

ارائه نوعی اتصال تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته و مقایسه آن با اتصالات رایج

جمشید اسماعیلی^{۱*}، سیدنیرم آهوقلندری^۲، مسعود فرزاد^۳

^۱ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز

^۲ دانشجوی دکتری مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز

^۳ استادیار دانشکده مهندسی عمران، دانشکده عمران، دانشگاه تبریز

(دریافت: ۹۵/۷/۱۰، پذیرش: ۹۶/۲/۳۱، نشر آنلاین: ۹۶/۳/۱)

چکیده

پیش‌ساخته‌سازی به معنای ساخت سازه در کارگاه و اتصال آن در محل اجرای پروژه می‌باشد. بنابراین سازه‌های پیش‌ساخته دارای اتصالاتی متفاوت از سازه‌های درجای معادل خود هستند. هدف از این تحقیق بررسی عملکرد اتصالات در این‌گونه ساختمان‌هاست زیرا در نتیجه وجود این اتصالات، سازه‌های پیش‌ساخته رفتار لرزه‌ای متفاوتی نسبت به سازه‌های درجا خواهند داشت. مطالعات نشان می‌دهد مهم‌ترین ضعف مشهود در این ساختمان‌ها در ناحیه اتصال آنها رخ داده است. در این تحقیق سعی شده با ارائه نوعی اتصال جدید و مقایسه آن با اتصال پیش‌ساخته رایج در کشور و اتصال درجای معادل آنها به بهبود این ضعف رایج در سازه‌های پیش‌ساخته کنونی کمک شود. در این مطالعه برای مقایسه عملکرد اتصالات یاد شده از آنالیز اجزای محدودی گره تیر به ستون استفاده شد. برای این منظور گره میانی یک سازه چهار طبقه دارای سیستم قاب خمشی متوسط در دو سازه پیش‌ساخته و درجا با هم مقایسه شدند. نتایج نشان می‌دهد که اتصال ارائه شده بر خلاف اتصال رایج پیش‌ساخته در مقایسه با اتصال درجای معادل خود عملکرد مطلوبی تحت تلاش‌های وارده در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل‌پذیری نشان می‌دهد.

واژگان کلیدی: آنالیز اجزای محدود، اتصال پیش‌ساخته، اتصال تیر به ستون، سازه پیش‌ساخته.

۱- مقدمه

اتصالات پیش‌ساخته است. سازه‌های بتنی پیش‌ساخته کمتر به صورت شکل‌پذیر رفتار می‌کنند و تمایل به رفتار غیر الاستیک ناپایدارتری نسبت به ساختمان‌های درجا دارند که این به دلیل تمرکز کرنش‌های غیر الاستیک در منطقه اتصال آنها است. در ادامه به تحقیقات انجام شده بر روی اتصالات تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته پرداخته می‌شود. این تحقیقات با استفاده از آزمایش‌های تجربی و یا مدل‌های تحقیقی انجام پذیرفته‌اند. در حیطه اتصالات پیش‌ساخته خشک (اتصالاتی که در آنها از ادوات اتصال خشک و بدون بتن‌ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) Torres و Rodriguez (۲۰۱۳)، با انجام تحقیقی اتصالات مرسوم پیش‌ساخته مورد استفاده در کشور مکزیک را مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات برای قاب‌های خمشی پیش‌ساخته 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

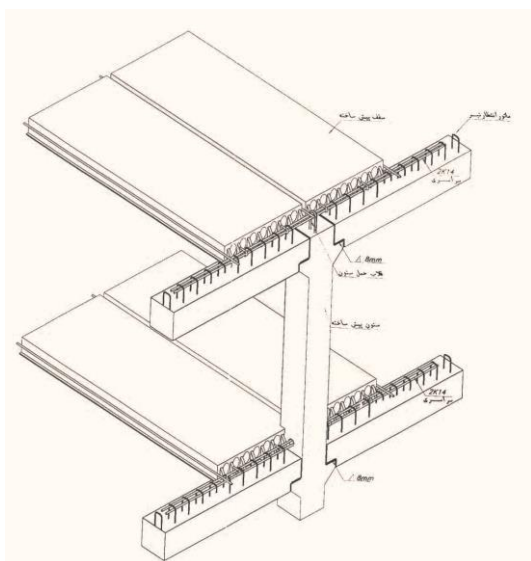
پیش‌ساختگی، اعضای سازه‌ای با کیفیت بالا، کارآمدی بیشتر، صرفه‌جویی در وقت و هزینه کمتر را به همراه دارد. سیستم‌های پیش‌ساخته داری کارآمدی و فواید اثبات شده‌ای در زمینه محصولات، کنترل کیفیت و هزینه هستند. با وجود این، صنعت پیش‌ساخته‌سازی به جهت وجود مسائلی که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند، به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات عمدتاً برخاسته از اتصال بین المان‌های پیش‌ساخته 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 بر روی عملکرد اتصالات تیر به ستون یکپارچه تحت بارهای چرخه‌ای غیرالاستیک صورت گرفته است، تعداد کمی از مطالعات بر روی عملکرد اتصالات بتنی پیش‌ساخته بوده است و در این بین سهم اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته مقاوم خمشی ناچیز است. مسئله اصلی مربوط به ظرفیت اتلاف انرژی و مقاومت پایین در

* نویسنده مسئول؛ شماره تماس:

طبقات و تیرهای بام به ستون و دال‌های کف پیش‌ساخته (هالوکور) نشان داده شده است. با توجه به جزئیات و عملکرد احراز شده از این اتصال، می‌توان آن را در رده اتصالات نیمه گیردار قرار داد. قسمت پایین گره تیر به ستون در این نوع اتصال به دلیل سهولت در اجرا خشک در نظر گرفته شده است. همچنین استفاده از کربل به نصب راحت‌تر این اتصال کمک بسیاری می‌کند. علاوه بر این در قسمت پایین در ناحیه اتصال، تیر به صورت فرورفته ساخته شده تا استفاده از کربل باعث هدر رفتن فضا و ارتفاع مفید طبقه نشود.



شکل ۱- اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته رایج در ایران



شکل ۲- جزئیات اتصال گره تیر به ستون پیش‌ساخته در طبقات و بام

به شکست ناپهنگام اتصال بینجامند. تحقیقات مشابهی نیز توسط Hong و همکاران (۲۰۱۰)؛ Lu و Fan (۲۰۰۸) و غیره در این زمینه انجام شده است. در زمینه اتصالات شبه یکپارچه پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از بتن ریزی درجا در پای کار استفاده می‌شود) Choi و همکاران (۲۰۱۳)، تعدادی نمونه اتصال تیر به ستون را تحت بارهای لرزه‌ای مورد آزمایش قرار دادند. این اتصالات شامل ۴ اتصال پیش‌ساخته 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 رضایت‌بخش بود و مقاومت متوسط گره‌های پیش‌ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه به دست آمد. همچنین رفتار نمونه‌ها شکل‌پذیر ارزیابی گردید. اما Maya و همکاران (۲۰۱۳)، با ناکارآمد دانستن این گونه اتصالات برای رسیدن به عملکردی مطلوب سعی کردند که از نوعی بتن با فایبر با عملکرد بالا در آنها استفاده کنند. در زمینه اتصالات هیبرید پیش‌ساخته (اتصالاتی که در آنها از تاندون‌های پس‌کشیدگی استفاده می‌شود) Hawileh و همکاران (۲۰۱۰)، مدل اجزای محدود سه بعدی را برای مطالعه انتخاب کردند. مدل مورد استفاده تأثیرات پیش‌تنیدگی را در تاندون‌های پس‌کشیده 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 پیش‌ساخته است. در این زمینه تحقیقات مشابهی توسط Bradley و همکاران (۲۰۰۷) و Ozden و Ertaş (۲۰۰۷)، صورت پذیرفته است.

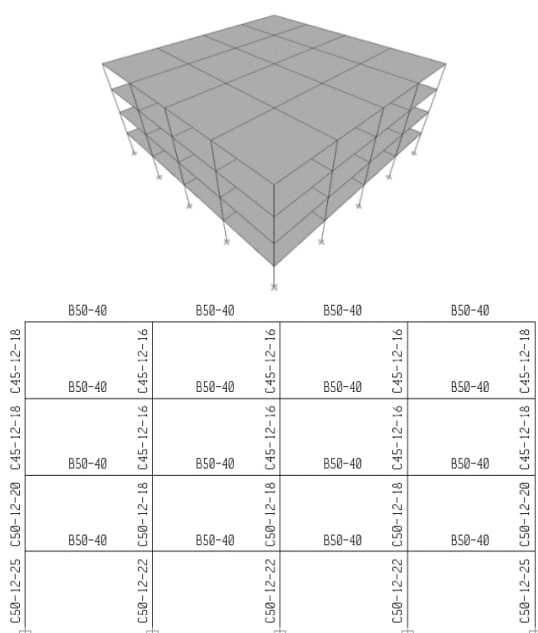
با توجه به ضعف مشهود در اتصالات رایج کار شده در دنیا و تلاش برای بهبود عملکرد آنها در این تحقیق نیز سعی شده تا با ارائه اتصالاتی جدید و کارا و از طریق مطالعه بر روی ضعف اتصال پیش‌ساخته کار شده در کشور عملکرد این گونه اتصالات را در زمینه سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی ارتقا داد.

۲- اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته رایج

در ایران معمولاً اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته به همراه کربل به کار می‌روند. کربل به کار رفته به منظور ایجاد تکیه‌گاه در منطقه اتصال برای تیر و همچنین ایجاد بستری به برای رفع مشکل تیرانس‌های نصب ضعیف در کشور ما به کار می‌رود. نمونه‌ای از این نوع اتصالات کار شده در شکل (۱) نشان داده شده است. این اتصال ترکیبی از اتصالات تر و خشک است. به این معنی که در پایین، اتصال از طریق جوش صفحه فلزی روی کربل به صفحه فلزی مدفون در انتهای تیر پیش‌ساخته برقرار شده و در قسمت بالا، اتصال از طریق بتن درجا در پای کار و با در نظرگیری سوراخ‌هایی در ستون و عبور آرماتورهای بالایی تیر از آن کامل می‌شود. در شکل (۲) نمایی شماتیک از نحوه اتصال تیرهای

طبقه با کاربری مسکونی که دارای سیستم باربرجانبی به صورت قاب خمشی بود با استفاده از آنالیز دینامیکی طیفی در نرم افزار Etabs طراحی شد. طراحی این سازه بر اساس ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (۱۳۹۲)، 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 تأمین کننده ملزومات لرزه‌ای برای این نوع قاب باشند.

