

## مقایسه عملکرد یک نوع اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته رایج با اتصالات بتنی در جای معادل

جمشید اسماعیلی \*

دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز  
سید نیرم آهوقلندری  
دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشگاه تبریز  
مسعود فرزام  
استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز

### چکیده

پیش ساخته سازی به معنای ساخت سازه در کارگاه و اتصال آن در محل اجرای پروژه می باشد. بنابراین سازه های پیش ساخته دارای اتصالاتی متفاوت از سازه های در جای معادل خود هستند و این امر می تواند منجر به رفتار لرزه ای متفاوت از نظر مقاومت و مخصوصا شکل پذیری و جذب انرژی که ملزومات مهم سازه های مقاوم در برابر زلزله هستند، گردد. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد اتصالات در اینگونه ساختمان هاست زیرا در نتیجه وجود این اتصالات، سازه های پیش ساخته رفتار لرزه ای متفاوتی نسبت به سازه های درجا خواهند داشت. مطالعات نشان می دهد مهمترین ضعف مشهود در این ساختمان ها در ناحیه اتصال آنها رخ داده است. در این تحقیق سعی شده از طریق آنالیز اجزای محدودی به بررسی عملکرد یکی از اتصالات پیش ساخته رایج در کشور و مقایسه آن با اتصال در جای معادل پرداخته شود. برای این منظور گره میانی یک سازه چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی متوسط در دو سازه پیش ساخته و درجا با هم مقایسه شدند. نتایج نشان می دهد که اتصال یاد شده به هیچ وجه عملکرد مناسبی در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل پذیری تحت تلاش های وارده از خود نشان نمی دهد.

واژه های کلیدی: اتصال تیر به ستون، سازه پیش ساخته، آنالیز اجزای محدود، اتصال پیش ساخته.

---

\* نویسنده مسئول: J-Esmaeili@tabrizu.ac.ir

## ۱- مقدمه

غیره... در این زمینه انجام شده است. در زمینه اتصالات شبه یکپارچه پیش ساخته (اتصالاتی که در آن‌ها از بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) در سال ۲۰۱۳ چویی و همکاران [۴] تعدادی نمونه اتصال تیر به ستون را تحت بارهای لرزه‌ای آزمایش کردند. این اتصالات شامل ۴ اتصال پیش ساخته و یک اتصال یکپارچه بودند. جزئیات مورد استفاده برای گره‌ها برای رسیدن به پیوستگی سازه‌ای و نوع تسلیح ویژه صورت گرفته در ناحیه اتصال در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفت. در حالت کلی عملکرد اتصالات تیر به ستون رضایت بخش بود و مقاومت متوسط گره‌های پیش ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه به دست آمد. همچنین رفتار نمونه‌ها شکل پذیر ارزیابی گردید. اما مایا و همکاران [۵] با کارمد دانستن اینگونه اتصالات برای رسیدن به عملکردی مطلوب سعی کردند که از نوعی بتن با الیاف با عملکرد بالا در آن‌ها استفاده کنند. در زمینه اتصالات هیبرید پیش ساخته (اتصالاتی که در آنها از تاندون‌های پس کشیدگی استفاده می‌شود) هاویله و همکاران [۶] مدل اجزای محدود سه بعدی را برای مطالعه انتخاب کردند. مدل مورد استفاده تاثیرات پیش تنیدگی را در تاندون‌های پس کشیده و رفتار غیر خطی بتن لحاظ کرده بود. نتایج نشان داد آرماتورهای فولادی طولی منجر به شکست در ناحیه اتصال شده و مدل اجزای محدودی وسیله‌ای مناسب برای ارزیابی رفتار اتصال پیش ساخته است. در این زمینه تحقیقات مشابهی توسط بردلی و همکاران [۷] و ازدن و ارتاس [۸] صورت پذیرفته است.

باتوجه به ضعف مشهود در اتصالات رایج کار شده در دنیا و تلاش برای بهبود عملکرد آنها در این تحقیق نیز سعی شده تا از طریق مقایسه اتصال پیش ساخته رایج در کشور با اتصال درجای معادل خود میزان عملکرد این اتصال در زمینه سختی، مقاومت، شکل پذیری و جذب انرژی مورد ارزیابی قرار گیرد.

## ۲- اتصال تیر به ستون پیش ساخته رایج

در ایران معمولاً اتصالات تیر به ستون پیش ساخته به همراه نشیمن ستون ساخته می‌شوند. نشیمن یاد شده به منظور ایجاد تکیه‌گاه در منطقه اتصال برای تیر و همچنین ایجاد بستری به برای رفع مشکل تیران‌سای‌های نصب ضعیف در کشور ما بکار می‌رود. نمونه‌ای از این نوع اتصالات کار شده در شکل ۱ نشان داده شده است.

پیش ساختگی، اعضای سازه‌ای با کیفیت بالا، کارآمدی بیشتر، صرفه جویی در وقت و هزینه کمتر را به همراه دارد. سیستم‌های پیش ساخته داری کارآمدی و فواید اثبات شده‌ای در زمینه محصولات، کنترل کیفیت و هزینه هستند. باوجود این، صنعت پیش ساخته‌سازی به جهت وجود مسائلی که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات برخاسته از اتصال بین المان‌های پیش ساخته است که صنعت پیش-ساختگی را با مانع روبه‌رو کرده. بعضی از ساختمان‌های پیش ساخته در طی زلزله‌های گذشته به دلیل عدم توجه به طراحی اتصالاتشان دچار شکست شده‌اند.

در حالی که مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی زیادی بر روی عملکرد اتصالات تیر به ستون یکپارچه تحت بارهای چرخه‌ای غیرالاستیک صورت گرفته است، تعداد کمی از مطالعات بر روی عملکرد اتصالات بتنی پیش ساخته بوده است و در این بین سهم اتصالات تیر به ستون پیش ساخته مقاوم خمشی ناچیز است. مسئله اصلی مربوط به ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت پایین در اتصالات پیش ساخته است. سازه‌های بتنی پیش ساخته کمتر به صورت شکل-پذیر رفتار می‌کنند و تمایل به رفتار غیرالاستیک ناپایدارتری نسبت به ساختمان‌های درجا دارند که این به دلیل تمرکز کرنش‌های غیرالاستیک در منطقه اتصال آنها است.

در ادامه به تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات تیر به ستون بتنی پیش ساخته پرداخته می‌شود. این تحقیقات با استفاده از آزمایش‌های تجربی و یا مدل‌های تحلیلی انجام پذیرفته‌اند. در حیطه اتصالات پیش ساخته خشک (اتصالاتی که در آن‌ها از ادوات اتصالی خشک و بدون بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) در سال ۲۰۱۳ ردیگر و تورس [۱] با انجام تحقیقی اتصالات مرسوم پیش ساخته مورد استفاده در کشور مکزیک را مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات برای قاب‌های خمشی پیش ساخته کاربرد داشتند. در این نوع اتصال آرماتورهای جوش شده بین صفحات انتهایی مهار شده در المان‌های تیر و ستون پیوستگی لازم را ایجاد می‌کردند. در نهایت نتایج نشان داد که آرماتورهای طولی جوش شده در ناحیه اتصال می‌توانند باعث رفتار ترد در آن ناحیه شده و به شکست نابهنگام اتصال بینجامند. تحقیقات مشابهی نیز توسط هنگ و همکاران [۲]، فان و لو [۳] و

باعث هدر رفتن فضا و ارتفاع مفید طبقه نشود. اما در قسمت بالا برای ایجاد یکپارچگی بیشتر از آرماتورهای طولی در درون خاموت‌های بیرون زده از تیر پیش ساخته استفاده شده تا از طریق آنها اولاً آرماتورهای انتهایی دال‌های توخالی را به تیر دوخته و ثانیاً با ایجاد سوراخ‌هایی در ستون، آنها را در ستون فرو برده و به پیوستگی المان‌های از پیش ساخته شده افزود. با وجود داشتن اتصالی تر و نیاز به بتن ریزی درجا در بالای ناحیه تیر، به دلیل بسته بودن سطوح پایین توسط تیر پیش ساخته و کناره‌ها توسط دال‌های توخالی به ویژه در تیرهای میانی نیاز به استفاده از قالب نمی‌باشد. این نوع قاب‌های ساختمانی معمولاً برای سازه‌هایی تا چهار طبقه به کار گرفته می‌شوند. به دلیل حساسیت کرنشی بالا در ناحیه جوش، این اتصالات معمولاً در این منطقه دچار شکست زود هنگام می‌شوند. همچنین ایجاد ترک‌های قطری برشی در ابتدای ناحیه فرورفته جزو آسیب‌های رایج ایجاد شده در این اتصال هستند.

همان‌گونه که در شکل نیز دیده می‌شود، این اتصال ترکیبی از اتصالات تر و خشک است. در قسمت پایین از صفحات جوش شده به هم در روی نشیمن ستون که از طرف دیگر در قطعات پیش ساخته مهار شده‌اند استفاده می‌شود و در قسمت بالا با در نظرگیری سوراخ‌هایی در ستون، آرماتورهای بالایی مربوط به فصل مشترک دال و تیر عبور داده می‌شوند.

