

ارزیابی تاثیر رفتار لرزه ای اتصالات مفصلی و گیردار در سازه های بتن مسلح بر اساس تغییر درصد آرماتور طولی در مقطع تیر

دریافت مقاله: ۲۲-۰۷-۱۳۹۷

پذیرش مقاله: ۱۰-۰۴-۱۳۹۸

یوسف زندی*

استادیار ، گروه عمران سازه ، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه آزاد واحد تبریز
zandi@iaut.ac.ir

روح الدین قاسمی سررده

دانش آموخته کارشناسی ارشد عمران، سازه، واحد قشم، دانشگاه آزاد اسلامی، قشم، ایران
ghasemi5959@gmail.com

چکیده

اتصالات تیر- ستون در قابهای بتن مسلح از جمله عناصر کلیدی در تعیین رفتار سازه در مقابل انواع بارها می باشد. نقش این اتصالات در مقابل بارهای جانبی بخصوص رخدادهای قوی لرزه ای بسیار مهم بوده و رفتار سازه های بتن مسلح در زلزله های گذشته نشان می دهد که اتصالات تاثیر قابل توجهی در میزان و شدت خرابی های حاصله داشته اند. از سوی دیگر تجارب بدست آمده در زلزله های گذشته منجر به در نظر گرفتن تمهیدات جدید طراحی اتصال در آیین نامه های فعلی شده است. علی رغم اهمیت اتصالات مفصلی و همچنین استفاده فراوان از آنها در سازه های فولادی، به علت عدم وجود جزئیات مطمئن کاربرد آنها در سازه های بتنی بسیار اندک است. در این مقاله رفتار اتصالات در قاب های بتنی ساختمانی در دو حالت گیردار و مفصلی و برای درصدهای مختلف تسلیح مقطع تیر در محیط نرم افزار ABAQUS مدل سازی شده و مورد مقایسه قرار گرفته است. نتایج این تحقیق نشان دهنده آن است که با افزایش درصد آرماتورهای طولی در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. همچنین با افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می گردد. واژگان کلیدی: اتصال مفصلی، اتصال گیردار، رفتار لرزه ای اتصالات، درصد تسلیح مقطع تیر

در طراحی سازه‌های بتن مسلح با اتصالات صلب، فرض بر گیرداری کامل اعضا در محل اتصالات است. اینگونه اتصالات وظیفه انتقال کامل تمامی لنگرهای خمشی، پیچشی و نیروهای محوری و برشی بین اعضا متصل بهم را عهده دارند. بوجود آمدن تغییر شکل‌های جزئی در محل اتصال باعث می‌شود که این وظیفه بطور کامل انجام نگردد [1,2]. اتصال تیر- ستون در بین انواع اتصالات دیگر در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. چونکه ابعاد اتصال بسیار کوچک است در حالیکه لنگرهای منفی ماکزیمم و نیروهای برشی ماکزیمم در همین محل اتفاق می‌افتند و لذا تراکم آرماتورگذاری فوق العاده زیاد می‌شود [3, 9,10]. در اتصالات کناری تیر- ستون به این دلیل که آرماتورهای تیر باید در این ناحیه مهار و قطع گردند، بر خلاف اتصالات تیرستونهای میانی که در آنها آرماتورهای تیر را می‌توان به طور ممتد از داخل اتصال عبور داد، با مسئله‌ای حادث‌تر مواجه می‌شویم. در سازه‌های بتن مسلح پیش ساخته بدلیل اینکه آرماتورهای ستون در ناحیه اتصال قطع می‌گردند مشکل دیگری نیز بر مشکلات فوق الذکر اضافه می‌گردد [4,11,12].

بطور خلاصه مشکل عمده‌ای که اتصال تیر به ستون را از سایر اتصالات (دیوار به سقف، ستون به دال و غیره) متمایز می‌کند، این است که ناحیه تقاطع تیر به ستون کوچک است و تعبیه حجم زیاد آرماتور مشکل. شاهدات پس از وقوع زلزله‌های واقعی و نیز نتایج آزمایشات مبین این نکته بوده‌اند که خرابی‌های سازه‌ای بیشتر در ناحیه اتصالات مشاهده شده است، حال آنکه گسیختگی سایر المان‌های سازه‌ای کمتر اتفاق افتاده است [5,13].

در سازه‌های بتنی مسلح پیش ساخته، بر خلاف سازه‌های بتنی مسلح معمولی، گاهی اتصالات مفصلی طرح و اجرا می‌گردند. در آنالیز سازه‌های یکپارچه، اغلب فرض بر این است که اتصال به اندازه کافی جهت انتقال لنگرها و برشهای بوجود آمده در اثر بارهای اعمالی به سازه، مقاوم و قوی هست و لذا اعضای متصل به یکدیگر در ناحیه اتصال چرخش یکسانی دارند [6,14,15].

با توجه به اصل سنت و نان توزیع تنشها در محل اتصال ممکن است به کلی متفاوت از توزیع تنش در اعضای متصل بهم باشد اغلب در طراحی اتصال تیر به ستون، پیشنهاد می‌شود که یک سیستم نیرویی ساده (معادل بارهای اعمالی) را به جای نیروهای واقعی در بلوک اتصال در نظر بگیرند [7,16,18].