در شکل (۴) سازه سه بعدی طراحی شده و قاب برگزیده آن به همراه مقاطع به دست 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 (۲۰۰۸) و آیین‌نامه PCI 2004 (۲۰۰۴) انجام شد. در طراحی گره مورد بررسی ظرفیت خمشی، برشی، طول مهارتی و محل قطع میلگردها، ظرفیت مربوط به اندرکنش نیروی محوری و خمش در ستون‌ها، ظرفیت برشی ستون و ملزومات خاموت‌گذاری مربوط به قاب خمشی متوسط مورد توجه قرار گرفته‌اند. شکل‌های (۵) الی (۷) به ترتیب جزئیات گره طراحی شده مربوط به سازه درجا، پیش‌ساخته رایج و پیش‌ساخته پیشنهادی را نشان می‌دهد.



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



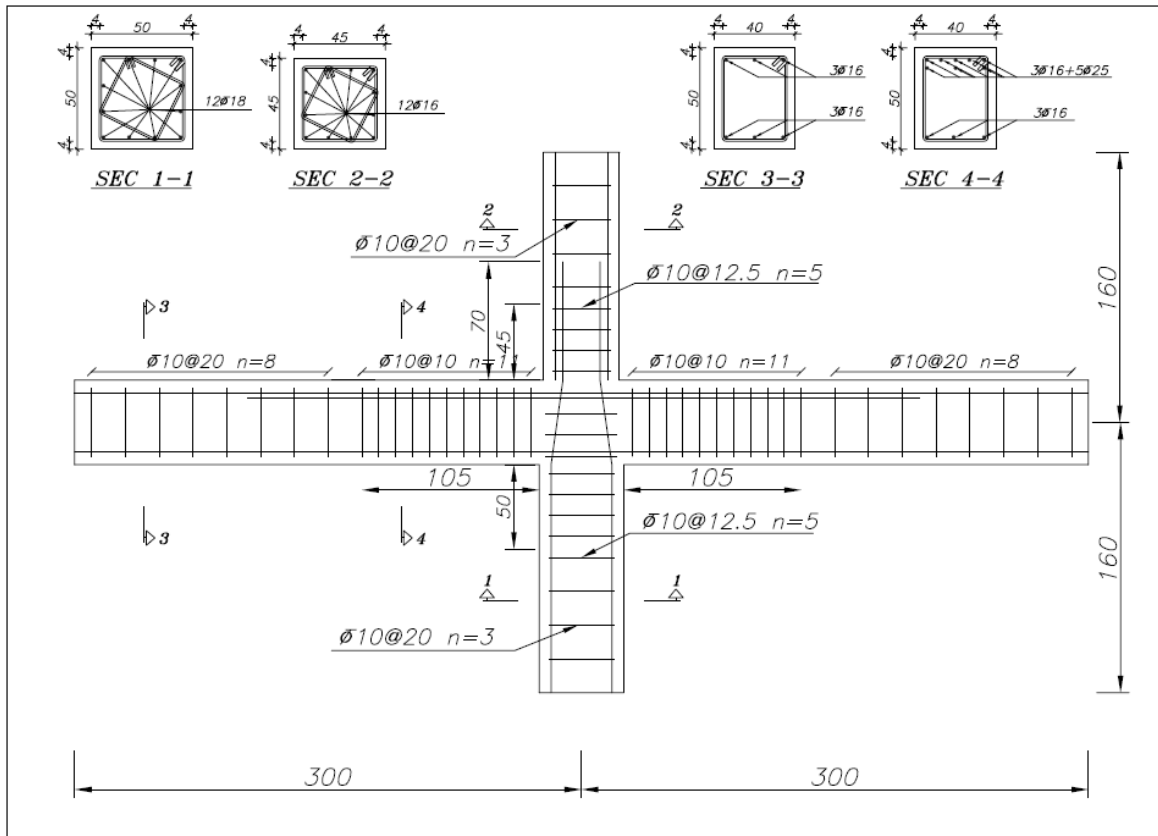
شکل ۳- ترک خوردگی ناشی از تلاش‌های وارده در ناحیه اتصال

اما در قسمت بالا برای ایجاد یکپارچگی بیشتر از آرماتورهای طولی در درون خاموت‌های بیرون زده از تیر پیش‌ساخته استفاده شده تا از طریق آنها اولاً آرماتورهای انتهایی دال‌های هالک‌کور را به تیر دوخته و ثانیاً با ایجاد سوراخ‌هایی در ستون، آنها را در ستون فرو برده و به پیوستگی المان‌های از پیش‌ساخته شده افزود. با وجود داشتن اتصالی تر و نیاز به بتن‌ریزی درجا در بالای ناحیه تیر، به دلیل بسته بودن سطوح پایین توسط تیر پیش‌ساخته و کناره‌ها توسط دال‌های هالک‌کور به ویژه در تیرهای میانی نیاز به استفاده از قالب نمی‌باشد.

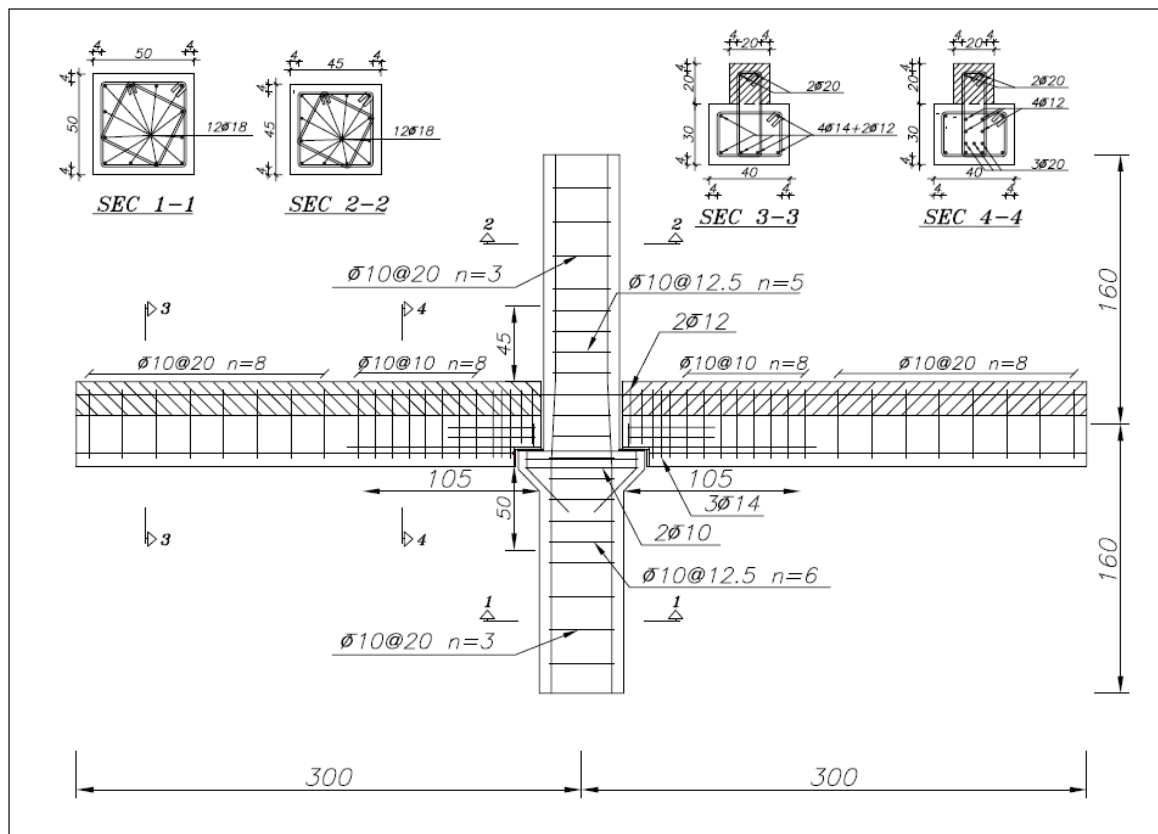
این نوع قاب‌های ساختمانی معمولاً برای سازه‌هایی تا چهار طبقه به کار گرفته می‌شوند. به دلیل حساسیت کرنشی بالا در ناحیه جوش، این اتصالات معمولاً در این منطقه دچار شکست زود هنگام می‌شوند. ناحیه اتصال پیش‌ساخته به دلیل عملکرد ضعیف اتصالات یاد شده در انتقال تلاش‌های داخلی در هنگام بروز زلزله‌های گذشته دچار آسیب‌های جدی شده‌اند. شکل (۳) نمونه‌ای از شکست‌های اتفاق افتاده در این اتصالات را نشان می‌دهد.

۳- اتصالات مورد بررسی

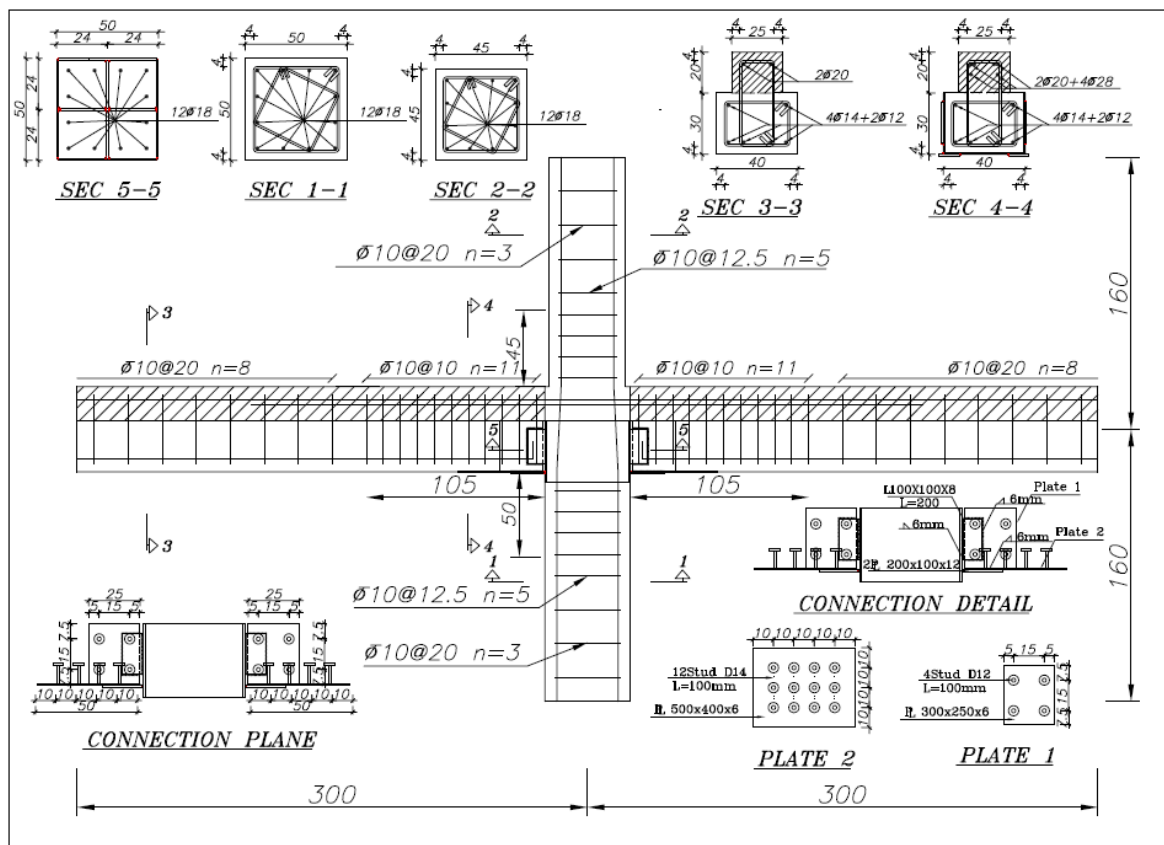
به منظور بررسی اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی و مقایسه آن با اتصال درجا و پیش‌ساخته رایج شرح داده شده، سازه‌ای چهار



شکل ۵- ابعاد و جزئیات گره درجای طراحی شده



شکل ۶- ابعاد و جزئیات گره پیش ساخته رایج طراحی شده



شکل ۷- ابعاد و جزئیات گره پیش‌ساخته پیشنهادی طراحی شده

اتصال را در ناحیه پایین تکمیل می‌کند. در ناحیه بالا هم از سوراخ‌هایی برای عبور آرماتورهای سراسری و تقویتی در ناحیه لنگر منفی استفاده شده است. همچنین برش ایجاد شده در ناحیه گرهی از طریق جوش صفحات کناری مهار شده با گل میخ به بتن تیر و نبشی متصل شده به غلاف ستون انتقال پیدا خواهد کرد.