شکل ۲ نمونه‌ای از شکست‌های اتفاق افتاده در این اتصالات را نشان می‌دهد. در شکل ۳ نمایی شماتیک از نحوه اتصال تیرهای طبقات و تیرهای بام به ستون و دال‌های توخالی پیش ساخته (هالوکور) نشان داده شده است. قسمت پایین گره تیر به ستون در این نوع اتصال به دلیل سهولت در اجرا خشک در نظر گرفته شده است. همچنین استفاده از نشیمن به نصب راحت تر این اتصال کمک بسیاری می‌کند. علاوه بر این در قسمت پایین در ناحیه اتصال، تیر به صورت فرو رفته ساخته شده تا استفاده از نشیمن

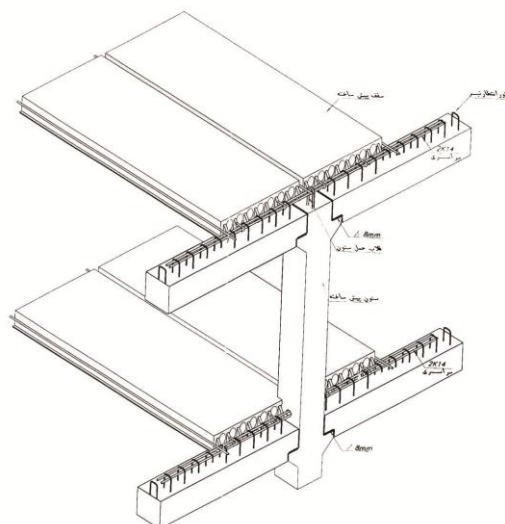


شکل ۱- اتصال تیر به ستون پیش ساخته رایج در ایران



شکل ۲- ترک خوردگی ناشی از تلاش‌های وارده در ناحیه اتصال

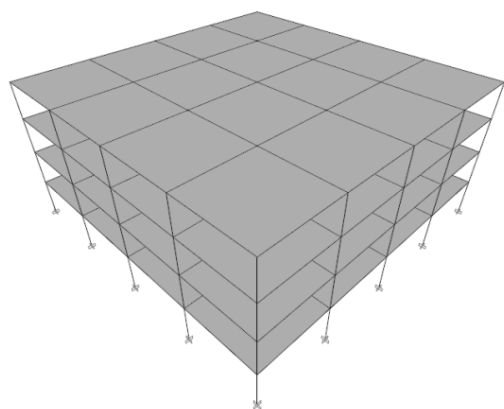
[۹]، در منطقه‌ای با شدت زلزله بسیار زیاد و نوع خاک دو صورت گرفت. سازه مدلسازی شده دارای ارتفاع طبقاتی برابر ۳/۲ متر و تعداد دهانه‌هایی برابر ۴ و با طول دهانه‌ای برابر ۶ متر در نظر گرفته شده است. مدل مورد بررسی کاملاً متقارن فرض شد. بارهای اعمالی بر سازه شامل بارهای مرده، زنده و زلزله است. بارگذاری طوری جزئیات دهی شد تا قاب‌های مدل شده بتوانند نماینده خوبی از یک بنای مسکونی با تعداد طبقات یاد شده باشند. قاب‌های مدل شده از نوع قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده و طوری جزئیات دهی شدند تا تامین کننده ملزومات لرزه‌ای برای این نوع قاب باشند. در شکل ۴ سازه سه بعدی طراحی شده و قاب برگزیده آن به همراه مقاطع بدست آمده، نشان داده شده است. برای ارزیابی گره اتصال، یک گره میانی از قاب داخلی این سازه متقارن در طبقه دوم آن انتخاب شد. با توجه به تلاش‌های وارده بر گره انتخاب شده، طراحی گره مذکور در دو حالت درجا و پیش‌ساخته با استفاده از آیین‌نامه‌های ACI318-08 [۱۰] برای گره درجا و آیین‌نامه PCI 2004 [۱۱] برای قسمت انتهایی فرو رفته تیر و نشیمن ستون پیش‌ساخته انجام شد.



شکل ۳- جزئیات اتصال گره تیر به ستون پیش‌ساخته در طبقات و بام

### ۳- اتصالات مورد بررسی

برای بررسی اتصال پیش‌ساخته، سازه‌ای چهار طبقه با کاربری مسکونی که دارای سیستم باربرجانبی به صورت قاب خمشی بود با استفاده از آنالیز دینامیکی طیفی در نرم‌افزار Etabs طراحی شد. طراحی این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران



	B50-40	B50-40	B50-40	B50-40
C45-12-18	B50-40	B50-40	B50-40	B50-40
C45-12-18	B50-40	B50-40	B50-40	B50-40
C50-12-20	B50-40	B50-40	B50-40	B50-40
C50-12-25	B50-40	B50-40	B50-40	B50-40

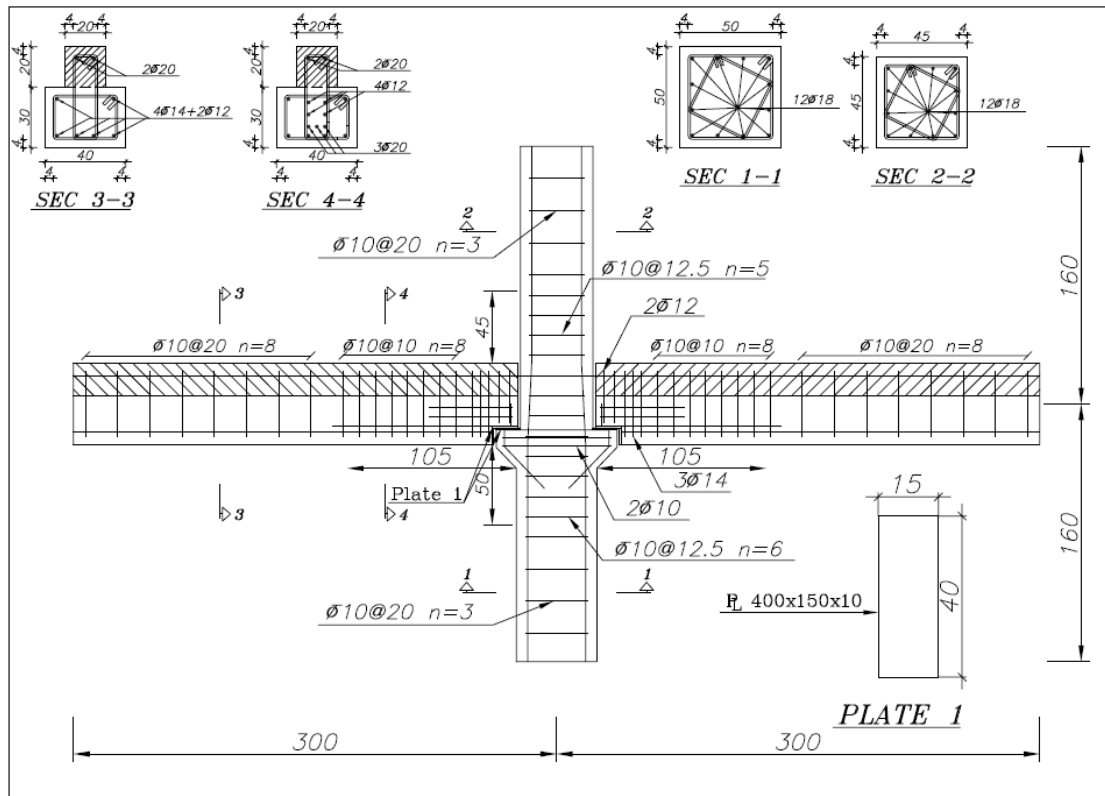
شکل ۴- شکل سه بعدی سازه طراحی شده و قاب انتخابی آن

اتصال در این ناحیه از طریق صفحه‌ای فولادی که از طریق جوش به آرماتورهای انتهایی تیر متصل گشته برقرار می‌شود. این صفحه به صفحه مدفون در قسمت نشیمن ستون از طریق جوشی با بعد ۸ میلی‌متر در دو طرف خود در هنگام نصب جوش خواهد شد. بعد از نصب تیرهای پیش‌ساخته و قرار گرفتن دال‌های توخالی بر روی نشیمن تعبیه شده به طول ۱۰ سانتی‌متر از هر طرف تیر آرماتورهای بالای تیر از درون خاموت‌های انتظار تیر و دال توخالی عبور داده شده و در سوراخ تعبیه شده در ستون عبور خواهند کرد. سپس