در ناحیه اتصال تیر ستون - بدلیل کوچک بودن فضای قابل دسترسی - اجرای آرماتورگذاری و نیز جا دادن بتن خالی از اشکال نیست تنشهای کششی ماکزیمم در اثر بارهای متناوب در طول قطره‌های اتصال بوجود می‌آیند و لذا ترک خوردگی در طول این قطرها بوجود می‌آیند. از نظر سازه‌ای بهترین وضعیت خاموت‌گذاری عمود بر مسیر ترک، یعنی باز هم در طول اقطار اتصال است ولی مشکلات اجرایی و تغییر در جهت نیرو مانع از انجام این کار می‌شود. در طراحی یک اتصال صلب باید نکات ذیل را مد نظر قرار داد [8,9,17,19,20]:

۱- اتصالات باید به گونه‌ای طراحی شوند که بتوانند حداقل همان لنگرها و نیروهایی را که اعضای مجاور اتصال تحمل می‌کنند، متحمل گردند یعنی بتوان از حداکثر ظرفیت اعضا استفاده کرد.

۲- برای اتصالاتی که معیار اول را ارضاء نمایند، انعطاف‌پذیری، اتصال باید به گونه‌ای باشد که از گسیختگی ترد جلوگیری شود.

۳- حین وقوع زلزله، استهلاک انرژی قابل ملاحظه مشاهده گردد.

۴- عرض ترک تحت اثر بارهای سرویس محدود و در حد قابل قبول باشد.

۵- از نقطه نظر آرماتورگذاری سهولت‌های اجرایی ملحوظ گردد. این یکی از مهمترین دلایلی است که آرایش‌های مختلفی از نظر آرماتورگذاری برای اتصالات پیشنهاد می‌شوند.

۶- تغییر مکان اتصال نباید موجب افزایش چشمگیر تغییر مکان سازه گردد.

۷- اگر زلزله متوسطی به سازه اعمال شد، اتصال‌ها باید رفتارشان در محدوده ارتجاعی باشد.

۸- پس از تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال، اتصال قادر باشد چرخش‌های قابل ملاحظه‌ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود. به عبارت دیگر اتصال به اندازه کافی نرم باشد.

در سازه‌های نامعین استاتیکی پس از شکست اتصال، لزوماً سازه فرو نخواهد ریخت و در صورتی که اتصال بتواند رفتاری نرم داشته باشد پس از تشکیل مفصل خمیری از درجات نامعینی سیستم کم شده و یک باز توزیع لنگر در اعضای مجاور به اتصال صورت خواهد گرفت که باعث خواهد شد که سازه بتواند بارهای بیشتری را تحمل کند. در حالیکه در سیستم‌های استاتیکی معین، با تشکیل اولین مفصل خمیری سیستم فرو خواهد ریخت. تشکیل مکانیزم در سازه‌های معین، مقاومت اتصال به منظور ایجاد یکپارچگی بین اعضا یک عامل بسیار بحرانی است و در صورتیکه مقاومت اتصال کمتر از مقاومت اعضای متصل به یکدیگر باشد سیستم قبل از اینکه بتواند نیروهای طراحی را تحمل کند فرو خواهد ریخت [8,9,21].

اگر بتوان مفصل خمیری را به بیرون از ناحیه اتصال هدایت نمود در این صورت عملکرد سیستم بهتر خواهد شد. مخصوصاً در قابهای بتن مسلح مطلوب اینست که مفصل خمیری به خارج از ناحیه اتصال تیر به ستون و به درون تیر هدایت گردد. این موضوع باعث می‌شود که حین وقوع زلزله از تشکیل طبقه نرم جلوگیری شود و فلسفه تیر ضعیف - ستون قوی نیز رعایت گردد. [9, 22].

در یک سازه بتن مسلح ممکن است انواع گوناگونی از اتصالات وجود داشته باشند. ممکن است زوایای اعضای متصل بهم حاده، قائمه و یا منفرجه باشند. در قابهای شیبدار زوایای تیر و ستون غیر قائمه است. در قابهای بتن مسلح مسطح از نظر تعداد اعضای متصل بهم می‌توان اتصالات را به انواع دو عضوی یا گوشه، اتصالات سه عضوی یا خارجی و اتصالات چهار عضوی یا میانی تقسیم نمود [6,9,19].

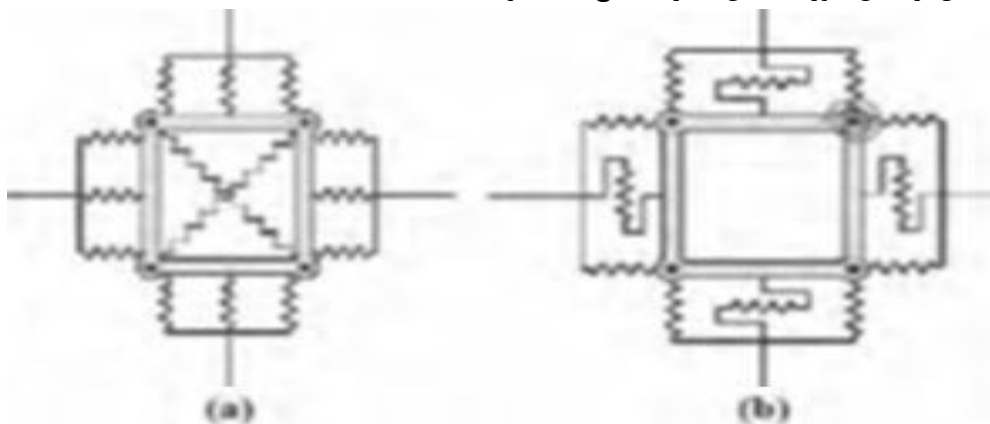
در حالت کلی رفتار اتصالات بطور اساسی به شکل هندسی اتصال، مقدار محبوسیت هسته بتن اتصال، مقاومت برشی و جزئیات آرماتورگذاری اتصال بستگی دارد. نیروها در اتصال توسط چسبندگی میان بتن و آرماتور و قلاب‌های مهارتی انتقال می‌یابند [11,12,13]. چون بارهای زلزله بطور متناوب وارد می‌شوند و جهت بارهای وارده مداوم تغییر می‌یابد، در نتیجه ترک‌های جدیدی عمود بر ترک‌های قبلی بوجود آمده که این، رفتار اتصال را بحرانی‌تر می‌نماید [11,13].