از مزایای کاربرد چنین اتصالی در مراحل ساخت و نصب نسبت به اتصال رایج می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- حذف کربل ستون و جلوگیری از هدر رفتن فضا و ارتفاع مفید طبقات
- ایجاد بستری مناسب برای نشیمن تیر پیش‌ساخته از طریق نصب صفحه زیرسری در محل اتصال تیر پیش‌ساخته و همچنین ایجاد فضایی مناسب برای انتقال لنگر
- ساخت و قالب‌بندی راحت‌تر ستون‌های پیش‌ساخته در کارخانه به خاطر حذف قسمت‌های بیرون زده آنها
- ایجاد بستری مناسب برای وصله ستون‌های پیش‌ساخته در طبقات با بکار بردن غلاف فلزی در ناحیه گرهی

۴- مدل رفتاری مصالح مورد استفاده

بررسی عملکرد گره اتصال از طریق آنالیز اجزای محدودی 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

همان‌طور که در شکل (۶) نشان داده شده است، در اتصال پیش‌ساخته رایج از قسمت فرورفته‌ای در انتهای تیر به عمق ۱۰ سانتی‌متر استفاده شده است. 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 کربل 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 هالوکور بر روی نشیمن تعبیه شده به طول ۱۰ سانتی‌متر از هر طرف تیر آرماتورهای بالای تیر از درون خاموت‌های انتظار تیر و دال هالوکور عبور داده شده و در سوراخ تعبیه شده در ستون عبور خواهند کرد. سپس قسمت بالایی تیر با استفاده از بتن درجا در محل کامل خواهد شد. همان‌طور که در شکل نیز مشخص است علاوه بر آرماتورهای اصلی بالا و پایین، آرماتورهای طولی انتهایی تیر برای جلوگیری از ایجاد ترک‌های قائم و مایل در ناحیه فرورفته آن قرار داده می‌شود. اما در اتصال پیشنهادی به جای کربل از صفحه زیر سری متصل به غلاف فلزی دور ستون در ناحیه اتصال استفاده شده است. این صفحه علاوه بر آن که باعث حذف ناحیه فرورفته تیر می‌شود، بستری مناسب را برای اتصال ناحیه پایینی انتهایی تیر به ستون برای انتقال لنگر مثبت فراهم می‌کند. جوش صفحه زیر سری به صفحه متصل به انتهایی تیر که با استفاده از گل میخ به بتن انتهایی تیر مهار شده،

برای در نظرگیری چسبندگی آرماتور به بتن اطراف آن از مدل رفتاری ارائه شده توسط آیین نامه CEB-FIP استفاده شد. نمودار چسبندگی لغزش ارائه شده توسط آیین نامه CEB-FIP در شکل (۹-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.

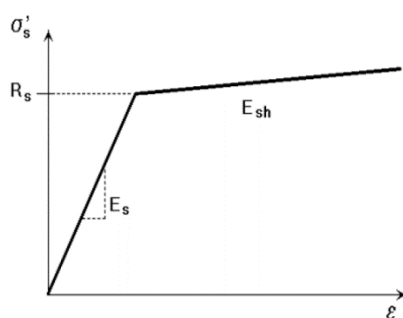
برای تعریف قطعات اتصالی فولادی از مدل پلاستیسته Von Mises (۱۹۸۲) که مدل پلاستیسته J_2 نیز نامیده می‌شود و بر پایه پارامتر k قرار دارد، استفاده شد. تابع تسلیم در این مدل این گونه تعریف می‌شود:

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

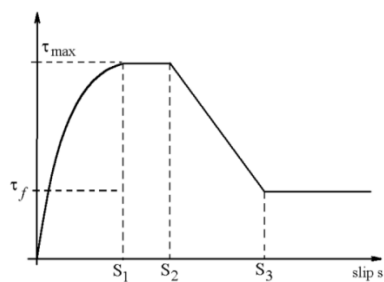
در این رابطه J_2 اشاره به ثابت دوم از تانسور تنش انحرافی دارد. پارامتر k تنش برشی حداکثر طبق رابطه (۲) است:

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

پارامتر H شیب مربوط به ناحیه سخت شونده فولاد است. در سطوح مشترک برای شبیه‌سازی صفحه تماس بین دو ماده و پیش‌بینی رفتار مصالح در سطح مشترکشان از مدل رفتاری بر پایه تئوری Mohr-Coulomb (۱۹۸۲) استفاده شده است.



(الف)



(ب)

شکل ۹- منحنی‌های رفتاری انتخاب شده برای آرماتور مدفون در بتن: الف) منحنی دوخطی همراه با سخت‌شوندگی کرنشی آرماتور، ب) مدل رفتاری چسبندگی آرماتور به بتن در آیین‌نامه CEB-FIP

گره اتصال می‌پردازیم. برای تعریف منحنی تنش- کرنش بتن در این تحقیق از مدل رفتاری CEB-FIP (۱۹۹۰) استفاده شده است. این منحنی در شکل (۸) نشان داده شده است.

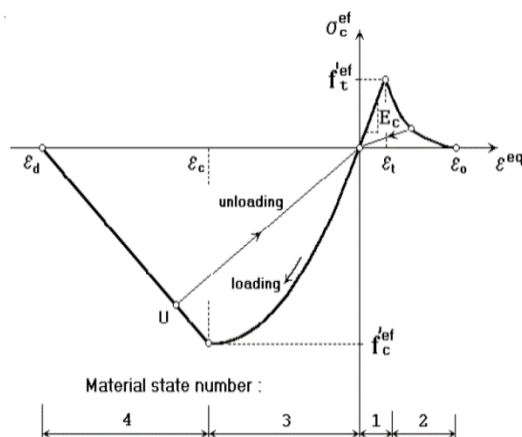
ناحیه کششی قبل از ترک خوردگی: رفتار بتن در این ناحیه به صورت ماده با خواص الاستیک خطی در نظر گرفته شده است. E_c به عنوان مدول الاستیسیته بتن و f_t^{ef} مقاومت کششی مؤثر برگرفته از تابع تنش دوبعدی است. ناحیه کششی بعد از ترک خوردگی: برای این ناحیه از تابع بازشدگی ترک توانی Hordijk (۱۹۹۱) که به صورت آزمایشگاهی 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. این رابطه قادر به در نظرگیری دامنه وسیعی از نمودارها از حالت خطی تا منحنی است. در این ناحیه f_c^{ef} مقاومت فشاری مؤثر بتن، ε_c 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 Mier (۱۹۸۶) مورد تأیید قرار گرفته است. ε_d در این ناحیه نشان دهنده کرنش معادل تنش صفر است.

معیار شکست بتن در تنش چند محوره منطبق بر روابط ارائه شده توسط Kupfer و همکاران (۱۹۶۹)، 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 هم همان طور که در شکل (۹-الف) نشان داده شده است به صورت ایده‌آل‌سازی شده و دو خطی با در نظرگیری سخت‌شوندگی کرنشی E_{sh} معادل دو درصد از مدول الاستیسته اولیه E_s تعریف شد.



شکل ۸- مدل رفتاری CEB-FIP برای بتن

جدول ۱- پارامترهای مربوط به تعریف مصالح

پارامتر	تعریف پارامتر	رابطه یا توضیحات ارائه شده	مقدار	واحد
بتن				
f'_c	مقاومت استوانه‌ای	$f'_c = -0.85 f'_{cu}$	۳۰	
f'_t	مقاومت کششی	$f'_t = -0.24 (f'_{cu})^{2/3}$	۲/۵۸	
E_c	مدول الاستیک اولیه	$E_c = (6000 - 15.5 f'_{cu}) \times (f'_{cu})^{1/2}$	۳/۲۴E+۴	
θ	نسبت پواسون	-	۰/۲	
آرماچور عرضی				
E_s	مدول الاستیک	-	۲/۱۰E+۵	
σ_y	تنش تسلیم	-	۳۰۰	
H	شیب ناحیه سخت شونده‌گی کرنشی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰	
آرماچور طولی				
E_s	مدول الاستیک	-	۲/۱۰E+۵	
σ_y	تنش تسلیم	-	۴۰۰	
H	شیب ناحیه سخت شونده‌گی کرنشی	معادل ۲٪ مدول الاستیسیته اولیه	۴۲۰۰	
چسبندگی آرماچور				
f_{cu}	مقاومت بتن مورد استفاده	-	۳۵	
-	نوع آرماچور مورد استفاده	آرماچور از نوع آج‌دار است	-	-
-	شرایط محصور شدگی	آرماچور از نوع محصور شده است	-	-
-	کیفیت چسبندگی	کیفیت چسبندگی مطلوب در نظر گرفته شد	-	-
سطوح تماس بتن جدید و قدیم				
c	چسبندگی سطوح	-	۰/۹۱	
\emptyset	زاویه اصطکاک داخلی	برای حالتی که سطح بین بتن‌ها مفرس نیست	۰/۶	
سطح تماس صفحات انتهایی تیر و کرپل ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین دو صفحه	۲/۳۱	
\emptyset	زاویه اصطکاک داخلی	-	.	
سطح تماس صفحه زیر سری به صفحه دارای گل میخ مهار شده در بتن تیر در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین دو صفحه	۰/۸۸	
\emptyset	زاویه اصطکاک داخلی	-	.	
سطح تماس نبشی جان به صفحه دارای گل میخ مهار شده در بتن تیر در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت معادل جوش گوشه بین نبشی و صفحه	۷/۳۷	
\emptyset	زاویه اصطکاک داخلی	-	.	
سطح تماس صفحات دارای گل میخ با بتن پشت آن‌ها در اتصال پیشنهادی				
c	چسبندگی سطوح	مقاومت برشی صفحه گل میخ شده به بتن	۲/۶۴	