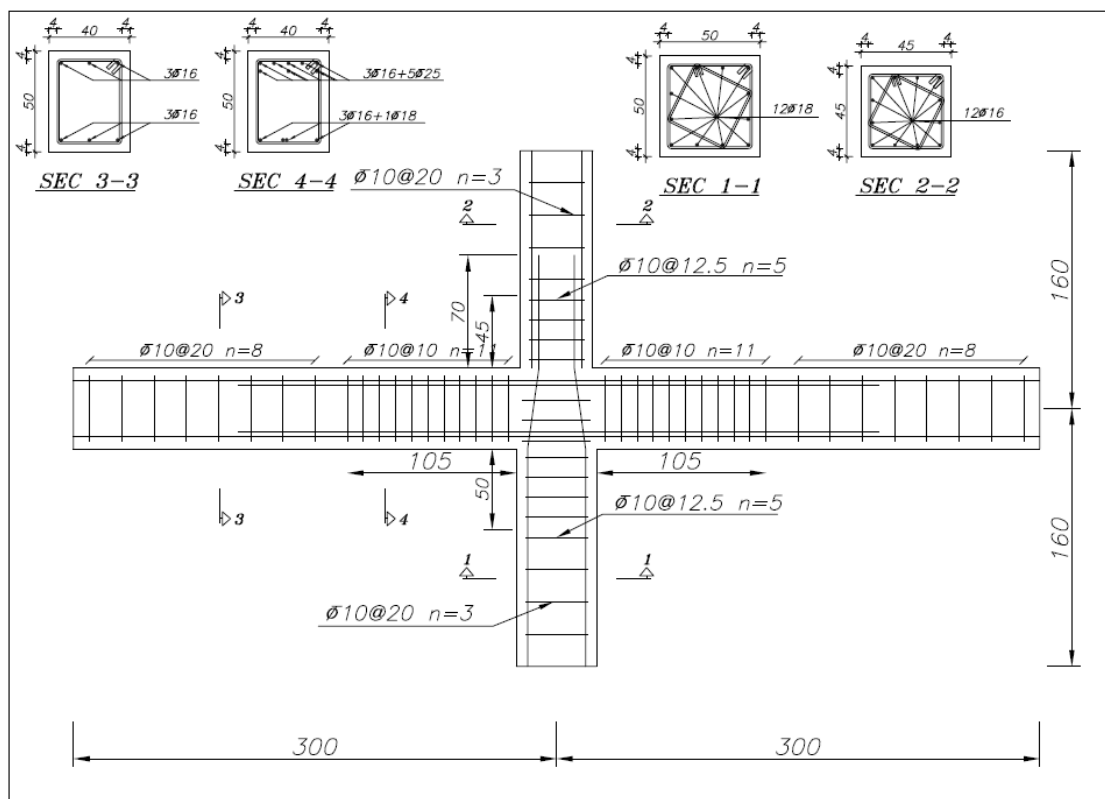
در شکل ۵ و ۶ به ترتیب جزئیات گره طراحی شده مربوط به سازه پیش‌ساخته و درجای معادل آن نشان داده شده است. در طراحی گره مورد بررسی ظرفیت خمشی، برشی، طول مهار و محل قطع میلگردها، ظرفیت مربوط به اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها، ظرفیت برشی ستون و ملزومات خاموت گذاری مربوط به قاب خمشی متوسط مورد توجه قرار گرفته‌اند. همانطور که در شکل نشان داده شده است، در اتصال پیش‌ساخته از قسمت فرورفته‌ای در انتهای تیر به عمق ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است.

مقایسه عملکرد یک نوع اتصال تیر به ستون بتنی پیش ساخته ...

قسمت بالایی تیر با استفاده از بتنی درجا در محل کامل خواهد شد. بالا و پایین، آرماتورهای طولی انتهایی تیر برای جلوگیری از ایجاد همانطور که در شکل نیز مشخص است علاوه بر آرماتورهای اصلی ترک‌های قائم و مایل در ناحیه فرورفته آن قرار داده می‌شود.



شکل ۵- ابعاد و جزئیات گره پیش ساخته طراحی شده



شکل ۶- ابعاد و جزئیات گره درجای طراحی شده

#### ۴- مدل رفتاری مصالح مورد استفاده

این رابطه قادر به در نظرگیری دامنه وسیعی از نمودارها از حالت خطی تا منحنی است. در این ناحیه  $f_c^{ef}$  مقاومت فشاری موثر بتن، کرنش در تنش حداکثر است.

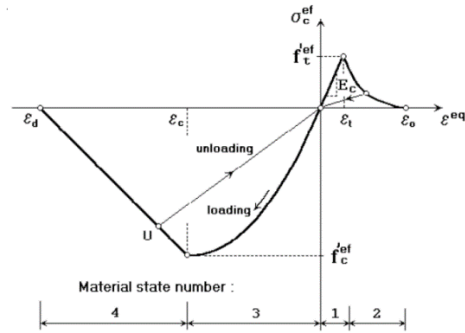
ناحیه فشاری بعد از تنش حداکثر: در این تحقیق از مدل صفحه فشاری فرضی که بر پایه تئوری انرژی تلف شده قرار دارد استفاده شده است. این تئوری توسط آزمایش‌های صورت گرفته توسط وان مایر [۱۴] مورد تایید قرار گرفته است.  $\epsilon_d$  در این ناحیه نشان دهنده کرنش معادل تنش صفر است.

معیار شکست بتن در تنش چند محوره منطبق بر روابط ارائه شده توسط کوپفر و همکاران [۱۵] در نظر گرفته شد.

برای مدل‌سازی آرماتور از مدل رفتاری "مجزا" استفاده شده است. در این مدل آرماتور مستقل از بتن و به صورت جداگانه و در تماس با بتن اطراف آن مدل‌سازی می‌گردد. منحنی رفتاری آرماتور هم‌انطور که در شکل ۸-الف نشان داده شده است به صورت ایده آل سازی شده و دو خطی با در نظرگیری سخت شوندهگی کرنشی  $E_{sh}$  معادل دو درصد از مدول الاستیسته اولیه  $E_s$  تعریف شد. برای در نظرگیری چسبندگی آرماتور به بتن اطراف آن از مدل رفتاری ارائه شده توسط آیین‌نامه CEB-FIP استفاده شد. نمودار چسبندگی لغزش ارائه شده توسط آیین‌نامه CEB-FIP در شکل ۸-ب نشان داده شده است.

در این مدل، پارامترهای  $k_1$ ،  $k_2$  و  $k_3$  بر اساس مقاومت فشاری بتن، قطر و نوع آرماتور تعریف می‌گردد. پارامتر مهم دیگر شرایط محصور شدگی و کیفیت بتن ریخته شده است. در این تحقیق پارامترهای یاد شده بر اساس نوع آرماتورهای آج‌دار و شرایط محصور شدگی با چسبندگی مطلوب انتخاب شد.

بررسی عملکرد گره اتصال از طریق آنالیز اجزای محدود غیر خطی نیازمند تعریف دقیق مصالح به صورت کامل و ایده آل سازی شده دارد. برای این منظور در ابتدا به تعریف بتن مصرفی در ناحیه گره اتصال می‌پردازیم. برای تعریف منحنی تنش-کرنش بتن در این تحقیق از مدل رفتاری CEB-FIP [۱۲] استفاده شد. این منحنی در شکل ۷ نشان داده شده است.



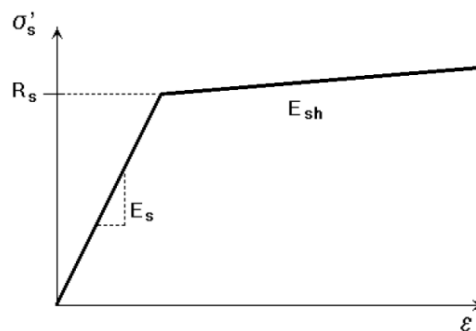
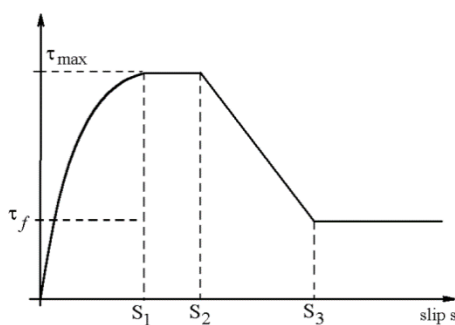
شکل ۷- مدل رفتاری CEB-FIP برای بتن [۱۲]

این دیاگرام شامل چهار قسمت عمده است.

ناحیه کششی قبل از ترک خوردگی: رفتار بتن در این ناحیه به صورت ماده با خواص الاستیک خطی در نظر گرفته شده است.  $E_c$  به عنوان مدول الاستیسته بتن و  $f_t^{ef}$  مقاومت کششی مؤثر برگرفته از تابع تنش دویعدی است.

ناحیه کششی بعد از ترک خوردگی: برای این ناحیه از تابع بازشدگی ترک توانی هردیک [۱۳] که به صورت آزمایشگاهی به دست آمده است، استفاده می‌شود.

ناحیه فشاری قبل از تنش حداکثر: رابطه ارائه شده برای این قسمت منطبق با مدل رفتاری ارائه شده توسط CEB-FIP برای بتن است.



الف- منحنی دو خطی همراه با سخت شوندهگی کرنشی آرماتور ب- مدل رفتاری چسبندگی آرماتور به بتن

شکل ۸- منحنی‌های رفتاری انتخاب شده برای آرماتور مدفون در بتن [۱۲]

صفحه نشیمن انتهایی تیر و صفحه قرار گرفته بر روی نشیمن ستون با استفاده از این مدل شبیه سازی شد. در جدول ۱ پارامترهای مهم تعریف شده برای مصالح مختلف در هر قسمت ذکر شده اند.