در اتصالات بدون آرماتور عرضی بعد از چند سیکل اول بارگذاری ترک‌ها گسترش یافته و گسیختگی زود هنگام اتفاق می‌افتد. در اتصالات غیر مسلح شکل پذیری کم بوده و بعد از چند سیکل بارگذاری، اتصال منهدم می‌گردد [15,18].

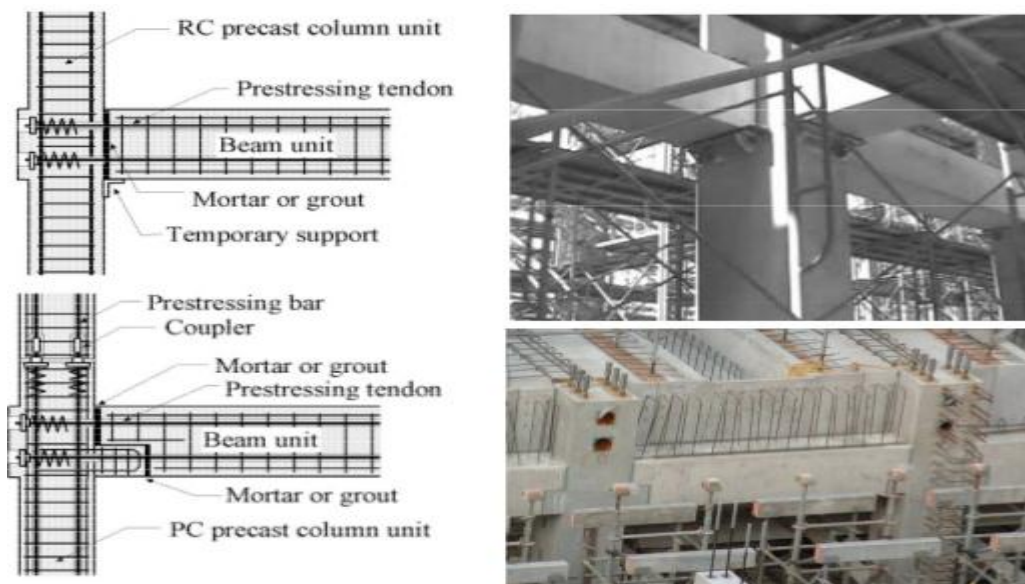
در این اتصالات ادامه بارگذاری متناوب بعد از افت چسبندگی سبب تغییر فرم‌های زیاد در بتن می‌شود که موجب ایجاد ترک و شکاف در طول آرماتورهای ستون شده و نهایتاً انهدام مهارتی برای میلگردهای تیر اتفاق می‌افتد. همچنین در ادامه بارگذاری متناوب، در قسمت بیرونی آرماتورهای ستون پوشش بتن خرد شده و آرماتورهای ستون کمانش می‌کنند و انهدام مهارتی اتفاق می‌افتد [18,21,22].

شیوه‌های مختلفی برای مدل‌سازی پاسخ لرزه ای اتصالات تیر- ستون در قاب های بتن مسلح پیشنهاد شده است. اولین تلاش‌ها در این راستا توسط ۱۹۶۹ کیبرسون، گزارش شده است، که در مدل ایشان رفتار غیرالاستیک اتصالات و پاسخ خمشی اعضای قاب به وسیله دو المان فنر دورانی غیرالاستیک که در دو انتهای یک المان کاملاً الاستیک قرار می‌گرفتند مدل‌سازی می‌شود [6]. یک شیوه‌ی متفاوت توسط آلا ۱۹۹۵، کوناث ارائه شده، که در آن تغییر شکل‌های برشی اتصال به وسیله یک المان فنر دورانی با طول صفر مدل‌سازی می‌شود، که پوش رابطه تنش برشی- کرنش برشی و پاسخ چرخه‌ای براساس نتایج آزمایشگاهی تعیین و کالیبره می‌شود [7]. مدل ۱۹۹۹ بیداه شامل فنرهای دورانی مجزا برای مدل‌سازی تغییر شکل‌های برشی و لغزش پیوستگی اتصال که رابطه تنش برشی- کرنش برش اتصال به وسیله یک منحنی سه خطه ایده‌آل شده براساس تئوری خرابی نرم شونده

شبهه - سازی شده است و تغییر شکل های لغزش پیوستگی با یک مدل دو خطی براساس داده های تحلیلی و آزمایشگاهی قبلی شبهه سازی می شود، رابطه چرخه ای برای تغییر شکل برشی اتصال بدون اثر پینچینگ و برای تغییر شکل ناشی از لغزش پیوستگی با اثر پینچینگ در نظر گرفته می شود [8]. مدل تحلیلی پیچیده تری توسط یوسف و همکاران ارائه شده است، که از دو فنر قطری برای شبهه سازی تغییر شکل برشی اتصال و از ۱۲ فنر مابقی در سطح مشترک ناحیه اتصال جهت شبهه سازی دیگر حالات رفتار غیرالاستیک اتصال استفاده می شود [24]. در سال ۲۰۰۳ لاوس یک المان برای پاسخ غیرالاستیک اتصالات تیر- ستون داخلی ارائه کرده اند که از یک پانل برشی، هشت المان فنر برای لغزش میلگردها و چهار المان فنر برای برش سطح مشترک ترکیب یافته است پوش رفتار برشی هسته اتصال براساس تئوری میدان فشار تصحیح شده تعریف شده است [25].