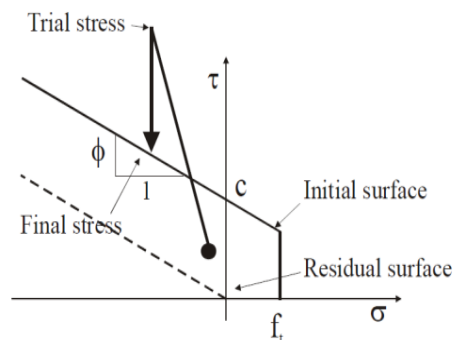
در این تئوری رفتار سطوح مشترک بین دو ماده بستگی به جنس سطح و تنش‌های نرمال و مماسی ایجاد شده در سطح مشترک دارد. نمودار تنش در سطح مشترک المان‌ها با استفاده از رابطه تئوری Mohr-Coulomb در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

در این تئوری رفتار سطوح مشترک بین دو ماده بستگی به جنس سطح و تنش‌های نرمال و مماسی ایجاد شده در سطح مشترک دارد. نمودار تنش در سطح مشترک المان‌ها با استفاده از رابطه تئوری Mohr-Coulomb در شکل (۱۰) نشان داده شده است.

$$|\tau| \leq c - \sigma \times \emptyset, \sigma \leq f_t \quad (۳)$$

$$\tau = 0, \sigma \leq f_t \quad (۴)$$

این روابط، c چسبندگی و \emptyset زاویه اصطکاک داخلی است. بعد از این که تنش‌های وارده بیش از مقاومت موجود در سطح شد، سطح مشترک خرد شده و مقاومت باقی‌مانده فقط ناشی از اصطکاک موجود در سطح باقی‌مانده 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 پیش‌ساخته استفاده شده است.



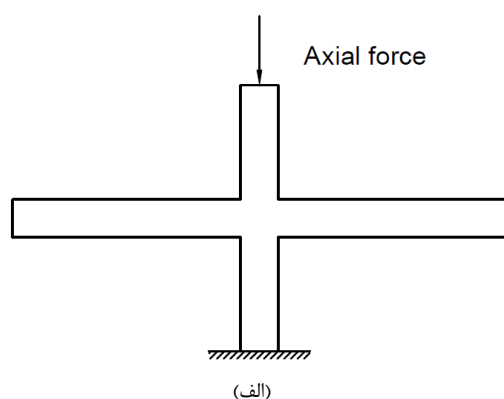
شکل ۱۰- منحنی رفتاری در سطح مشترک بر پایه تئوری Mohr-Coulomb

گونه المان‌ها برای مش‌بندی عناصر خطی در آنالیزهای سه‌بعدی مناسب‌اند. همچنین به منظور مش‌بندی عناصر سه‌بعدی نیز از المان‌های گوه‌ای ۱۰ گرهی و آجری ۲۰ گرهی به صورت توأم استفاده شده است. هندسه و نودهای المان‌های مذکور در شکل (۱۱) نشان داده شده است.

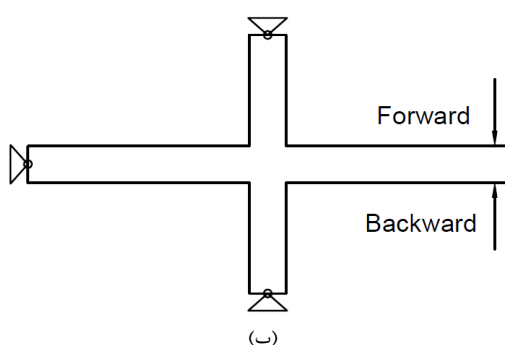
۶- نحوه آنالیز و برنامه بارگذاری

برای انجام آنالیز در این تحقیق از نرم‌افزار Atena 3D استفاده شده است. این نرم‌افزار قابلیت رصد رفتار غیر خطی منطقه اتصال، تمرکز تنش‌ها و کرنش‌ها در بتن، آرماتورهای طولی، عرضی و ترک خوردگی در مناطق مختلف بتن را داراست. شکل (۱۲) الگوی طرح شده برای بارگذاری گره تیر به ستون را در دو مرحله نشان می‌دهد.

جزئیات و ابعاد المان‌های مربوطه در شکل‌های (۵) تا (۷) نشان داده شده‌اند. 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 طبقات در تراز مربوطه است. این مرحله بارگذاری به صورت کنترل شونده توسط نیرو و در ۲۰ گام انجام شد.

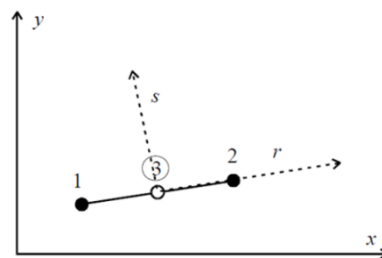


(الف)

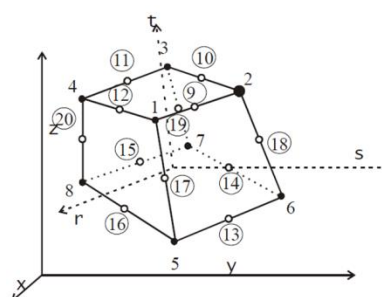


(ب)

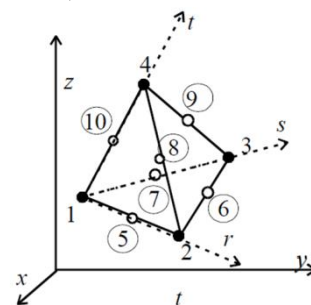
شکل ۱۲- چیدمان تکیه‌گاهی در نظر گرفته شده و مراحل بارگذاری در نرم‌افزار: (الف) بارگذاری محوری ستون در مرحله اول، (ب) بارگذاری در انتهای تیر در مرحله دوم



(ب)



(ب)



(ج)

شکل ۱۱- المان‌های اجزای محدودی مورد استفاده در نرم‌افزار: الف) المان ۳ گرهی خطی، ب) المان آجری ۲۰ گرهی سه‌بعدی، ج) المان گوه‌ای ۱۰ گرهی سه‌بعدی

همچنین سطح مشترک پلیت نشیمن انتهایی تیر و پلیت قرار گرفته بر روی کربل ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج و اتصال صفحه نشیمن به صفحه مهار شده با گل میخ در زیر تیر و اتصال نبشی قرار گرفته در جان و صفحه مهار شده با گل میخ در جان تیر با استفاده از این مدل شبیه‌سازی شد. علاوه بر این سطح مشترک بین بتن تیر و صفحات گل میخ شده به آن نیز این گونه مدل شد. در جدول (۱) پارامترهای مهم تعریف شده برای مصالح مختلف در هر قسمت ذکر شده‌اند.

۵- مدل اجزای محدودی

برای استفاده از آنالیز اجزای محدود در حل مسئله نیازمند استفاده از المان‌های خرپایی و سه‌بعدی برای مش‌بندی عناصر یک‌بعدی و سه‌بعدی هستیم. این المان‌های ایزوتروپیک در حالت یک‌بعدی از انتگرال‌گیری گوس در یک نقطه (با توجه به درون‌یابی خطی) برای المان‌های دوگره‌ای و یا دو نقطه (با توجه به درون‌یابی توانی) برای المان‌های سه‌گره‌ای استفاده می‌کنند. این

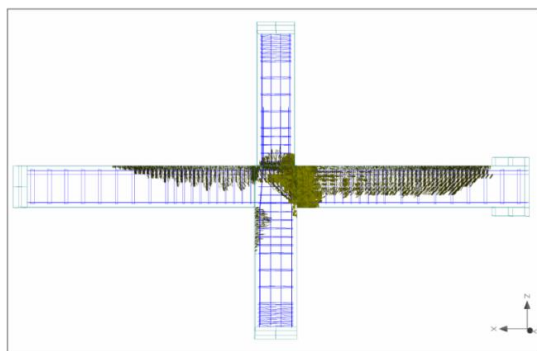
مکان و نیروی اعمالی در هر گام از بارگذاری قرار داشت. همچنین کرنش‌سنج‌هایی در فواصل معین از گره اتصال بر روی آرماتورهای بالا و پایین تیر قرار داده شد تا ناحیه تشکیل مفصل پلاستیک و تسلیم شدگی آرماتورها مشخص گردد. در حین بارگذاری و در گام پایانی الگوی ترک خوردگی و تمرکز آن در نواحی مختلف و چگونگی به مکانیسم رسیدن گره مورد بررسی قرار گرفت.

۷- بحث در مورد نتایج آنالیز

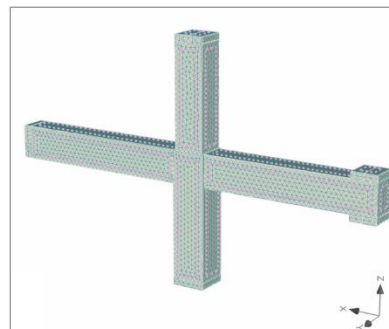
آنالیز انجام شده بر روی گره درجا و پیش‌ساخته تحت لنگر منفی و مثبت و به صورت یکنواخت انجام شد. هر اتصال به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفت.

۷-۱- اتصال درجا تحت لنگر منفی

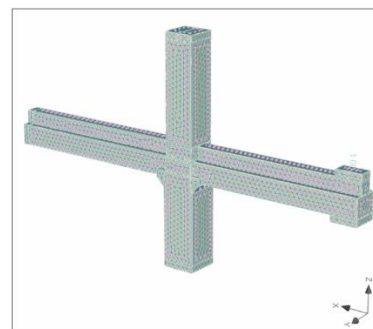
در این حالت بار محوری در انتهای تیر به سمت پایین اعمال شد. ابتدا در گام‌های نخستین ترک‌ها در ناحیه بتن پوشش بالای انتهای تیر تشکیل شدند. در ادامه گسترش ترک‌ها به سمت قسمت میانی تیر ادامه یافت و ناحیه گره اتصال نیز دچار ترک خوردگی مایل شد. در گام‌های پایانی با افزایش تغییر مکان اعمالی همان طور که در شکل نیز مشخص است عرض ترک‌ها در ناحیه انتهای تیر بیشتر شده و همچنین قسمت‌های تحتانی تیر متصل به تکیه‌گاه و ستون نیز دچار ترک خوردگی شدند. نمای جانبی گره تیر به ستون و الگوی ترک خوردگی آن در این حالت در شکل (۱۴) نشان داده شده است. میزان کرنش ایجاد شده در آرماتورهای فوقانی (تحت لنگر منفی) و تحتانی (تحت لنگر مثبت) در فواصل (۱/۷۵، ۲، ۲/۲۵، ۲/۵، ۲/۷۵ (بر ستون)، ۳ (وسط گره)، ۳/۲۵ (بر ستون)، ۱/۷۵، ۳/۵، ۳/۷۵، ۴ و ۴/۲۵ متری از محل بارگذاری اندازه‌گیری شد. اندازه‌گیری‌های انجام شده مربوط به گام‌های ۳۰ (معادل تغییر مکان ۱cm نقطه بارگذاری)، ۵۰ (معادل تغییر مکان ۳cm نقطه بارگذاری)، ۱۰۰ (معادل تغییر مکان ۸cm نقطه بارگذاری)، ۱۵۰ (معادل تغییر مکان ۱۳cm نقطه بارگذاری) و ۲۰۰ (معادل تغییر مکان ۱۸cm نقطه بارگذاری) هستند.