#### ۵- مدل اجزای محدودی

برای استفاده از آنالیز اجزای محدود در حل مسئله نیازمند استفاده از المان های خربایی و سه بعدی برای مش بندی عناصر یک بعدی و سه بعدی هستیم. این المان های ایزوتروپیک در حالت یک بعدی از انتگرال گیری گوس در یک نقطه (با توجه به درون یابی خطی) برای المان های دو گره ای و یا دو نقطه (با توجه به درون یابی توانی) برای المان های سه گره ای استفاده می کنند. این گونه المان ها برای مش بندی عناصر خطی در آنالیزهای سه بعدی مناسب اند. همچنین به منظور مش بندی عناصر سه بعدی نیز از المان های گره ای ۱۰ گره ای و آجری ۲۰ گره ای به صورت توأم استفاده شده است. هندسه و گره های المان های مذکور در شکل ۱۰ نشان داده شده است.

#### ۶- هندسه و برنامه بار گذاری

برای انجام آنالیز در این تحقیق از نرم افزار Atena 3D استفاده شده است. این نرم افزار قابلیت رصد رفتار غیر خطی منطقه اتصال، تمرکز تنش ها و کرنش ها در بتن، آرماتورهای طولی، عرضی و ترک خوردگی در مناطق مختلف بتن را داراست. شکل ۱۱ هندسه طرح شده برای بار گذاری گره تیر به ستون را در دو مرحله نشان می دهد. در مرحله اول ستون تحت بار محوری فشاری برابر ۷۰ تن قرار گرفت. این بار تقریباً معادل سهم بارگیر ستون از بارهای مرده و زنده وارد بر کف طبقه در تراز مربوطه است. این مرحله بار گذاری به صورت کنترل شونده توسط نیرو و در ۲۰ گام انجام شد.

در مرحله دوم بار در انتهای یکی از تیرهای متصل بر گره تیر و ستون قرار گرفته و در سه انتهای المان های دیگر تکیه گاه های مفصلی قرار داده شد. این مرحله بار گذاری کنترل شونده توسط تغییر مکان انجام شده و در هر گام، تغییر مکانی در حد یک میلی متر بر انتهای تیر در دو جهت مخالف اعمال گشت. بار گذاری برای بررسی عملکرد اتصال در لنگر مثبت و منفی تا رسیدن به دریافت ۶ درصد ادامه پیدا کرد.

گره مدل شده در نرم افزار برای دو حالت پیش ساخته و درجا در شکل ۱۲ نشان داده شده است. در محل بار گذاری و تکیه گاه ها

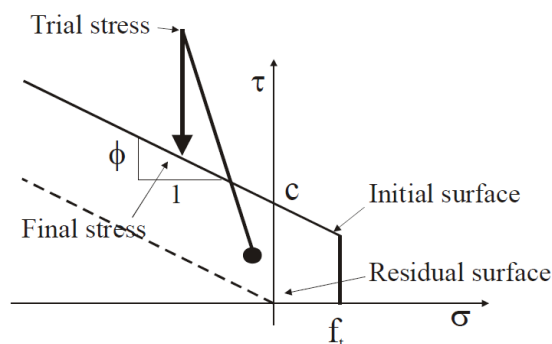
برای تعریف قطعات اتصالی فولادی از مدل پلاستیسته فون میسر [۱۶] که مدل پلاستیسته  $J_2$  نیز نامیده می شود و بر پایه پارامتر  $k$  قرار دارد، استفاده شد. تابع تسلیم در این مدل مطابق رابطه ۱ تعریف می شود.

$$F^P(\sigma_{ij}) = \sqrt{J_2} - k(\epsilon_{eq}^P) = 0 \quad (1)$$

در این رابطه  $J_2$  اشاره به ثابت دوم از تانسور تنش انحرافی دارد. پارامتر  $k$  تنش برشی حداکثر طبق رابطه ۲ است.

$$k(\epsilon_{eq}^P) = \sigma_y + H\epsilon_{eq}^P \quad (2)$$

پارامتر  $H$  شیب مربوط به ناحیه سخت شوندگی فولاد است. در سطوح مشترک برای شبیه سازی صفحه تماس بین دو ماده و پیش بینی رفتار مصالح در سطح مشترکشان از مدل رفتاری بر پایه تئوری مور-کولمب [۱۶] استفاده شده است. در این تئوری رفتار سطوح مشترک بین دو ماده بستگی به جنس سطح و تنش های نرمال و مماسی ایجاد شده در سطح مشترک دارد. نمودار تنش در سطح مشترک المان ها با استفاده از رابطه تئوری مور-کولمب در شکل ۹ نشان داده شده است.



شکل ۹- منحنی رفتاری در سطح مشترک بر پایه تئوری مور-کولمب [۱۶] شرایط مربوط به سطح اولیه شکست در تئوری مور کولمب از رابطه ۳ بدست می آید.

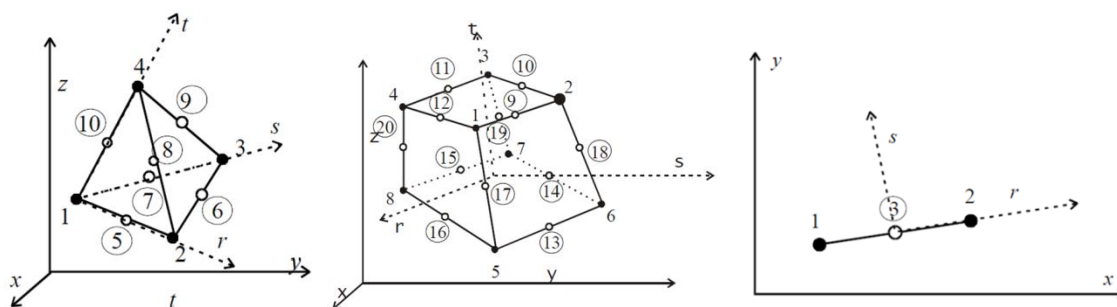
$$\begin{aligned} |\tau| &\leq c - \sigma \cdot \phi, \sigma \leq f_t \\ \tau &= 0, \sigma > f_t \end{aligned} \quad (3)$$

در این روابط،  $c$  چسبندگی و  $\phi$  زاویه اصطکاک داخلی است. بعد از اینکه تنش های وارده بیش از مقاومت موجود در سطح شد، سطح مشترک خرد شده و مقاومت باقی مانده فقط ناشی از اصطکاک موجود در سطح باقی مانده خواهد بود. از این مدل رفتاری در این تحقیق برای تعریف سطح مشترک بتن جدید ریخته شده در بالا و همچنین بر گره اتصال و بتن سخت شده اجزای تیر و ستون پیش ساخته استفاده شده است. همچنین سطح مشترک

برای جلوگیری از تمرکز تنش و خرد شدگی زودرس بتن از صفحات فولادی استفاده شده است. بر روی این صفحات و در محل بارگذاری نقاطی برای اندازه‌گیری تغییر مکان و نیروی اعمالی در هر گام از بارگذاری در نظر گرفته شد. همچنین کرنش‌ها در فواصل معین از گره اتصال بر روی آرماتورهای بالا و در حین بارگذاری و در گام پایانی الگوی ترک خوردگی و رسیدن گره مورد بررسی قرار گرفت.

جدول ۱- پارامترهای مربوط به تعریف مصالح

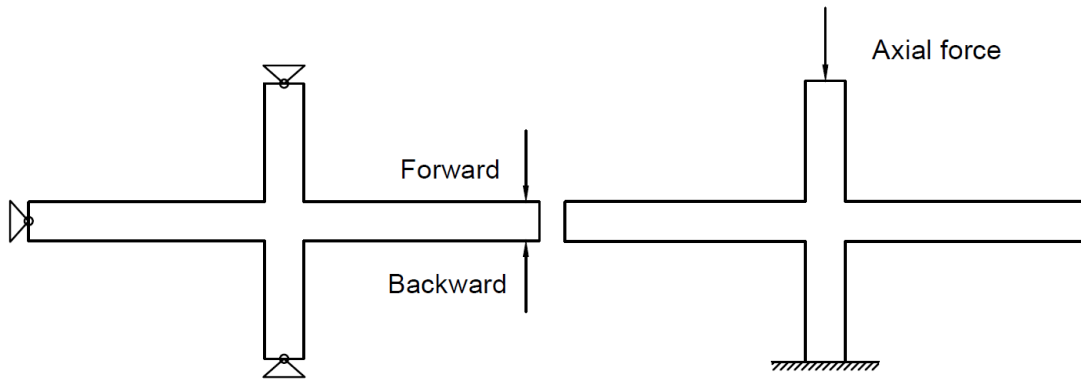
پارامتر	تعریف پارامتر	رابطه یا توضیحات ارائه شده	مقدار	واحد
بتن				
$f'_c$	مقاومت استوانه‌ای	$f'_c = -0.85f_{cu}$	۳۰۰	kg/cm <sup>2</sup>
$f'_t$	مقاومت کششی	$f'_t = 0.24f_{cu}^{2/3}$	۲۵/۸	kg/cm <sup>2</sup>
$E_c$	مدول الاستیک اولیه	$E_c = (6000 - 15.5f'_{cu})\sqrt{f'_{cu}}$	۳/۲۴E۵	kg/cm <sup>2</sup>
$\nu$	نسبت پواسون	-	۰/۲	-
آرماتور عرضی				
$E_s$	مدول الاستیک	-	۲/۱E۶	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y$	تنش تسلیم	-	۳۰۰۰	kg/cm <sup>2</sup>
$H$	شیب ناحیه سخت شونده‌گی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰۰	kg/cm <sup>2</sup>
آرماتور طولی				
$E_s$	مدول الاستیک	-	۲/۱E۶	kg/cm <sup>2</sup>
$\sigma_y$	تنش تسلیم	-	۴۰۰۰	kg/cm <sup>2</sup>
$H$	شیب ناحیه سخت شونده‌گی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰۰	kg/cm <sup>2</sup>
چسبندگی آرماتور				
$f_{cu}$	مقاومت بتن مورد استفاده	-	۳۵۰	kg/cm <sup>2</sup>
-	نوع آرماتور مورد استفاده	آرماتور از نوع آج دار است	-	-
-	شرایط محصور شدگی	آرماتور از نوع محصور شده است	-	-
-	کیفیت چسبندگی	مطلوب در نظر گرفته شد	-	-
سطوح تماس بتن جدید و قدیم				
$c$	چسبندگی سطوح	-	۹/۱	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	زاویه اصطکاک داخلی	برای حالتی که سطح بین بتن‌ها	۰/۶	-
سطح تماس صفحات انتهایی تیر و نشیمن ستون				
$c$	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین	۲۳/۱	kg/cm <sup>2</sup>
$\phi$	زاویه اصطکاک داخلی	-	0	-



