خاموت فشرده و نیمه فشرده مشاهده شده است.

مراجع

[1] Park, R. and Thompson, K.J., 1977, "Cyclic load tests on prestressed and partially prestressed Beam-Column joints". *PCI Journal*. V.22.NO.5.PP.84-110.

[2] Bull, D.K. and Park, R. 1986, "Seismic Resistance of Frames Incorporating Precast Prestressed concrete Beam Shells". *PCI Journal*. V.B1.NO.4. PP.54-93.

[۳] مولودی، فرزین، خیرالدین، علی، ۱۳۹۵، مقایسه ضوابط طراحی اتصالات تیر به ستون بتن آرمه از دیدگاه آیین نامه، ACI318-2014 مبحث نهم مقررات ملی ساختمان (۱۳۹۲) و آیین نامه بتن ایران (آبا)، نشریه علمی-ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال اول، شماره اول.

[۴] آغنی، کیان، افشین، حسن، ۱۳۹۵، " تقویت برشی تیرهای بتن آرمه با پانلهای پیش ساخته بتن فوق توانمند الیافی"، نشریه علمی- ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال اول، شماره اول.

[۵] شربتدار، محمد کاظم، نریمانی، ابوالفضل، ۱۳۹۷، " مقاوم سازی اتصالات تیر به ستون بتنی به کمک صفحات فلزی محصور کننده تحت بارهای لرزه ای"، نشریه علمی- ترویجی مصالح و سازه های بتنی، سال سوم، شماره دو.

[۶] آهوکلندری، سید نیرم ، اسماعیلی، جمشید ، فرزاد، مسعود، ۱۳۹۶، "مقایسه عملکرد یک نوع اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته رایج با اتصالات بتنی در جای معادل"، تحقیقات بتن ، دوره ۱۰، شماره ۲ - شماره پیاپی ۱۸ ، صفحه 79-94 .

[۷]مدح خوان ، مرتضی، بهرامی، سعید ، ناظمی، نیما، ۱۳۹۶، "بررسی عددی اتصالات پیشنهادی تیر به ستون نیمه صلب در قاب های بتنی پیش ساخته تحت بار جانبی"، نشریه مهندسی عمران مدرس، دوره ۱۷، شماره ۳، جلد ۱۷ شماره ۳ صفحات ۱۷۲-۱۸۲.

[۸] یحیی آبادی، علی اکبر، طالب خواه، روزبه، ادیبی، مهدی، ۱۳۹۸، "منحنی شکنندگی برای قاب های بتن مسلح پیش ساخته با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی و مقایسه آن با تحلیل دینامیکی فزاینده"، مجله ی علمی و پژوهشی شریف (زیر چاپ)

[9] Pillai, S.U. and Kirk, D.W. 1981, "Ductile Beam-Column Connection in Precast Concrete". *ACI Structural Journal*. V.78 No.6, PP.480-487.

[10] Bhatt, P. and Kirk, D.W. 1985, "Tests on an improved Beam-Column connection for precast concrete". *ACI Structural Journal* V.82 NO.6. PP.834-843.

[11] Sekin, M. and Fu, H.C. 1990, "Beam-Column Connection in Precast Reinforced Concrete Construction". *ACI Structural Journal* V.87.NO3.PP252-261.

[12] Stanon, J.F., Anderson, R.G., Dolan, C.W. and Mc Cleary, D.E. 1986, "Moment Resistant Connection and Simple Connections". *Research project NO.1/4. Precast/Prestressed Concrete Institute. Chicago.*

- [13] French, C.W., Hafner, M. and Jayashnakar, V. 1989, "Connection between Precast Elements-Failure within Connection Region". *ASCE Journal of Structural Engineering*.V.115.NO.12.PP.3171-3192.
- [14] French, C.W., Amu, O. and Tarzikhan, C. 1989, "Connection between Precast Elements-Failure Outside Connection Region". *ASCE Journal of Structural Engineering*.V.115.NO.2. PP.316-340.
- [15] Cheok, G. and Lew, H.S. 1991, "Performance of Precast Concrete Beam to Column Connections Subject to Cyclic Loading". *PCI Journal*.
- [16] Tankat, A.T., Ersoy, U. and Ozacebe, G. 1998, "Seismic performance of Precast Concrete Connection", *The 11th European Conference on Earthquake Engineering*. Balkema, Austria. PP.30-37.
- [17] Khaloo, A.R. and Parastesh, H. 2003, "Cyclic Loading of Ductile Precast Concrete Beam-Column Connection". *ACI Structural Journal*. V.100. NO.3. PP.291-296.
- [18] Khaloo, A.R. and Parastesh, H. 2003, "Cyclic Loading Response of simple Moment-Resisting Precast Concrete Beam-Column Connection". *ACI Structural Journal*. V.100. NO.4. PP.440-445.
- [19] Sudhakar, A., Kulkarni, B., Li, Yip, W.K. 2007, "Finite element analysis of precast hybrid-steel concrete connection under cyclic loading" *Journal of Constructional Steel Research*.
- [20] Can Girgin, S., Serkan Misir, I., Kahraman, E., 2017, "Experimental Cyclic Behavior of Precast Hybrid Beam-Column Connections with Welded Components", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, Volume 11, Issue 2, pp 229–245.
- [21] Wahjudi, d., Suprobo, P., Sugihardjo, H. 2014, "Behavior of Precast Concrete Beam-to-Column Connection with U- and L-bent Bar Anchorages Placed Outside the Column Panel–experimental Study", *Procedia Engineering*, Volume 95, Pages 122-131
- [22] J.D. Nzabonimpa, J.D., Hong, W.K., Park, S., 2016, " Experimental investigation of dry mechanical beam–column joints for precast concrete based frames", *Tall and special building*. <https://doi.org/10.1002/tal.1302>.
- [23] Mander, J.B. , Priestley, M.J.N. , Park, R. 1988 , "Theoretical stress-strain model for confined concrete" *Journal of Structural Engineering*, Vol. 114, No. 8, pp. 1804-1826.
- [24] Hibbit, Karlson & Sorensen Inc. *ABAQUS/standard user's manual*, Version 6.5. Providence (RI), 2005.