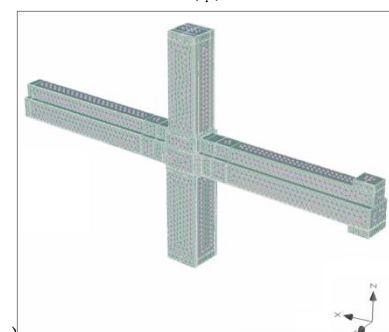
شکل ۱۴- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر منفی



(الف)



(ب)



(ج)

شکل ۱۳- مدل اجزای محدودی و مش بندی صورت گرفته در نرم‌افزار: (الف) گره درجا، (ب) گره پیش‌ساخته رایج، (ج) گره پیش‌ساخته پیشنهادی

مرحله دوم بعد از رسیدن بار محوری ستون به ۷۰ تن آغاز شد. در این مرحله بار دیگری در انتهای یکی از تیرهای متصل به گره تیر و ستون قرار گرفته و در سه انتهای المان‌های دیگر تکیه‌گاه‌های مفصلی قرار داده شد. این مرحله بارگذاری کنترل شونده توسط تغییر مکان انجام شده و در هر گام، تغییر مکانی در حد یک میلی‌متر بر انتهای تیر در دو جهت مخالف اعمال گشت. بارگذاری برای بررسی عملکرد اتصال در لنگر مثبت و منفی تا رسیدن به دریفت ۰.۶٪ ادامه پیدا کرد.

گره مدل شده در نرم‌افزار برای سه حالت پیش‌ساخته رایج و پیشنهادی و درجا در شکل (۱۳) نشان داده شده است. در محل بارگذاری و تکیه‌گاه‌ها برای جلوگیری از تمرکز تنش و خرد شدگی زودرس بتن در آن نواحی از صفحات فولادی استفاده شد. بر روی این صفحات و در نقاط بارگذاری گیج‌هایی برای اندازه‌گیری تغییر

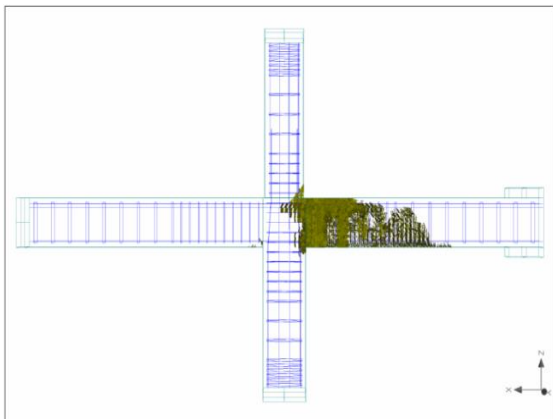
$$M_n = 0.85f'_c ab \left(d - \frac{a}{2} \right) + A'_s f'_y (d - d') \quad (5)$$

در این رابطه M_n مقاومت اسمی خمشی تیر، a ارتفاع بلوک تنش، b عرض بال فشاری، f'_c مقاومت مشخصه بتن، A'_s مساحت فولاد فشاری، f'_y 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 بالا، ۴۹/۴۰ ton.m می باشد که اختلاف ۱۳٪ با مقدار به دست آمده از نرم افزار دارد. نهایتاً در دریافت حداکثر اعمالی، اتصال افت مقاومتی در حد ۵٪ را تجربه کرده است که در حد قابل قبول می باشد.

۷-۲- 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 شد 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 همراه بود، این در حالی است که ستون و تیر مقابل تا کرنش گسیختگی دچار ترک خوردگی محسوسی نشدند. الگو و چگالی ترک خوردگی در شکل (۱۷) نشان داده شده است.

همان طور که در شکل (۱۸) 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- دررفت اتصال در شکل (۱۹) نشان داده شده است. مقاومت نهایی این اتصال در حد ۱۷/۴۳ ton.m به دست آمد.

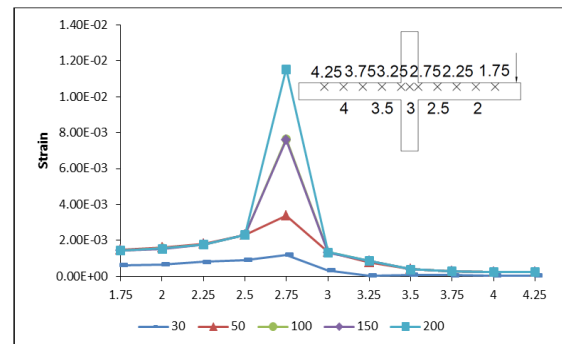


شکل ۱۷- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال درجا تحت لنگر مثبت

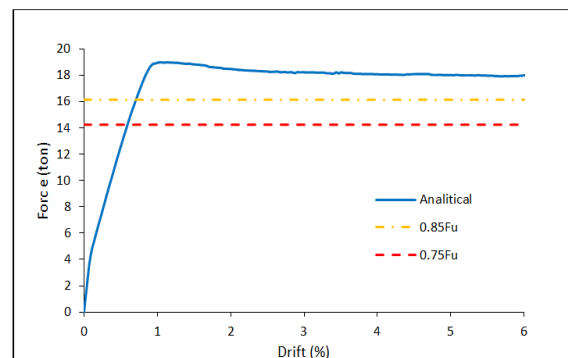
همان طور که در شکل (۱۵) نیز مشخص است در اتصال درجا از گام های نخست کرنش حداکثر در آرماتورهای فوقانی تیر در بر ستون اتفاق افتاد و با ادامه بارگذاری تمرکز کرنش در این قسمت به وجود آمد تا شکست در گام های پایانی مربوط به تسلیم شدگی این آرماتورها و خرد شدن بتن ناحیه فشاری در این مقطع باشد. میزان کرنش در گره اتصال و تیر مقابل در مقایسه با تیر تحت بار کمتر است.

نمودار نیرو- دررفت گره درجا تحت بارگذاری اعمالی در این حالت در شکل (۱۶) نشان داده شده است. طبق آیین نامه ACI374.1-05 (۲۰۰۵) دررفت انتهای المان، تحت بار اعمالی، برای گره تیر به ستون باید بیش از ۳/۵٪ باشد.

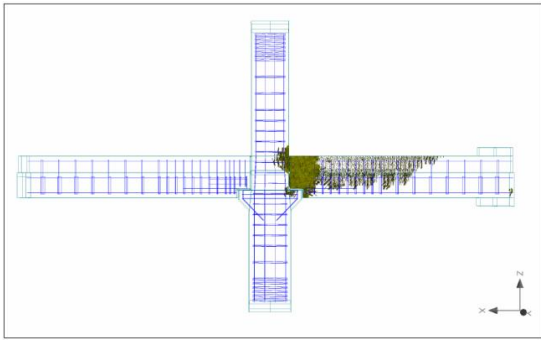
بر اساس آیین نامه ACI318.1-01 (۲۰۰۲) مقاومت گسیختگی باید در حد ۰/۷۵ مقاومت حداکثر باشد و همچنین شکل پذیری در مقاومتی در حد ۰/۸۵ مقاومت حداکثر مورد بررسی قرار گیرد. این حدود در شکل برای بررسی عملکرد اتصال مورد نظر نشان داده شده است. همان طور که از شکل مشخص است مقاومت حداکثری این اتصال ۵۶/۹۷ ton.m به دست آمد که این مقاومت قابل مقایسه با مقادیر محاسباتی حاصل از ظرفیت تیر بر اساس فرضیه سازگاری کرنش ها و تئوری بلوک تنش ویتنی مطابق رابطه (۵) است.



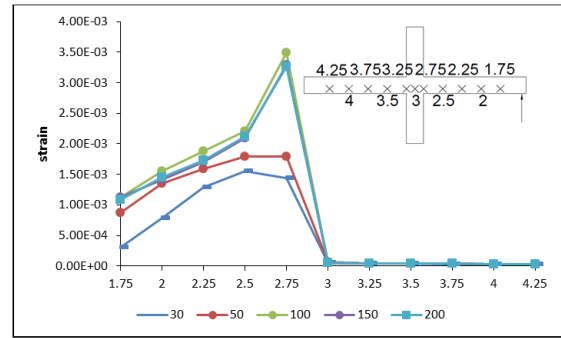
شکل ۱۵- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر در جای بتنی تحت لنگر منفی



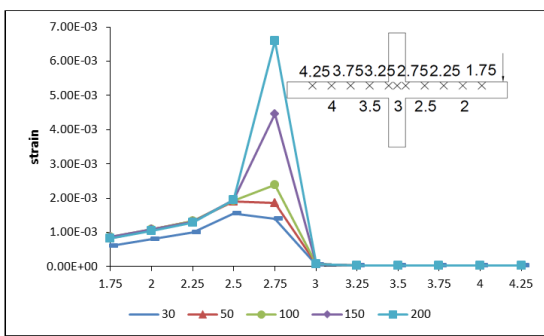
شکل ۱۶- منحنی نیرو- دررفت اتصال درجا تحت لنگر منفی



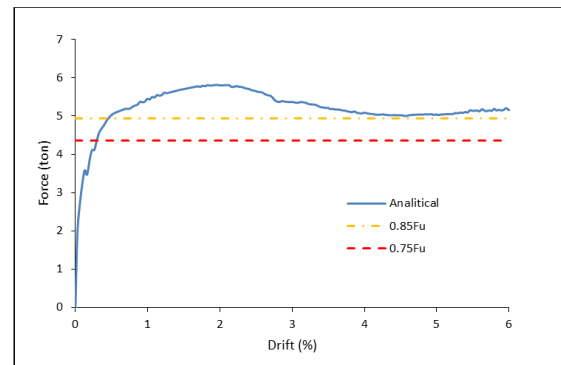
شکل ۲۰- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی



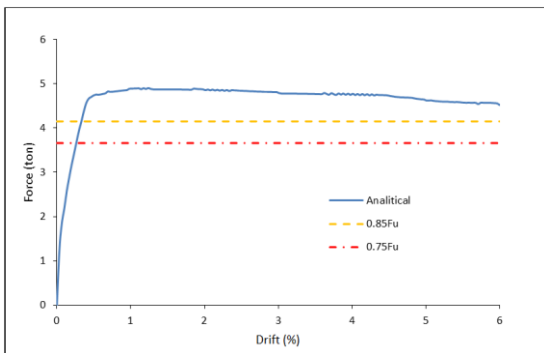
شکل ۱۸- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر در جای بتنی تحت لنگر مثبت



شکل ۲۱- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر پیش‌ساخته بتنی تحت لنگر منفی



شکل ۱۹- منحنی نیرو- دررفت اتصال درجا تحت لنگر مثبت



شکل ۲۲- منحنی نیرو- دررفت اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی

مقادیر بدست آمده از ظرفیت اتصال در این حالت نیز بسیار نزدیک به ظرفیت انتهای تیر بر اساس رابطه تعادل و تابع بلوک تنش ویتنی با مقدار ۱۷/۹۰ ton.m است. در این حالت هم اتصال توانست تا کرنش ۶٪ عملکرد مناسبی از خود نشان دهد و کاهش مقاومتی در حد ۱۱٪ را تجربه کرد.