الف- المان ۳ گرهی خط ب- المان آجری ۲۰ گرهی سه بعدی ج- المان گوه ای ۱۰ گرهی سه بعدی

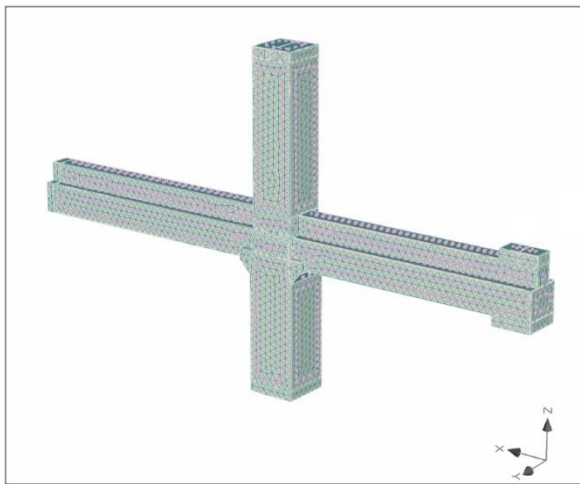
شکل ۱۰- المان‌های اجزای محدودی مورد استفاده در نرم افزار [۱۷]



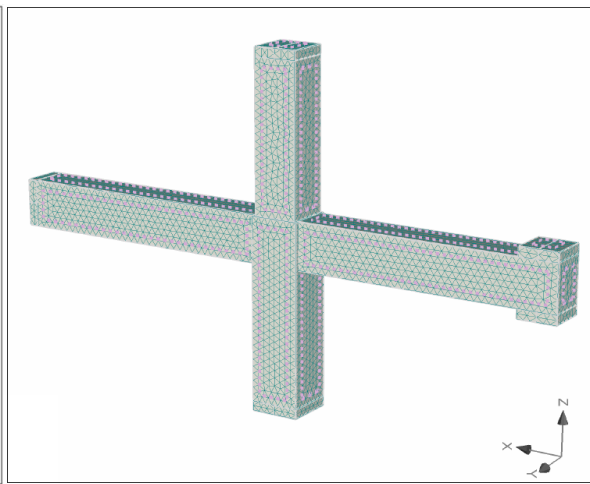


الف- بارگذاری محوری ستون در مرحله اول      ب- بارگذاری در انتهای تیر در مرحله دوم

شکل ۱۱- هندسه در نظر گرفته شده و مراحل بارگذاری در نرم افزار



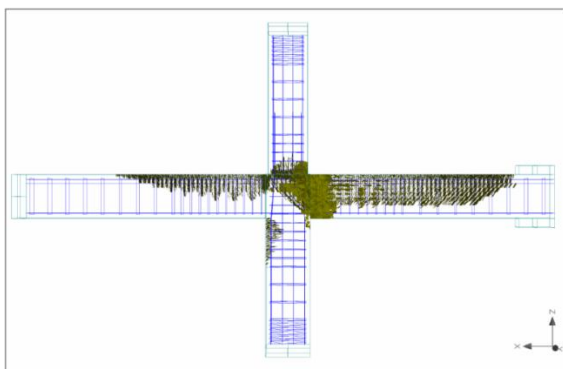
ب- مدل اجزای محدودی گره پیش ساخته



الف- مدل اجزای محدودی گره درجا

شکل ۱۲- مدل اجزای محدودی و مش بندی صورت گرفته در نرم افزار

نیز دچار ترک خوردگی شدند. نمای جانبی گره تیر به ستون و الگوی ترک خوردگی آن در این حالت در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



شکل ۱۳- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر منفی

## ۷- بحث در مورد نتایج آنالیز

آنالیز انجام شده بر روی گره درجا و پیش ساخته تحت لنگر منفی و مثبت و به صورت یکنواخت انجام شد. هر اتصال به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفت.

### ۷-۱- اتصال درجا تحت لنگر منفی

در این حالت بار محوری در انتهای تیر به سمت پایین اعمال شد. ابتدا در گام‌های نخستین ترک‌ها در ناحیه بتن پوشش بالای انتهای تیر تشکیل شدند. در ادامه گسترش ترک‌ها به سمت میانی تیر ادامه یافت و ناحیه گره اتصال نیز دچار ترک خوردگی مایل شد. در گام‌های پایانی با افزایش تغییر مکان اعمالی همانطور که در شکل نیز مشخص است عرض ترک‌ها در ناحیه انتهای تیر بیشتر شده و همچنین قسمت‌های تحتانی تیر متصل به تکیه گاه و ستون

حداکثر باشد و همچنین شکل پذیری در مقاومتی در حد ۰/۸۵ مقاومت حداکثر باید مورد بررسی قرار گیرد. این حدود در شکل برای بررسی عملکرد اتصال مورد نظر نشان داده شده است. همانطور که از شکل مشخص است مقاومت حداکثری این اتصال  $56/97 \text{ ton.m}$  بدست آمد که این مقاومت قابل مقایسه با مقادیر محاسباتی حاصل از ظرفیت تیر بر اساس فرضیه سازگاری کرنش‌ها و تئوری بلوک تنش ویتنی مطابق رابطه ۴ است.

$$M_n = 0.85f'_c ab(d - a/2) + A_s f'_y (d - d') \quad (4)$$

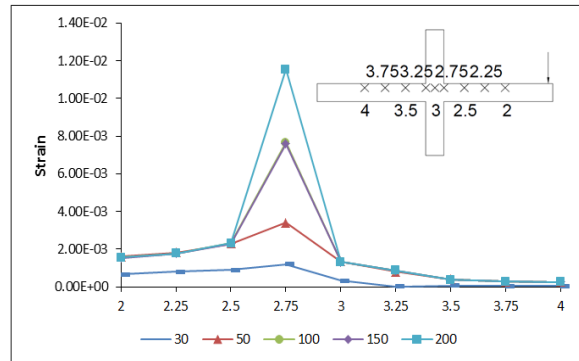
که در این رابطه  $M_n$  مقاومت اسمی خمشی تیر،  $a$  ارتفاع بلوک تنش،  $b$  عرض بال فشاری،  $A_s$  مساحت فولاد فشاری،  $f'_y$  تنش،  $b$  عرض بال فشاری،  $d$  و  $d'$  به ترتیب فاصله آرماتور مقاومت تسلیم فولاد فشاری و  $d$  و  $d'$  به ترتیب فاصله آرماتور کششی و فشاری تا آخرین تار فشاری تیر بتنی است. لنگر مقاوم به دست آمده از رابطه ۴،  $49/40 \text{ ton.m}$  می باشد که اختلاف ۱۳٪ با مقدار به دست آمده از نرم افزار دارد.

همانطور که مشاهده می شود در دریافت حداکثر اعمالی، اتصال افت مقاومتی در حد ۵ درصد را تجربه کرده است که در حد قابل قبول می باشد.

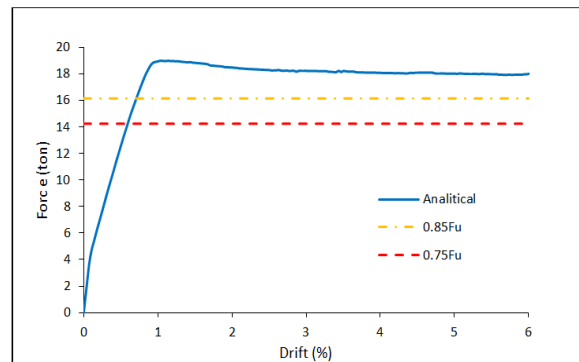
## ۲-۷- اتصال درجا تحت لنگر مثبت

در این حالت بار محوری در انتهای تیر به سمت بالا اعمال شد. ترک خوردگی از ناحیه زیرین تیری که تحت بارگذاری قرار داشت، شروع و با افزایش نیروی اعمالی گسترش ترک به سمت نواحی میانی تیر ادامه یافت. در ادامه چگالی ترک های عمودی در ناحیه منتهی به گره اتصال بیشتر شد. گسیختگی نهایی در این حالت با باز شدن عرض ترک ها در ناحیه انتهای تیر صورت گرفت این در حالی است که ستون و تیر مقابل تا کرنش گسیختگی دچار ترک خوردگی محسوسی نشدند. الگو و چگالی ترک خوردگی در شکل ۱۶ نشان داده شده است.