شکل (۱-الف) مدل های اتصالات تیر- ستون قاب های طراحی شده براساس بار ثقلی [25]



شکل (۱-ب) اتصالات تیر- ستون گیردار و مفصلی [26]

به کارگیری این مدل ها در سیستم کامل تحلیلی برای یک سازه همراه با پیچیدگی هایی می باشد که کاربرد آنها را در کارهای عملی محدود می سازد [32,35]. اغلب این مدل های پیشنهادی به مدلسازی اتصالات تیر- ستون داخلی می پردازند. اگر چه اثر محلی رفتار اتصالات خارجی بر پاسخ لرزه ای قاب های بتن مسلح چند طبقه نیز از اهمیت بالایی برخوردارند [36]. در ۲۰۰۳ پامپانین مدلی را بر پایه نتایج آزمایشگاهی روی اتصالات تیر- ستون (طراحی شده براساس بار ثقلی) ارائه دادند. این مدل شامل یک المان فنر غیر خطی و دو المان صلب می باشد که فنر تغییر

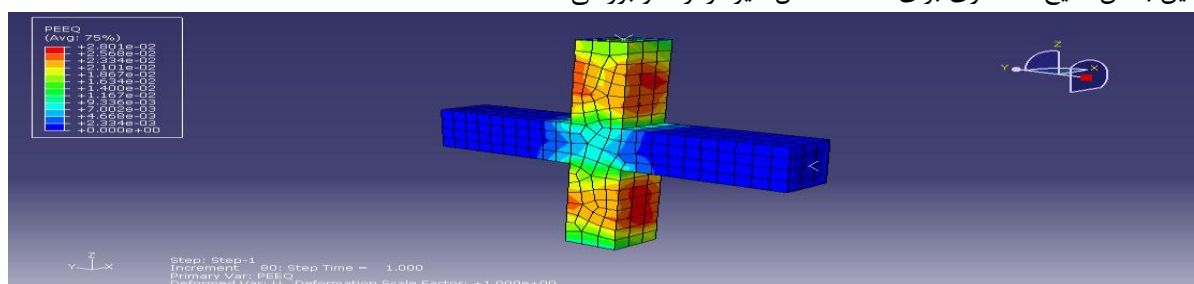
شکل نسبی میان تیر و ستون و المان صلب ابعاد اتصال را شبیه سازی می کنند [27]. محققان دیگری نیز بر پایه کارهای پامپاین مدل اصلاح شده ای با استفاده از دو فنر غیر خطی و سه المان صلب جهت مدلسازی رفتار غیر-الاستیک اتصالات خارجی در نظر گرفتند. خصوصیات المان ها همانند قبل می باشد، در این مدلسازی تأثیر تغییرات بار محوری ناشی از برش طبقه در خرابی اتصال در نظر گرفته می شود [29,30,33,34,36,37].

۲-مدلسازی

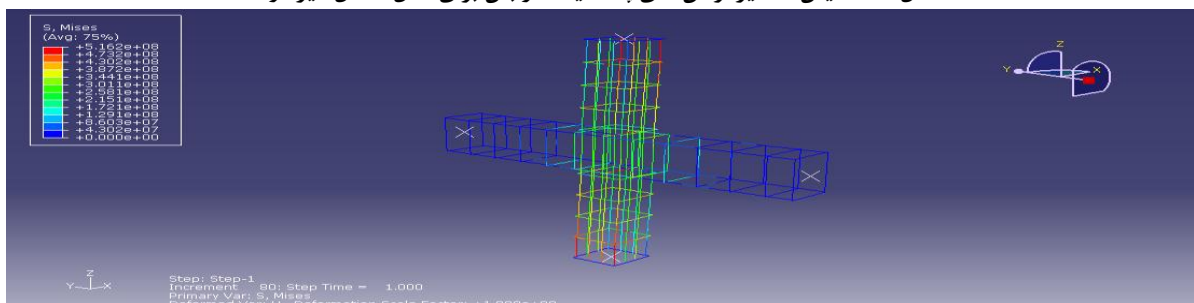
در این فصل نتایج مرتبط با مدلسازی ها در نرم افزار آباکوس ارائه شده است. مدل اتصال تیر به ستون بتن مسلح برای دو حالت با اتصال گیردار و نیز اتصال مفصلی مدلسازی شده است و نتایج مرتبط با آن مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای مورد بررسی شامل مقاومت نهایی اتصال، جذب انرژی و شکل پذیری می باشد.

۲-۱- مدل اتصال گیردار

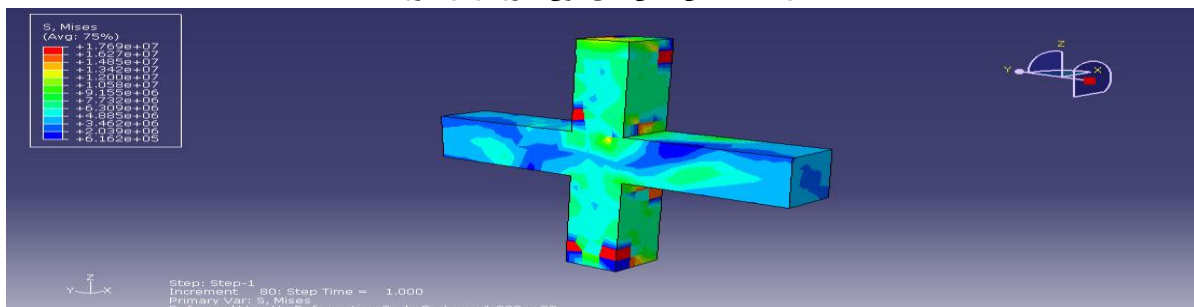
در این بخش نتایج مدلسازی برای حالت اتصال گیردار ارائه و بررسی شده است.