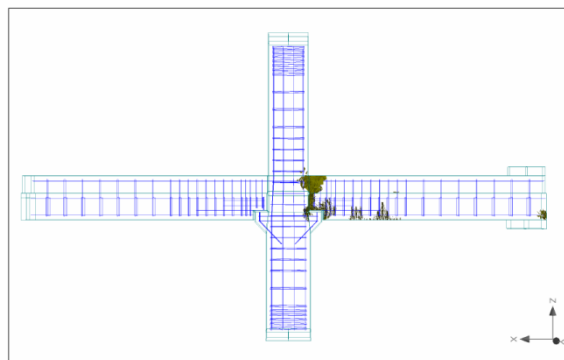
۳-۷- اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی

در این حالت با شروع بارگذاری و رصد گام به گام ترک‌های ابتدایی و زاویه آنها در ابتدای قسمت فرورفته تیر شاهد ایجاد ترک‌های قطری هستیم. 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 میانی تیر نفوذ کردند و در ناحیه کربل ستون نیز ترک خوردگی محدودی ایجاد شد. گام‌های پایانی بارگذاری با افزایش عرض ترک‌های مایل و عمودی در ابتدای قسمت فرو رفته تیر همراه بود. این در حالی است که جدا شدگی در محل اتصال تیر به کربل 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 (۲۰) نشان داده شده است.

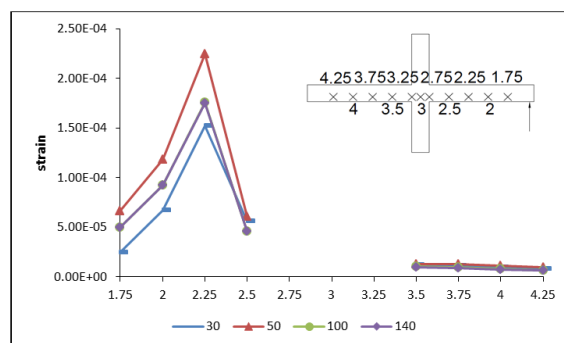
کرنش‌های به دست آمده از خروجی کرنش‌سنج‌ها نشان از افزایش نسبتاً یکنواخت کرنش تا دررفت ۱٪ و رسیدن آرماتور به کرنش تسلیم در این گام و سپس تمرکز کرنش در بر ستون تا رسیدن به گسیختگی نهایی در این ناحیه است. کرنش در آرماتور در گره اتصال و تیر مقابل در حد صفر است. نمودار نیرو- دررفت گره اتصال تیر پیش‌ساخته تحت لنگر منفی در شکل (۲۲) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر در این اتصال ۱۴/۶۷ ton.m بوده و دررفت حداکثر در این اتصال تا ۶٪ ادامه پیدا کرد. افت مقاومت در دررفت نهایی ۶/۶۷٪ بود که مقداری قابل قبول است.

۴-۷- اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت

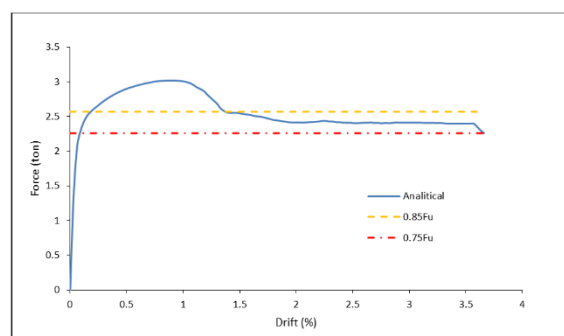
در این حالت شروع ترک خوردگی از ناحیه بتن اطراف ناحیه اتصال تیر پیش ساخته به کربل ستون آغاز شد. با ادامه بارگذاری ترک هایی در قسمت پایین تیر به صورت پراکنده اتفاق افتاد. این ترک ها تا پایان بارگذاری گسترده بیشتر پیدا نکرد.



شکل ۲۳- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت



شکل ۲۴- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر پیش ساخته بتنی تحت لنگر مثبت



شکل ۲۵- منحنی نیرو- دررفت اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت

بتن انتهای تیر در بر ستون همراه بود. در این حالت تا گام های پایانی ترک خوردگی محسوس در قسمت های دیگر تیر و ستون اتفاق نیفتاد. در شکل (۲۳) تمرکز ترک خوردگی و خرد شدگی در ناحیه گروت انتهایی تیر دیده می شود.

برای بررسی کرنش ایجاد شده در آرماتور پایین تیر پیش ساخته در این حالت در فواصل ۱/۷۵، ۲، ۲/۲۵ و ۲/۷۵، ۳/۲۵، ۳/۵، ۳/۷۵، ۴ و ۴/۲۵ متری از محل بارگذاری اندازه گیری شد. نتایج خروجی کرنش ها در شکل (۲۴) آورده شده است. همان طور که مشاهده می شود تا لحظه گسیختگی آرماتورهای پایین تیر به کرنش تسلیم نرسیده اند. کرنش حداکثر در گام ۵۰ در فاصله ۵۰ سانتی متری از بر ستون اتفاق افتاد. در گام های بعدی به دلیل شکست در ناحیه اتصال صفحه انتهایی تیر به کربل ستون، کرنش در آرماتورها کاهش یافت.

نمودار نیرو- دررفت اتصال پیش ساخته تحت لنگر مثبت در شکل (۲۵) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر به دست آمده ۹/۰۶ ton.m است. همان طور که در شکل نیز مشخص است میزان مقاومت اتصال در دررفت ۱/۳۶٪ به ۰/۸۵ مقاومت حداکثر و در دررفت ۳/۶۶٪ به ۰/۷۵ مقاومت حداکثر کاهش پیدا کرد.

۵-۷- اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی

در این گره با آغاز گام های بارگذاری در قسمت بالای تیر ترک هایی در پوشش بتن آرماتورهای فوقانی به صورت یکنواخت ایجاد شد. در ادامه این ترک ها تا ابتدای ناحیه کم عرض بالایی تیر گسترش یافتند؛ در این حین ترک هایی مایل در گره و ترک هایی قائم در بر ستون در انتهای تیر نیز ایجاد شدند. حین بارگذاری در گام های میانی گسترش چگالی ترک ها در فاصله ۲۵ الی ۵۰ سانتی متری بر ستون اتفاق افتاد. در همین حال ترک های خمشی در تیر مقابل و در ستون پایینی نیز به وجود آمدند که نشان از به کار افتادن این اعضا تحت بارگذاری در این حالت است. گام های پایانی همراه بود با افزایش عرض ترک ها در ناحیه انتهایی اتصال و در فاصله ۲۵ سانتی متر از بر ستون؛ به طوری که گسیختگی نهایی در این ناحیه اتفاق افتاد. شکل (۲۶) الگوی ترک خوردگی را در گره اتصال نشان می دهد.

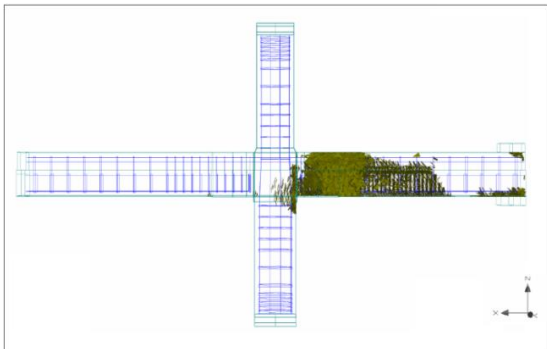
نتایج کرنش ها در این حالت نشان دهنده فاصله گرفتن مفصل پلاستیک از بر ستون و تشکیل آن در فاصله ۲۵ سانتی متر و خارج از ناحیه اتصال است. شکل (۲۷) این تمرکز کرنش را در ناحیه یاد شده در گام های پایانی نشان می دهد. همان طور که در شکل نیز مشخص است آرماتورهای فوقانی تا دررفت حدود ۲/۵٪ تقریباً به صورت یکنواخت کرنش دادند و در تیر مقابل کرنشی در حد صفر را تجربه کردند.

نمودار نیرو دررفت برای این اتصال در حالت لنگر منفی در شکل (۲۸) نشان داده شده است. مقاومت حداکثر این اتصال

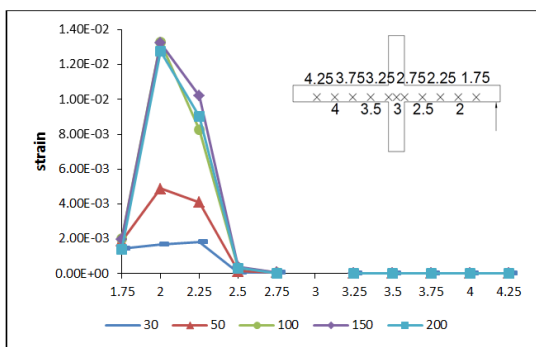
در نهایت، افزایش تعداد گام ها با شکست در جوش اتصال صفحه انتهایی تیر به کربل ستون و جدا شدگی در ناحیه گروت و

انتهایی قسمت اتصال افزایش یافته و به سمت بالا حرکت کردند. در پایان با افزایش عمق ترک‌ها و خرد شدگی بتن ناحیه بالا شکست در فاصله ۲۵ الی ۷۵ سانتی‌متری ناحیه بر ستون اتفاق افتاد. این در حالی است که در تیر روبرو و ستون و حتی گره اتصال ترک‌های قابل توجهی ایجاد نشد. همان طور که در شکل (۲۹) نیز مشخص است چگالی ترک‌های ایجاد شده در این حالت نیز از بر ستون فاصله دارد.

نتایج حاصل از کرنش‌های اندازه‌گیری شده در این حالت نشان از به کار افتادن آرماتورها در فاصله ۲۵ الی ۱۰۰ سانتی‌متری از بر ستون دارد. همان طور که در شکل (۳۰) نیز مشخص است تمرکز کرنش‌های ایجاد شده در گام‌های پایانی در فاصله ۵۰ الی ۷۵ سانتی‌متری از بر ستون رخ داده است. در این حالت نیز کرنش ایجاد شده در آرماتورهای تیر مقابل در حد صفراند. با توجه به اطلاعات حاصل از کرنش‌ها و الگوی ترک خوردگی، می‌توان گفت شکست در این حالت با به تسلیم رسیدن آرماتورهای تحتانی در انتهای صفحه نشیمن شروع و با خرد شدن بتن ناحیه فشاری و کممانش جانبی آرماتورهای فشاری بین خاموت‌ها در این ناحیه تکمیل شد.