همانطور که در شکل ۱۷ نشان داده شده است، در این حالت کرنش حداکثر در بر ستون اتفاق افتاد. این ناحیه محل تشکیل مفصل پلاستیک در گام های پایانی است. این در حالی است که آرماتورهای پایین در گره اتصال و تیر مقابل کرنش بسیار ناچیزی را تجربه کردند. نمودار نیرو-دریافت اتصال در شکل ۱۸ نشان داده شده است. مقاومت نهایی این اتصال در حد  $17/43 \text{ ton.m}$  بدست



شکل ۱۴- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر در جای بتنی تحت لنگر منفی



شکل ۱۵- منحنی نیرو-دریافت اتصال درجا تحت لنگر منفی

میزان کرنش ایجاد شده در آرماتورهای فوقانی (تحت لنگر منفی) و تحتانی (تحت لنگر مثبت) تیر در فواصل ۲، ۲/۲۵، ۲/۵، ۲/۷۵ (بر ستون)، ۳ (وسط گره)، ۳/۲۵، ۳/۵، ۳/۷۵، ۴ متری از محل بارگذاری اندازه گیری شد. اندازه گیری های انجام شده مربوط به گام های ۳۰، ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ بارگذاری هستند. همانطور که در شکل ۱۴ نیز مشخص است در اتصال درجا از گام های نخست کرنش حداکثر در آرماتورهای فوقانی تیر در بر ستون اتفاق افتاد و با ادامه بارگذاری تمرکز کرنش در این قسمت بوجود آمد تا شکست در گام های پایانی مربوط به تسلیم شدگی این آرماتورها و خرد شدن بتن ناحیه فشاری در این مقطع باشد. میزان کرنش در گره اتصال و تیر مقابل در مقایسه با تیر تحت بار کمتر است.

نمودار نیرو-دریافت گره درجا تحت بارگذاری اعمالی در این حالت در شکل ۱۵ نشان داده شده است. طبق آیین نامه ACI374.1-05 [۱۸] دریافت انتهای المان تحت بار برای گره تیر به ستون باید بیش از ۳/۵ درصد و بر اساس آیین نامه ACI1.01 [۱۹] مقاومت گسیختگی باید در حد ۰/۷۵ مقاومت

### ۷-۳- اتصال پیش ساخته تحت لنگر منفی

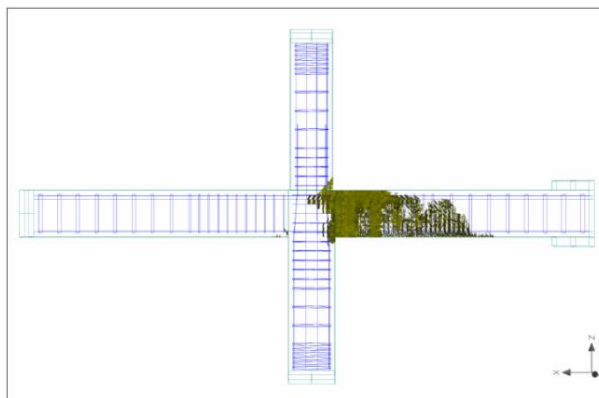
در این حالت با شروع بارگذاری در ناحیه ابتدایی قسمت فرورفته تیر ترک‌های قطری به وجود آمد. در ادامه در قسمت بتن پوشش آرماتورهای طولی بالا ترک‌های عمودی تشکیل شد. تجمع این ترک‌ها در ناحیه انتهایی تیر بیشتر بود. با افزایش گام‌های بارگذاری ترک‌های عمودی به سمت قسمت میانی تیر نفوذ کردند و در ناحیه نشیمن ستون نیز ترک خوردگی محدودی ایجاد شد. گام‌های پایانی بارگذاری با افزایش عرض ترک‌های مایل و عمودی در ابتدای قسمت فرورفته تیر همراه بود. این در حالی است که جدا شدگی در محل اتصال تیر به نشیمن دیده نشد و همچنین در خود ستون و تیر مقابل ترکی مشاهده نگردید. الگوی ترک خوردگی گره اتصال در گام پایانی در این حالت در شکل ۱۹ نشان داده شده است.

کرنش‌های به دست آمده از خروجی کرنش سنج‌ها نشان از افزایش نسبتاً یکنواخت کرنش تا دررفت ۱ درصد و رسیدن آرماتور به کرنش تسلیم در این گام و سپس تمرکز کرنش در بر ستون تا رسیدن به گسیختگی نهایی در این ناحیه است. کرنش در آرماتور در گره اتصال و تیر مقابل در حد صفر است. نمودار نیرو-دررفت گره اتصال تیر پیش ساخته تحت لنگر منفی در شکل ۲۱ نشان داده شده است. مقاومت حداکثر در این اتصال  $14/67 \text{ ton.m}$  بوده و دررفت حداکثر در این اتصال تا ۶ درصد ادامه پیدا کرد. افت مقاومت در دررفت نهایی  $6/67$  درصد بود که مقداری قابل قبول است.

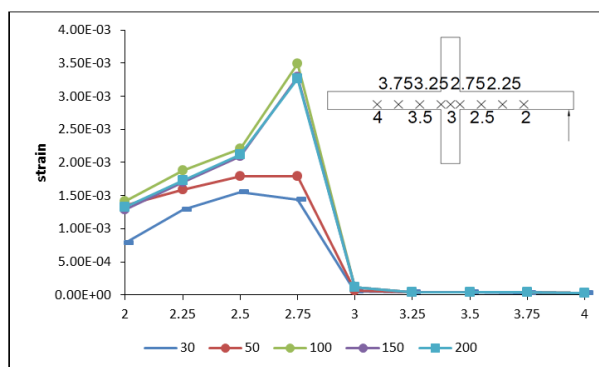
### ۷-۴- اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت

در این حالت شروع ترک خوردگی در محدوده بتن اطراف ناحیه اتصال تیر پیش ساخته به نشیمن ستون آغاز شد. با ادامه بارگذاری ترک‌هایی در قسمت پایین تیر به صورت پراکنده اتفاق افتاد. این ترک‌ها تا پایان بارگذاری گسترده‌تری بیشتر پیدا نکرد. در نهایت، افزایش تعداد گام‌ها با شکست در جوش اتصال صفحه انتهایی تیر به نشیمن ستون و جدا شدگی در ناحیه گروت و بتن انتهایی تیر در بر ستون همراه بود. در این حالت تا گام‌های پایانی ترک خوردگی محسوسی در قسمت‌های دیگر تیر و ستون اتفاق نیفتاد. در شکل ۲۲ تمرکز ترک خوردگی و خرد شدگی در ناحیه گروت انتهایی تیر دیده می‌شود.

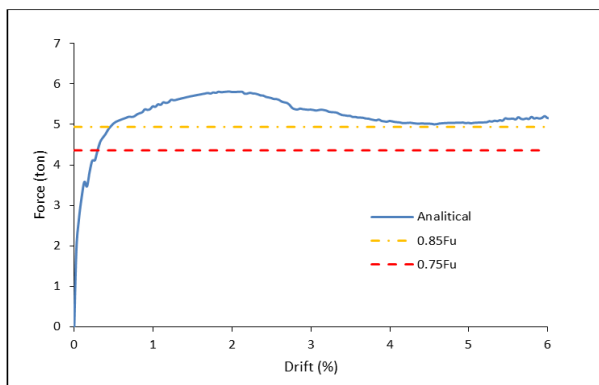
آمد. مقادیر بدست آمده از ظرفیت اتصال در این حالت نیز بسیار نزدیک به ظرفیت انتهایی تیر بر اساس رابطه ۴ است. مقدار به دست آمده از رابطه ۴ در این حالت  $17/90 \text{ ton.m}$  می‌باشد که در مقایسه با مقدار لنگر بدست آمده  $3/3$  اختلاف دارد. این در حالی است که در این حالت هم اتصال توانست تا دررفت ۶ درصد عملکرد مناسبی از خود نشان دهد و کاهش مقاومتی در حد ۱۱ درصد را تجربه کرد.