شکل (۲) نمایش مقادیر کرنش های پلاستیک در بتن برای مدل اتصال گیردار



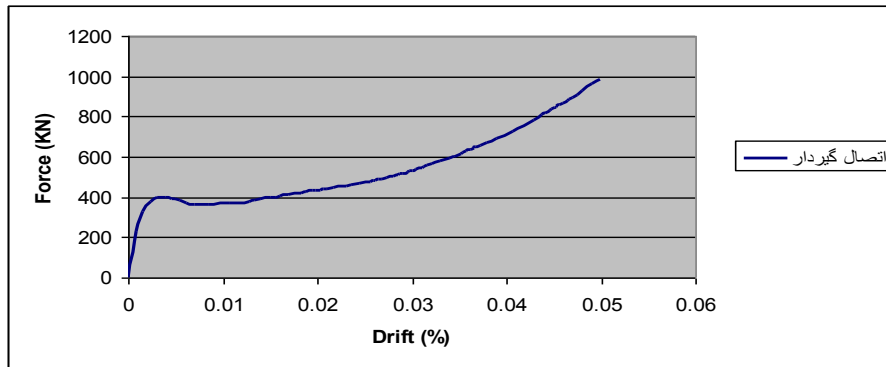
شکل (۳) نمایش تنش های فون میزز در آرماتورها



شکل (۴) نمایش تنش های فون میزز در بتن

۲-۱-۱- مقاومت نهایی اتصال

منحنی دریفت - نیرو برای این اتصال در شکل زیر نمایش داده شده است:

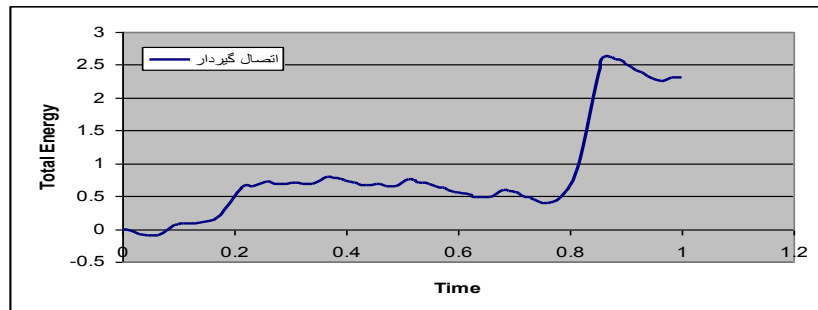


شکل (۵) منحنی دریفت - نیرو در مدل اتصال گیردار

مقاومت نهایی اتصال برابر با میزان نیروی به دست آمده در دریفت ماکزیمم (۵٪) که معادل تغییر مکان انتهای ستون به اندازه ۰٫۱ متر می‌باشد و بر اساس مقادیر نمودار بار - جابجایی اتصال به دست می‌آید در نظر گرفته شده است. مقدار مقاومت نهایی برابر با ۹۸۶٫۱۶ کیلونیوتن می‌باشد.

۲-۱-۲- میزان جذب انرژی اتصال

ظرفیت جذب انرژی اتصال به سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان بعد از هر سیکل بارگذاری وابسته بوده و این مساحت بیانگر درجه اهمیت کاربرد اتصال در بارگذاری لرزه‌ای می‌باشد. هرچه این مساحت بیشتر باشد، اتصال در هنگام زلزله با جذب بیشتر انرژی وارد شده بر سازه، از انهدام سازه جلوگیری می‌کند و در نتیجه رفتار لرزه‌ای اتصال مناسب‌تر است. مقدار جذب انرژی برابر با ۲۶۷۴۴ ژول به دست آمده است.



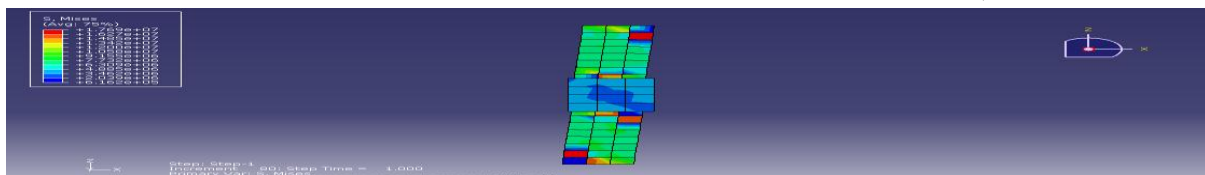
شکل (۶) روند تغییرات انرژی کل در فرآیند تغییر شکل اتصال

۲-۱-۳- شکل پذیری اتصال

شکل‌پذیری جابجایی (μ_{Δ}) عبارت است از نسبت جابجایی در بار نهایی (Δ_{max}) به جابجایی در اولین نقطه‌ای که فولاد کششی جاری می‌شود (Δ_y).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$$

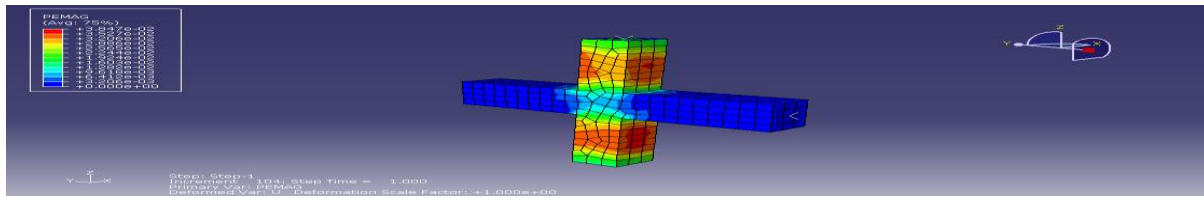
در این مدل نسبت شکل‌پذیری برابر با ۱۲٫۸ به دست آمده است.