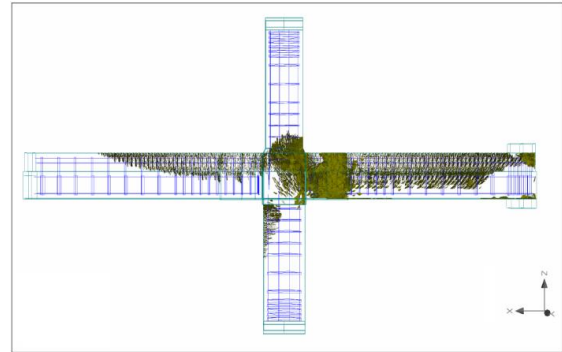


شکل ۲۹- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت

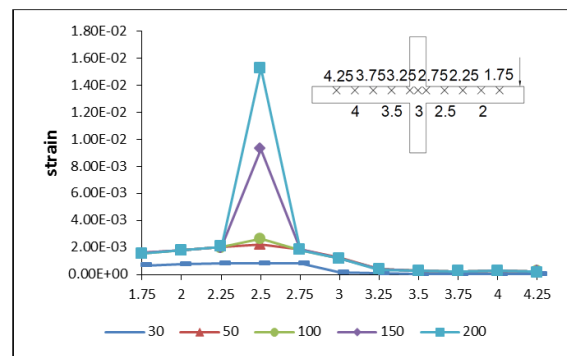


شکل ۳۰- مقادیر کرنش اندازه گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای تحتانی تیر پیش ساخته بتنی تحت لنگر مثبت

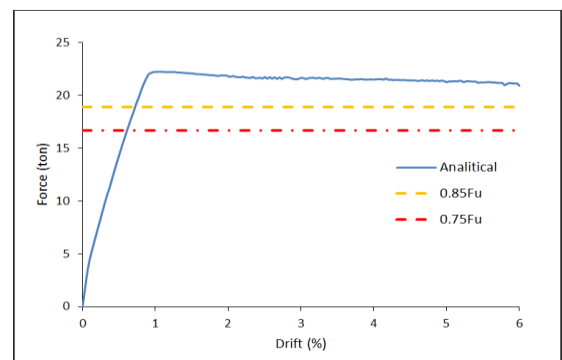
۶۶/۶۹ ton.m به دست آمد. همان طور که در شکل نیز پیداست این اتصال توانست تا دریفت ۰/۶٪ با افت مقاومتی در حد ۵/۹٪، شکل‌پذیری مناسبی از خود نشان دهد.



شکل ۲۶- الگوی ترک خوردگی گره تیر به ستون در اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی



شکل ۲۷- مقادیر کرنش اندازه‌گیری شده در فواصل معین از آرماتورهای فوقانی تیر پیش ساخته بتنی تحت لنگر منفی



شکل ۲۸- منحنی نیرو- دریفت اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر منفی

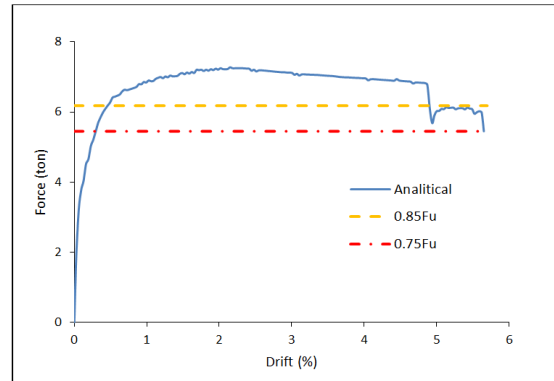
۶-۷- اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت

الگوی ترک خوردگی در این حالت با ایجاد ترک در بتن انتهایی صفحه نشیمن آغاز شد. در ادامه ترک‌های عمودی به سمت قسمت‌های میانی تیر پیشرفت کردند. سپس میزان ترک در ناحیه

حداکثری اندازه‌گیری شده) به دررفت نظیر مقاومت تسلیم تعریف شده است.

در حالی که مقاومت نهایی به دست آمده اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی ۰/۲۶ مقاومت نهایی اتصال درجا است، اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی توانست به مقاومت ۱/۱۷ برابری اتصال درجا برسد. این مقادیر در مورد لنگر مثبت هم به ترتیب ۰/۵۲ و ۱/۲۵ برابر مقاومت اتصال درجا است. بنابراین اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی بر خلاف اتصال پیش‌ساخته رایج ظرفیت کاربرد به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه پیش‌ساخته را داراست.

میزان جذب انرژی قابل حصول از اتصال پیش‌ساخته رایج تحت لنگر منفی ۰/۲۷ اتصال درجاست این در حالی است که اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی جذب انرژی ۱/۱۸ برابری نسبت به اتصال درجا داشته است. این نسبت‌ها تحت لنگر مثبت به ترتیب ۰/۳ و ۱/۲۱ برابر اتصال درجا است. بنابراین سازه‌های پیش‌ساخته با داشتن این اتصال پیشنهادی می‌توانند میزان جذب انرژی بالاتری در مقایسه با سازه‌های درجا داشته و عملکرد مناسب‌تری تحت نیروهای زلزله از خود نشان دهند. در تمام حالات بررسی شده به جز اتصال پیش‌ساخته رایج و پیشنهادی که در لنگر مثبت به ترتیب در کرنش ۳/۶۶ و ۵/۶۵ درصد گسیخته شدند، اتصالات یاد شده توانستند تا کرنش ۶ درصد افت مقاومتی در حد قابل قبول داشته باشند. بنابراین اتصال پیشنهادی کرنشی تقریباً برابر کرنش حداکثر را تحمل کرده و شکل‌پذیری آن در مقایسه با اتصال رایج بیشتر است. در زمینه سختی اولیه نیز اتصال پیشنهادی نسبت به اتصال درجا تحت لنگر منفی مقاومتی ۱/۱۳ برابر و در لنگر مثبت مقاومتی ۱/۱۷ برابر از خود نشان داده است.



شکل ۳۱- منحنی نیرو-دررفت اتصال پیش‌ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت

نمودار نیرو-دررفت اتصال پیشنهادی تحت لنگر مثبت در شکل (۳۱) نشان داده شده است. مطابق شکل حداکثر مقاومت اتصال یاد شده تحت لنگر مثبت ۲۱/۸۱ ton.m به دست آمد. میزان افت مقاومت در دررفت نهایی ۵/۶۵٪ که بسیار نزدیک دررفت حداکثری اعمالی است، ۲۵٪ بود. این درحالی است که اتصال یاد شده تا دررفت ۴/۸۴٪ میزان افت مقاومتی در حد ۱/۶ داشته است.

به منظور بررسی و مقایسه عملکرد اتصال درجا و پیش‌ساخته پارامترهای مربوط به منحنی نیرو-دررفت آنها در جدول (۲) آورده شده است. این پارامترها شامل مقاومت نهایی، مقاومت تسلیم، مقاومت گسیختگی، میزان جذب انرژی، درصد افت مقاومت در دررفت حداکثر (یا دررفت نهایی اندازه‌گیری شده)، دررفت حداکثر و دررفت در مقاومت تسلیم، شکل‌پذیری و سختی اولیه اتصال است. میزان جذب انرژی از مساحت زیر نمودار و میزان شکل‌پذیری با استفاده از نسبت دررفت گسیختگی (یا دررفت

جدول ۲- پارامترهای مربوط به منحنی نیرو-دررفت اتصالات

اتصال		اتصال درجا		اتصال درجا تحت لنگر مثبت		پارامتر اندازه‌گیری شده
اتصال پیش ساخته	اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگر مثبت	اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت	اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر منفی	اتصال درجا تحت لنگر مثبت	اتصال درجا تحت لنگر منفی	
۷/۲۷	۲۲/۲۳	۳/۰۲	۴/۸۹	۵/۸۱	۱۸/۹۹	مقاومت نهایی (ton)
۶/۴۱	۲۱/۹۶	۲/۲۹	۴/۵۷	۴/۹۵	۱۸/۶۷	مقاومت تسلیم (ton)
۴/۳۱	۲۰/۹۱	۲/۳۹	۴/۵۲	۵/۱۵	۱۸/۰۱	مقاومت گسیختگی (ton)
۲۵	۵/۹	۲۵	۶/۶۷	۱۱	۵/۲۰	میزان افت مقاومت تا دررفت حداکثر (%)
۳۸/۰۶	۱۲۱/۹۶	۹/۳۸	۲۷/۹۳	۳۱/۴۴	۱۰۳/۶۳	جذب انرژی تا دررفت حداکثر (ton)
۵/۶۵	۶ <	۳/۶۶	۶ <	۶ <	۶ <	دررفت نهایی (%)
۰/۱۸	۰/۷۴	۰/۰۵	۰/۲۶	۰/۱۴۶	۰/۶۵	دررفت تسلیم (%)
۳۰/۴۳	۸/۰۳ <	۲۶/۶۶	۲۲/۷۷ <	۴۱/۱۶ <	۹/۲۰ <	شکل‌پذیری
۳۹/۶۸	۲۹/۴۰	۴۵/۰۲	۱۷/۳۱	۳۳/۹۳	۲۶/۰۷	سختی اولیه (ton)

۸- نتیجه گیری

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 به دست آمده در این مطالعه نشان از ضعف شدید اتصال پیش ساخته رایج کار شده در کشور در مقایسه با اتصالات درجا دارد. این عملکرد ضعیف باعث اختلال در انتقال تلاش های وارده و ضعف در رفتار کل سازه خواهد شد. بنابراین در این تحقیق سعی شد با حفظ سادگی و کارایی در هنگام ساخت، حمل و نصب قطعات پیش ساخته این ضعف مشهود در سازه های پیش ساخته موجود با ارائه اتصالاتی جدید رفع شود. خلاصه نتایج حاصله از عملکرد اتصال بررسی شده در این مطالعه را می توان به صورت زیر ارائه کرد:

۱- اتصال پیش ساخته پیشنهادی با داشتن عملکردی مطلوب در مقایسه با اتصالات درجا در زمینه مقاومت، جذب انرژی و شکل پذیری می تواند به عنوان اتصال مقاوم خمشی در سازه های پیش ساخته مورد استفاده قرار گیرد.

۲- بررسی ها نشان داد اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر منفی و مثبت به ترتیب مقاومتی در حد ۰/۲۶ و ۰/۵۲ اتصال درجا دارد. این در حالی است که اتصال پیش ساخته پیشنهادی تحت لنگرهای یاد شده توانست به ترتیب مقاومتی ۱/۱۷ و ۱/۲۵ برابر مقاومت اتصال درجا از خود نشان دهد.