شکل ۱۶- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر مثبت



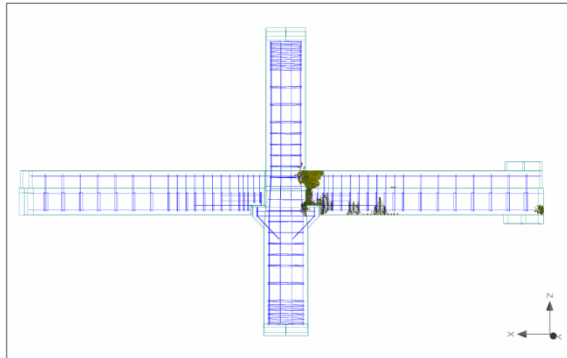
شکل ۱۷- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر در جای بتنی تحت لنگر مثبت



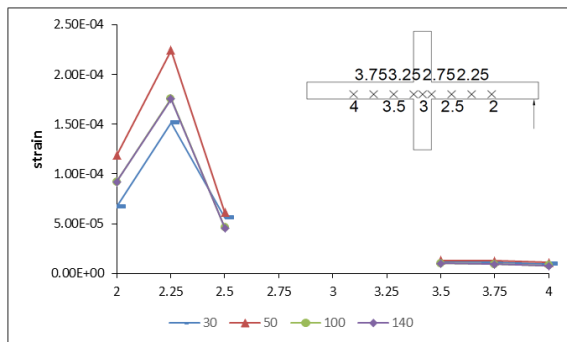
شکل ۱۸- منحنی نیرو-دررفت اتصال درجا تحت لنگر مثبت

صفحه انتهایی تیر به نشیمن ستون، کرنش در آرماتورها کاهش یافت.

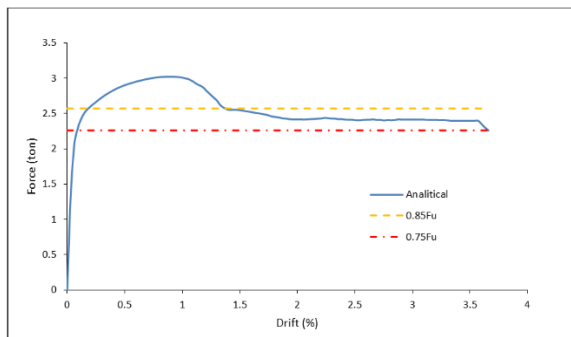
نمودار نیرو-دریفت اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت در شکل ۲۴ نشان داده شده است. مقاومت حداکثر بدست آمده  $ton.m$  ۹/۰۶ است. همانطور که در شکل نیز مشخص است میزان مقاومت اتصال در دریفت ۱/۳۶ درصد به ۰/۸۵ مقاومت حداکثر و در دریفت ۳/۶۶ درصد به ۰/۷۵ مقاومت حداکثر کاهش پیدا کرد.



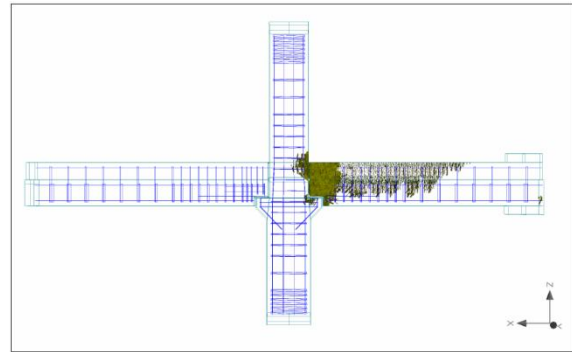
شکل ۲۲- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت



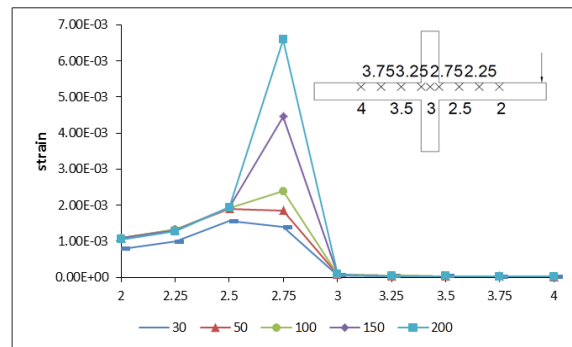
شکل ۲۳- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر پیش ساخته بتنی تحت لنگر مثبت



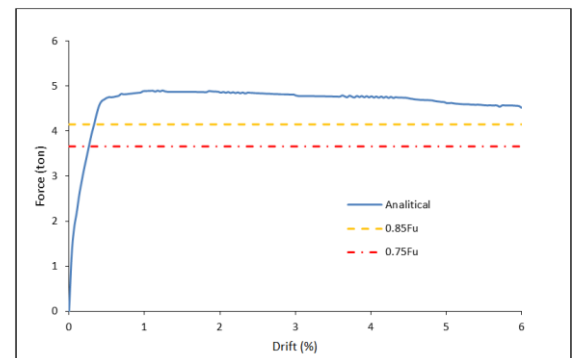
شکل ۲۴- منحنی نیرو-دریفت اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت پارامترهای مربوط به منحنی نیرو-دریفت اتصالات که در شکل ۲۵ بصورت یکجا برای لنگرهای منفی و مثبت نشان داده شده



شکل ۱۹- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش ساخته تحت لنگر منفی



شکل ۲۰- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر پیش ساخته بتنی تحت لنگر منفی

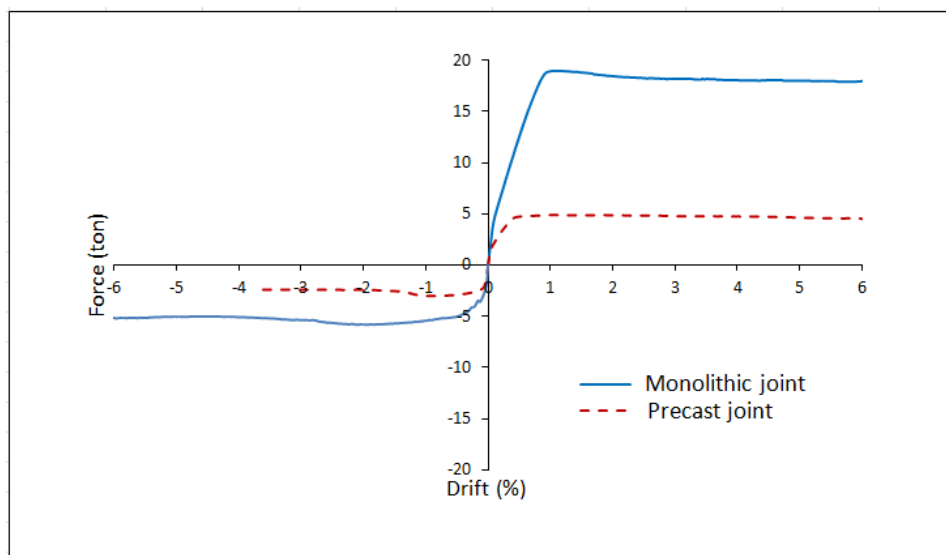


شکل ۲۱- منحنی نیرو-دریفت اتصال پیش ساخته تحت لنگر منفی

برای بررسی کرنش ایجاد شده در آرماتور پایین تیر پیش ساخته در این حالت از کرنش ها در فواصل ۲، ۲/۲۵، ۲/۵، ۳/۵، ۳/۷۵ و ۴ متری از محل بارگذاری اندازه گیری شد. نتایج کرنش های ثبت شده در شکل ۲۳ آورده شده است. همانطور که مشاهده می شود تا لحظه گسیختگی آرماتورهای پایین تیر به کرنش تسلیم نرسیده اند. کرنش حداکثر در گام ۵۰ در فاصله نیم متری از بر ستون اتفاق افتاد. در گام های بعدی به دلیل شکست در ناحیه اتصال

در لنگر مثبت اتصال پیش ساخته افت مقاومتی بیش از  $0.15F_u$  را تجربه کرد. میزان جذب انرژی در دسترس از اتصال پیش ساخته در لنگر منفی در حد  $0.27$  و در لنگر مثبت  $0.3$  اتصال درجاست. این مقدار اندک جذب انرژی بدست آمده از اتصال پیش ساخته باعث کاهش میزان جذب انرژی و ایجاد رفتاری ترد در کل سازه خواهد شد. همچنین اتصال پیش ساخته از لحاظ شکل پذیری تحت لنگر مثبت با داشتن صفحات جوش شده بهم نتوانست عملکرد مناسبی در حد اتصال درجا از خود نشان دهد و دچار شکست زودرس شد. این در حالی است که با استفاده از نوع اتصال جوشی بکار رفته سختی اولیه این اتصال تحت لنگر مثبت بر خلاف لنگر منفی بیش از اتصال درجا بدست آمده است.