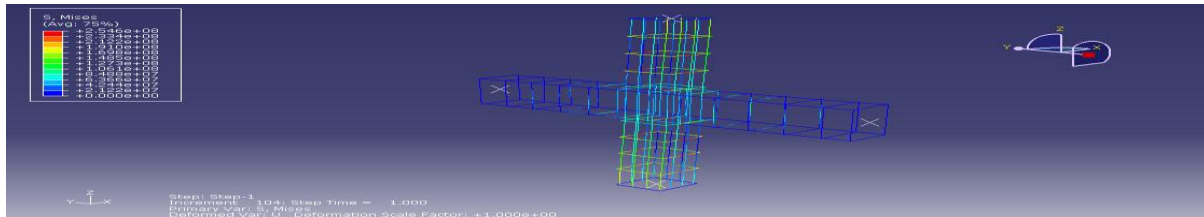
شکل (۷) مود خرابی هسته اتصال در حالت اتصال گیردار

۲-۲-۲- مدل اتصال مفصلی

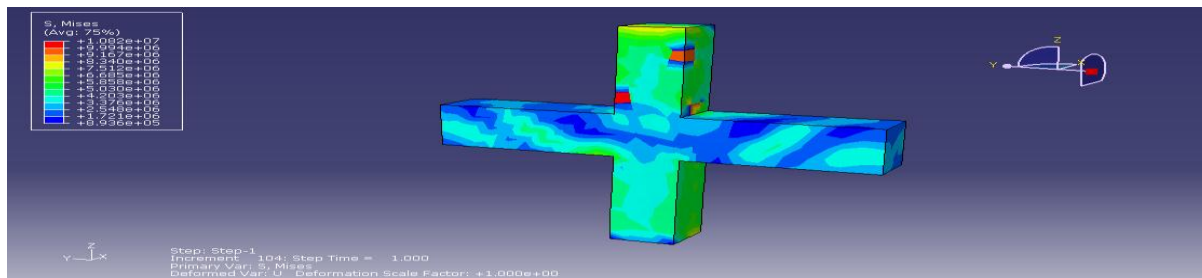
در این بخش نتایج مدلسازی برای حالت اتصال مفصلی ارائه و بررسی شده است.



شکل (۸) نمایش مقادیر کرنش های پلاستیک در بتن برای مدل اتصال مفصلی



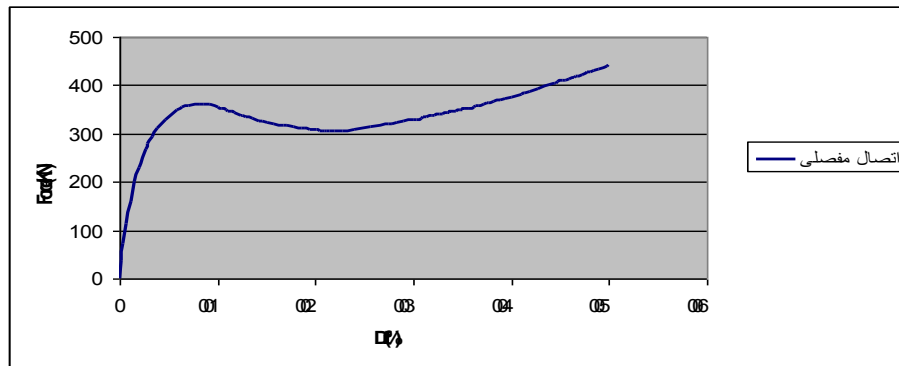
شکل (۹) نمایش تنش های فون میز در آرماتورها



شکل (۱۰) نمایش تنش های فون میز در بتن

۲-۲-۲-۱- مقاومت نهایی اتصال

منحنی دریفت - نیرو برای این اتصال در شکل زیر نمایش داده شده است:



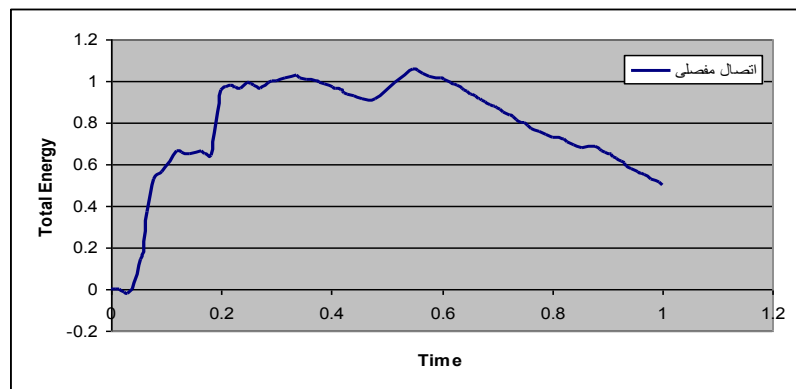
شکل (۱۱) منحنی دریفت - نیرو در مدل اتصال مفصلی

مقاومت نهایی اتصال برابر با میزان نیروی به دست آمده در دریفت ماکزیمم (۰.۵٪) که معادل تغییر مکان انتهای ستون به اندازه ۰،۱ متر می باشد و بر اساس مقادیر نمودار بار - جابجایی اتصال به دست می آید در نظر گرفته شده است. مقدار مقاومت نهایی برابر با ۴۴۲،۵۳ کیلو نیوتن می باشد.