۳- نتایج به دست آمده از میزان جذب انرژی اتصال پیش ساخته رایج حاکی از رفتار ترد این اتصال تحت تلاش های وارده است به طوری که تحت لنگر منفی و مثبت به ترتیب این اتصال تنها توانست ۰/۲۷ و ۰/۳ اتصال درجا جذب انرژی از خود نشان دهد. این در حالی است که این مقادیر برای اتصال پیش ساخته پیشنهادی به ترتیب در حد ۱/۱۸ و ۱/۲۱ برابر است.

۴- گسیختگی در اتصال پیش ساخته پیشنهادی همانند اتصال درجا از به تسلیم رسیدن آرماتورهای طولی و در نهایت خرد شدگی بتن ناحیه فشاری ناشی می شود که حالت شکست مطلوبی به حساب می آید. این در حالی است که مفصل پلاستیک در اتصال پیشنهادی بر خلاف اتصال درجا خارج از ناحیه گرهی اتفاق افتاد.

۵- گسیختگی در اتصال پیش ساخته رایج 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 انتهایی تیر به کرل ستون است. این در حالی است که در این حالت آرماتورها به ظرفیت خود نرسیدند.

۶- اتصال پیش ساخته رایج تحت لنگر مثبت در دریفتی برابر ۱/۳۶٪ به مقاومتی کمتر از ۰/۸۵ مقاومت حداکثر و در دریفتی برابر ۳/۶۶٪ به مقاومتی کمتر از ۰/۷۵ مقاومت حداکثر خود رسید.

در حالی که اتصال پیشنهادی تا دریفت ۵/۶۵٪ توانست مقاومتی با اکتی اندک و در محدوده قابل قبول از خود نشان دهد.

۹- مراجع

- ACI 318M-08, "Building code requirements for structural concrete and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- ACI 374.1-05, "Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan 2005.
- ACI T1.1R-01, "Commentary on acceptance criteria for moment frames based on structural testing", ACI Manual of Concrete Practice, 2002.
- Bradley BA, Dahkal RP, Mander JB, Li L, "Experimental multi-level seismic performance assessment of 3D RC frame designed for damage avoidance", Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 2007, 37, 1-20.
- CEB-FIP Model Code, "Committee Euro-international du beton", Bulletin information No. 195, 196, 1990.
- Chen WF, Saleeb AF, "Constitutive equations for engineering materials", John Wiley & Sons, 1982.
- Choi H, Choi Y, Choi C, "Development and testing of precast concrete beam-to-column connections", Engineering Structure, 2013, 56, 1820-1835.
- Fan L, Lu X, "Investigation on seismic behavior of jointed precast concrete frame structures", the 14th World Conference on Earthquake Engineering, China, 2008.
- Hawileh RA, Rahman A, Tabatabai H, "Nonlinear finite analysis and modeling of a precast hybrid beam-column connection subjected to cyclic loads", Applied Mathematical Modeling, 2010, 34, 2562-2583.
- 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, 2010, 19, 707-727.
- Hordijk DA, "Local approach to fatigue of concrete", PhD Thesis, Delft University of Technology, Netherland, 1991.
- Iranian Building Codes and Standards, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (Standard No. 2800)", Tehran, Road, Housing and Urban Development Research Centre, Iran, Tehran, 2014.
- Kupfer H, Hilsdorf HK, Rusch H, "Behavior of concrete under biaxial stress", Journal ACI, 1969, 66(8), 656-666.
- 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", 2013, 48, 173-186.
- Mier V, "Multi-axial strain-softening of concrete, part I: fracture, materials and structures", RILEM, 1986, 19, 111.
- Ozden S, Ertas O, "Behavior of unbonded, post-tensioned, precast concrete connections with different percentage of mild steel reinforcement", PCI Journal, 2007, 32-44.
- PCI-04, "Precast/Prestressed concrete institute, design handbook", 6th Edition, Chicago, Illinois, 2004.
- Rodriguez ME, Torres MM, "Seismic behavior of a type of welded precast concrete beam-to-column connection", PCI Journal, 2013, 73(3), 81-94.

EXTENDED ABSTRACT

Introducing of a Typical Beam-to-Column Connection and Comparison of Its Behavior with Conventional Connections

Jamshid Esmaeili*, Seyed Neyram Ahooghalandary, Masood Farzam

Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Tabriz 5166616471, Iran

Received: 01 October 2016; Accepted: 21 May 2017

Keywords:

Finite Element Analysis, Precast connection, Beam to column connection, Precast structure.

1. Introduction

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. The purpose of this research is investigation of precast connections behavior because as a result of these connections, precast structures have a different seismic behavior. According to the recent studies, the most important problem in these structures is due to connection joints. Introducing of new connection and comparison of its behavior with conventional precast and monolithic connections is subjected to promote current weakness of precast structures in this research.

Results indicate that the new connection has better behavior in strength, ductility, energy dissipation than conventional precast and equivalent monolithic connections under applied efforts.

2. Methodology

2.1. Discussed connections

In order to investigate the suggested precast connection and comparing it with common monolithic connections, a four-story residential structure with moment resistant frames was designed by using spectral dynamical analysis in Etabs software. This structure was designed according to 2800 building code (2012). In modeled structure, height of stories is 3.2 m and number of spans is considered 4 with length of 6m. This model is assumed symmetrical. Applied loads include dead, live and seismic loads. Process of loading was done in a way that 3D modeled frame can be a good represented of such structure. In order to evaluate connection joint, one of the middle joints of inner frame in the second story was selected. For the selected joint, designing was done according to ACI 318-08(2008) and PCI (2004) in monolithic and precast forms.

2.2. Behavioral models of materials

Selected behavioral model for materials includes behavioral model of concrete, rebar, bond slip of concrete and rebar, steel segments and contact surface of segments with each other and with concrete.

For modeling of concrete's behavior, behavioral model of CEB-FIP (1990) is used. This model consists of the following parts: tension zone before cracking, tension zone after cracking, compression zone before maximum stress and compression zone after maximum stress.

For modeling the rebar, a "distinctive" behavioral model was used. Bond slip model is represented by CEB-FIP (1990).

* Corresponding Author

E-mail addresses: j-esmaeili@tabrizu.ac.ir (Jamshid Esmaeili), ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (Seyed Neyram Ahooghalandary), mafarzam@tabrizu.ac.ir (Masood Farzam).

In order to investigate steel connecting segments, plasticity model of Von Mises which also is called j_2 was used. And for anticipation of materials' behavior in their contact surface, a behavioral model according to the theory of Mohr- Couloumb was used.

2.3. Finite element model

In order to use finite element analysis in solving the problem of one and three dimensional members, truss and three dimensional elements will be needed. For this purpose, in the case of one dimensional elements, three-jointed linear element and for three dimensional elements, 20-noded brick element and 10-noded tetra element was used. In Fig. 1, finite element model of monolithic and precast member is represented.

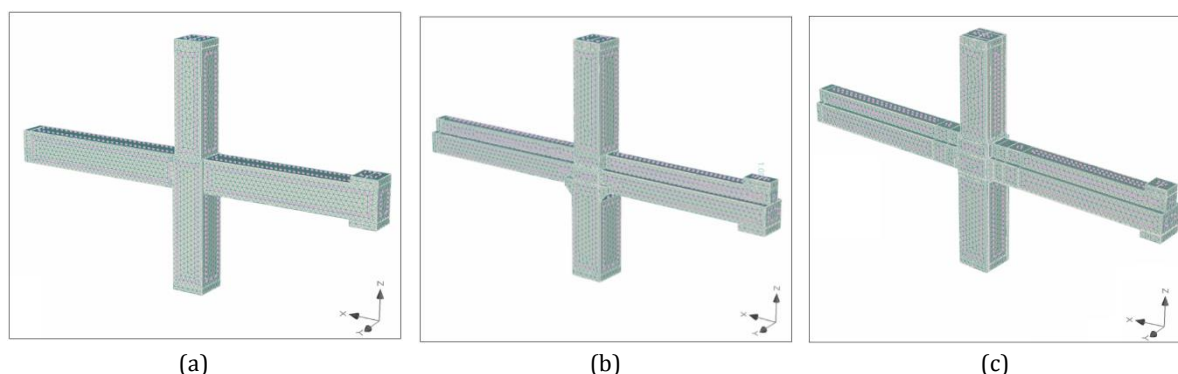


Fig. 1. Finite element model of members: (a) Monolithic joint, (b) Common precast joint, (c) Suggested precast joint

2.4. Load and analysis programming

Loading was done in two phases with Atena 3D software. In the first phase, column was subjected to 70 tons compression axial load. This phase of loading was done in 20 steps in a force control form. In second phase, another load was applied at the end of one of the beams and there are hinged supports at end of other three elements. This phase of loading was done in a displacement control form and in each step, a displacement around 1 mm was applied to the end of beam.

3. Results and discussion

In order to investigate and compare the functions of monolithic and precast connections, their function was investigated by means of several parameters such as ultimate strength, yield strength, failure strength, energy dissipation level, strength reduction percent in ultimate drift, ductility and initial stiffness. These parameters are represented in table 1.

Table 1. Parameters of force-drift curves

Connection Parameter	Monolithic joint, Hogging moment	Monolithic joint, Sagging moment	Common precast joint, Hogging moment	Common precast joint, Sagging moment	Suggested precast joint, Hogging moment	Suggested precast joint, Sagging moment
Ultimate strength (ton)	18.99	5.81	4.89	3.02	22.23	7.27
Yield strength (ton)	18.67	4.95	4.57	2.29	21.96	6.41
Failure strength (ton)	18.01	5.15	4.52	2.39	20.91	4.31
Energy dissipation (ton)	103.63	31.44	27.93	9.38	121.96	38.06
Strength reduction (%)	5.20	11	6.67	25	5.9	25
Ductility	>9.20	>41.16	>22.77	26.66	>8.03	30.43
Initial stiffness (ton)	26.07	33.93	17.31	45.02	29.40	39.68

4. Conclusions

A summary of obtained results from function of investigated connections can be represented like followings:

Suggested precast connection, having a desired function in comparison with monolithic connection in the case of strength, energy dissipation and ductility can be used as a moment resistant connection in precast structures.

Investigations indicated that common precast connection are weak in the case of strength, ductility and energy dissipation and cannot be used alone as a moment resistant connection in precast frames.

5. References

- ACI 318M-08, "Building code requirements for structural concrete and commentary", American Concrete Institute (ACI) Committee, Farmington Hills, Michigan, 2008.
- CEB-FIP Model Code, "Committee Euro-international du beton", Bulletin information No. 195,196, 1990.
- PCI-04, "Precast/Prestressed concrete institute, design handbook", 6th Edition, Chicago, Illinois, 2004.
- Standard No.2800-05, "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings", Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, 4rd Edition, Tehran, Iran, 2012.