است، در جدول ۲ آورده شده‌اند. این پارامترها شامل مقاومت نهایی، مقاومت تسلیم، مقاومت گسیختگی، میزان جذب انرژی، درصد افت مقاومت در دررفت حداکثر (یا دررفت نهایی اندازه گیری شده)، دررفت حداکثر، دررفت در مقاومت تسلیم، شکل پذیری و سختی اولیه اتصال است. میزان جذب انرژی از مساحت زیر نمودار و میزان شکل پذیری با استفاده از نسبت دررفت حداکثر (یا دررفت نهایی اندازه گیری شده) به دررفت نظیر مقاومت تسلیم تعریف شده است. همانطور که در جدول نشان داده شده است، مقاومت قابل حصول از اتصال پیش ساخته در لنگر منفی  $0.26$  و در لنگر مثبت  $0.52$  اتصال درجا می‌باشد. میزان افت مقاومت در هر دو اتصال در لنگر منفی در حد قابل قبول بوده ولی



شکل ۲۵- منحنی نیرو-دررفت اتصالات تحت لنگر منفی و مثبت

جدول ۲- پارامترهای مربوط به منحنی نیرو- دررفت اتصالات

اتصال	اتصال درجا تحت لنگر مثبت	اتصال درجا تحت لنگر منفی	پارامتر اندازه گیری شده
اتصال پیش ساخته <td>تحت لنگر منفی <td>تحت لنگر مثبت <td>مقاومت نهایی (ton)</td> </td></td>	تحت لنگر منفی <td>تحت لنگر مثبت <td>مقاومت نهایی (ton)</td> </td>	تحت لنگر مثبت <td>مقاومت نهایی (ton)</td>	مقاومت نهایی (ton)
۳/۰۲	۴/۸۹	۵/۸۱	۱۸/۹۹
۲/۲۹	۴/۵۷	۴/۹۵	۱۸/۶۷
۲/۳۹	۴/۵۲	۵/۱۵	۱۸/۰۱
۲۵	۶/۶۷	۱۱	۵/۲۰
۹/۳۸	۲۷/۹۳	۳۱/۴۴	۱۰۳/۶۳
۳/۶۶	۶<	۶<	۶<
۰/۰۵	۰/۲۶	۰/۱۴۶	۰/۶۵
۲۶/۶۶	۲۲/۷۷<	۴۱/۱۶<	۹/۲۰<
۴۵/۰۲	۱۷/۳۱	۳۳/۹۳	۲۶/۰۷

## ۸- نتیجه گیری

این حالت اتصال نتوانست شکل پذیری مناسبی از خود نشان دهد.

برای بهبود عملکرد اتصالات پیش ساخته رایج با توجه به اهمیت تامین ظرفیت خمشی منفی در ناحیه اتصال تیر به ستون، به عنوان یک راهکار می توان بازوی لنگر را از طریق پر کردن فاصله بین نشیمن ستون تا ناحیه ابتدای تیر فرو رفته از طریق مواد پر کننده مقاوم افزایش داد. تحقیقات اولیه در این زمینه نشان می دهد از این طریق ظرفیت ناحیه انتهای تیر به میزان ۳۰ درصد افزایش می یابد. همچنین می توان با استفاده از طول یا بعد جوش بیشتر در محل اتصال صفحه روی نشیمن ستون به صفحه مهار شده در انتهای تیر فرورفته ظرفیت خمشی مثبت اتصال تیر به ستون پیش ساخته را بهبود بخشید تا از شکست زود هنگام اتصال در این ناحیه پرهیز شود.

مهم ترین چالش پیش روی سازه های پیش ساخته با توجه به دقت به کار رفته در ساخت المان های آنها، چگونگی اتصال این اعضا در پای کار است. این امر توجه به اتصالات را در این گونه سازه ها دو چندان می نماید. نتایج بررسی اتصالات کار شده و مقایسه آن ها با یکدیگر نشان می دهد اتصال پیش ساخته رایج در کشور در مقایسه با اتصالات درجا عملکرد ضعیفی دارد. این عملکرد ضعیف منجر به وقوع تلفات جانی و مالی در اینگونه سازه ها در هنگام وقوع بلایای طبیعی چون زلزله خواهد شد. بنابراین توجه بیشتر به راهکارهایی برای بهبود عملکرد اینگونه اتصالات ضروری به نظر می رسد. خلاصه نتایج حاصله از عملکرد اتصال درجا و پیش ساخته بررسی شده را می توان به صورت زیر بیان کرد:

## ۹- مراجع

- [1] Rodriguez, M. E., Torres, M. M., "Seismic Behavior of a Type of Welded Precast Concrete Beam-to-Column Connection", PCI Journal, pp.81-94, (2013).
- [2] Hong, W., Kim, S., Park, S., Kim, J., Lee, S., Yoon, K., Kim, S., "Composite Beam Composed of Steel And Precast Concrete (Modularized Hybrid System)", The Structural Design of Tall and Special Buildings, 19, pp. 707-727, (2010).
- [3] Fan, L., Lu, X., "Investigation on Seismic Behavior of Jointed Precast Concrete Frame Structures", The 14 World Conference on Earthquake Engineering, China, pp. 12-17, (2008).
- [4] Choi, H., Choi, Y., Choi, C., "Development and Testing of Precast Concrete Beam-to-Column Connections", Engineering Structure, 56, pp. 1820-1835, (2013).
- [5] Maya, L., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C., Portabella, J., "Experimental Assessment of Connections for Precast Concrete Frames Using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete Construction", 48, pp.173-186, (2013).
- [6] Hawileh, R. A., Rahman, A., Tabatabai, H., "Nonlinear finite analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads", Applied Mathematical Modeling, 34, pp.2562-2583, (2010).
- [7] Bradley, B. A., Dahkal, R. P., Mander, J. B., Li, L., "Experimental Multi-Level Seismic

- ۱- با توجه به عملکرد نامناسب اتصال تیر به ستون پیش ساخته رایج در مقایسه با اتصالات درجا نمی توان از آن به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه های پیش ساخته استفاده کرد.
- ۲- میزان مقاومت قابل حصول از اتصال پیش ساخته در لنگر منفی و مثبت به ترتیب ۰/۲۶ و ۰/۵۲ اتصال درجا بدست آمد. این مقاومت کم باعث کاهش درجه نامعینی در سازه و تمرکز لنگرهای وارده ناشی از بارهای جانبی و ثقلی به پای ستون های سازه خواهد شد.
- ۳- جذب انرژی قابل حصول از اتصال پیش ساخته در لنگر منفی و مثبت به ترتیب ۰/۲۷ و ۰/۳ اتصال درجا بدست آمد. این جذب انرژی پایین منجر به رفتار ترد در کل سازه خواهد شد.
- ۴- گسیختگی در اتصال درجا ناشی از به تسلیم رسیدن آرماتورهای طولی و در نهایت خرد شدگی بتن ناحیه فشاری بود.
- ۵- گسیختگی در اتصال پیش ساخته در لنگر منفی ناشی از بازشدگی ترک های مایل و قائم در محل ابتدای تیر فرورفته و در لنگر مثبت ناشی از شکست زود هنگام جوش محل اتصال صفحه انتهای تیر به نشیمن ستون بود. در این حالت آرماتورهای تیر به کرنش تسلیم نرسیدند.
- ۶- افت مقاومت در کرنش نهایی در اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت به مقداری کمتر از  $0.85F_{II}$  تقلیل پیدا کرد و در

Performance Assessment of 3D RC Frame Designed for Damage Avoidance”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 37, pp.1-20, (2007).

[8] Ozden, S., Ertas, O., “Behavior of Unbonded, Post- Tensioned, Precast Concrete Connections with Different Percentage of Mild Steel Reinforcement”, PCI Journal, pp.32-44, (2007).

[9] آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰)،

ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ۱۳۹۲.

[10] ACI 318M-08, “Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary” American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, vol. 318, (2008).

[11] PCI-04, “Precast/Prestressed Concrete Institute, Design Handbook”, 6<sup>th</sup> Edition, Chicago, Illinois, (2004).

[12] CEB-FIP Model Code 1990, First Draft, Committee Euro-International du Beton, Bulletin information No. 195, (1990).

[13] Hordijk, D.A. “Local Approach to Fatigue of Concrete”, Delft University of Technology, Netherland, (ISBN 90/9004519-8), (1991).

[14] VanMier, J.G.M., “Multi-axial Strain-Softening of Concrete, Part I: Fracture, Materials and Structures”, RILEM, 19(111), (1986).

[15] Kupfer, H., Hilsdorf, H.K., Rusch, H. “Behavior of Concrete under Biaxial Stress”, Journal ACI, 66(8), pp.656-666, (1969).

[16] Chen, W.F, Saleeb, A.F. “Constitutive Equations for Engineering Materials”, John Willey & Sons, (ISBN 0-471-09149-9), (1982).

[17] Atena Theory, “Atena Program Documentation”, Cervenka Consulting, Prague, (2007).

[18] ACI 374.1-05, “Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary” American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, (2005).

[19] ACI T1.1R-01, “Commentary on Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing” ACI Manual of Concrete Practice, pp.1-7, (2002).

## Investigation of the Iran common Precast Connection Behavior Compared with Cast in Place Connections

J.Esmaeili \*

Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Iran

N.Ahooghalandary

Ph.D Student, Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Iran

M.Farzam

Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, Tabriz University, Iran

### Abstract

Precasting is defined as casting structures element in factory and connecting them in construction site. Therefore precast structures have different connections in comparison with monolithic ones which can lead to different seismic behavior regarding ultimate strength and specially ductility and energy dissipation as a very important seismic requirements. The purpose of this research is investigation of the precast connections behavior as these connections have a different seismic behavior. According to the recent studies the most important problem in these structures is due to connection joints. The purpose of this research is to study of the Iran common precast connection behavior by finite element method and compares its behavior with that of cast in place connections. So a middle joint of a four story structure with moderate moment resistant frames is compared in two precast and monolithic structures. Results indicate that the precast connection has not suitable behavior in strength, ductility and energy dissipation under applied efforts.

**Keywords:** Beam to column connections, precast structure, finite element method, precast connection.

---

\*Corresponding author: J-Esmaeili@tabrizu.ac.ir