۲-۲-۲-۲- میزان جذب انرژی اتصال

ظرفیت جذب انرژی اتصال به سطح زیر منحنی بار - تغییر مکان بعد از هر سیکل بارگذاری وابسته بوده و این مساحت بیانگر درجه اهمیت کاربرد اتصال در بارگذاری لرزه ای می باشد. هرچه این مساحت بیشتر باشد، اتصال در

هنگام زلزله با جذب بیشتر انرژی وارد شده بر سازه، از انهدام سازه جلوگیری می کند و در نتیجه رفتار لرزه ای اتصال مناسب تر است. مقدار جذب انرژی برابر با ۱۶۹۱۸ ژول به دست آمده است.



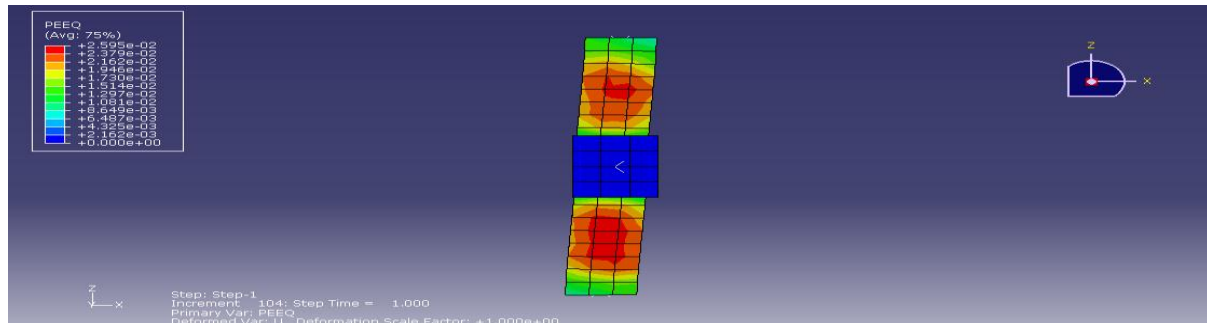
شکل (۱۲) روند تغییرات انرژی کل در فرآیند تغییر شکل اتصال

۳-۲-۲- شکل پذیری اتصال

شکل پذیری جابجایی (μ_{Δ}) عبارت است از نسبت جابجایی در بار نهایی (Δ_{max}) به جابجایی در اولین نقطه ای که فولاد کششی جاری میشود (Δ_y).

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (۲-۴)$$

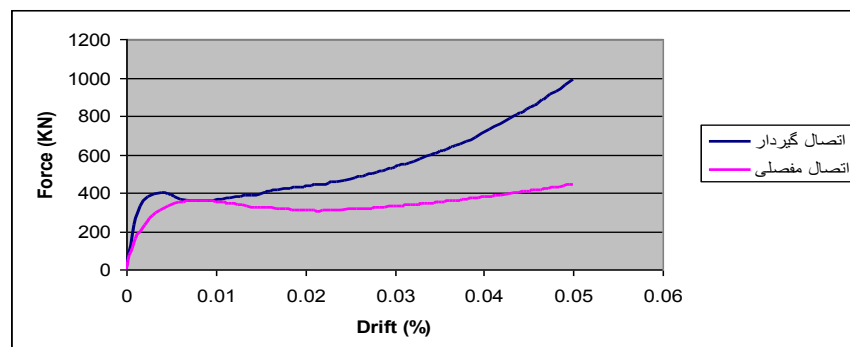
در این مدل نسبت شکل پذیری برابر با ۵,۸۵ به دست آمده است.

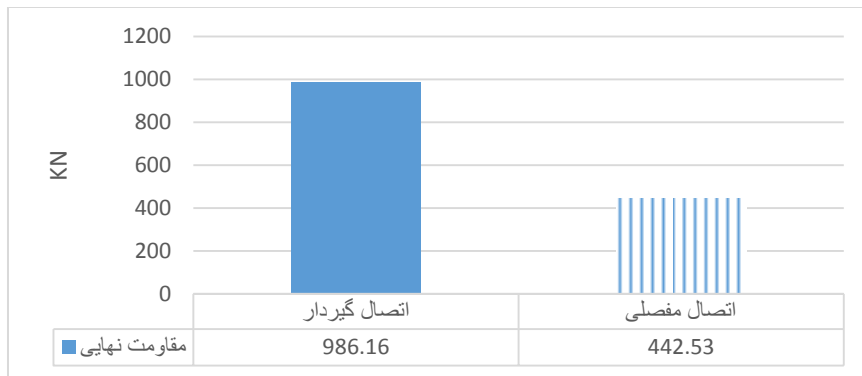


شکل (۱۳) مود خرابی هسته اتصال در حالت اتصال مفصلی

۳-۲-۳- مقایسه نتایج

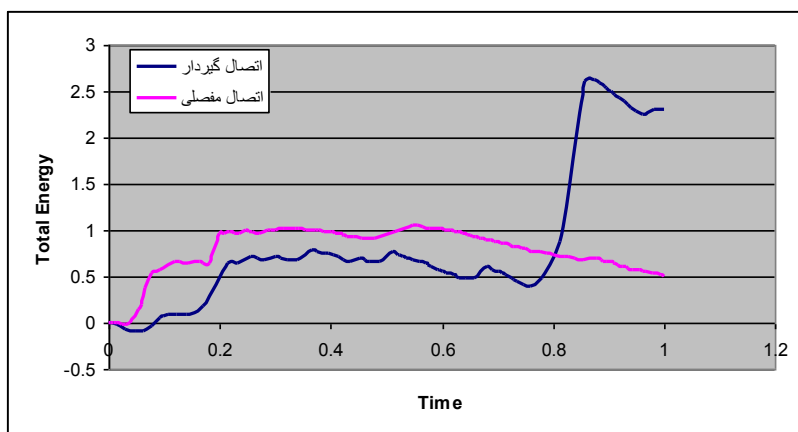
به منظور مقایسه فنی اتصالات گیردار و مفصلی نمودارهای زیر ارائه شده است: در نمودار زیر مقایسه بین رفتار دو اتصال مطرح شده در قالب نمودار نیرو - تغییر مکان نسبی نمایش داده شده است:





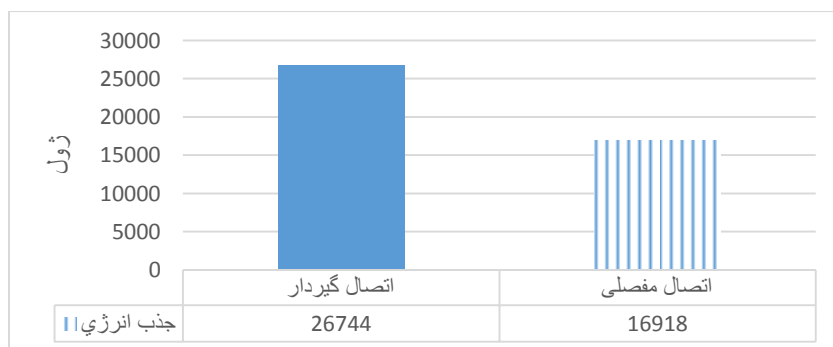
شکل (۱۵) مقایسه میزان مقاومت نهایی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

بر اساس نمودار مقایسه میزان مقاومت نهایی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی مشاهده می شود که جایگزینی اتصال گیردار با اتصال مفصلی منجر به کاهش مقاومت نهایی اتصال شده است. مقدار کاهش مشاهده شده برابر با ۵۵٪ به دست آمده است.



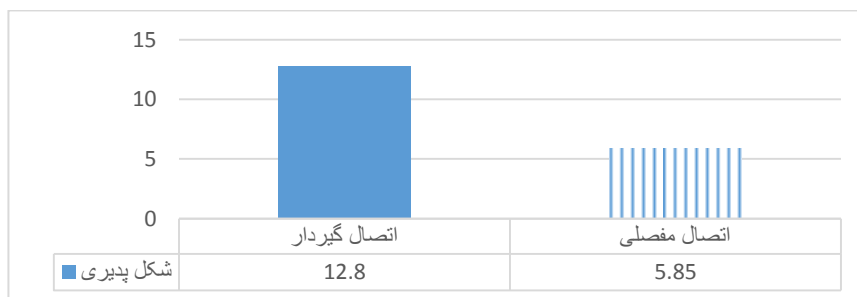
شکل (۱۶) مقایسه منحنی تاریخچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

با مقایسه منحنی تاریخچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی مشاهده می گردد که روند تغییرات انرژی کل در اتصال مفصلی نسبت به اتصالات گیردار یکنواخت تر می باشد. بر این اساس که فولاد دارای رفتار پلاستیک می باشد، با وارد شدن به فاز غیرخطی افزایش ناگهانی در میزان انرژی کل را در اتصال گیردار رقم زده است.



شکل (۱۷) مقایسه میزان جذب انرژی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

با مقایسه میزان جذب انرژی در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی نتیجه گرفته می‌شود که مقطع دارای اتصال گیردار شکل پذیری بالاتری را نمایش داده است. میزان کاهش شکل پذیری در صورت استفاده از اتصالات مفصلی برابر با ۳۷٪ می‌باشد.



شکل (۱۸) مقایسه میزان شکل پذیری در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی

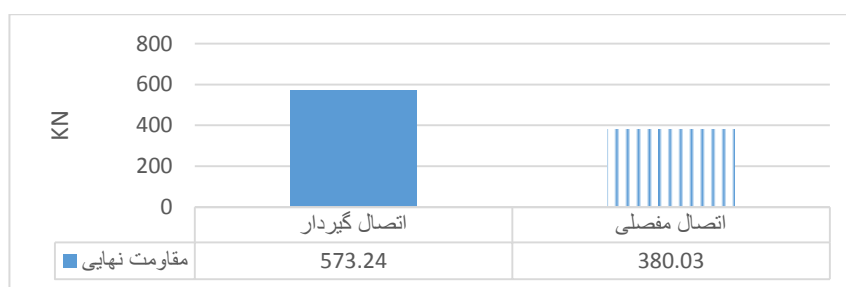
بر اساس نتایج نمودار مقایسه میزان شکل پذیری در دو حالت اتصال گیردار و مفصلی، استفاده از اتصال مفصلی منجر به کاهش شکل پذیری اتصال شده است. این میزان کاهش برابر با ۵۴٪ می‌باشد.

۳-۲- بررسی تاثیر افزایش درصد تسلیح مقطع تیر

در این بخش به بررسی تاثیر درصد آرماتور مقطع بر روی مقاومت نهایی و شکل پذیری پرداخته شده است: برای مدلسازی‌های صورت گرفته در حالت مینا، درصد تسلیح مقطع برابر با ۵۷٪ بوده است. (۴ آرماتور با قطر ۱۶ میلیمتر در مقطع ۴۰*۳۵ سانتی مترمربع)

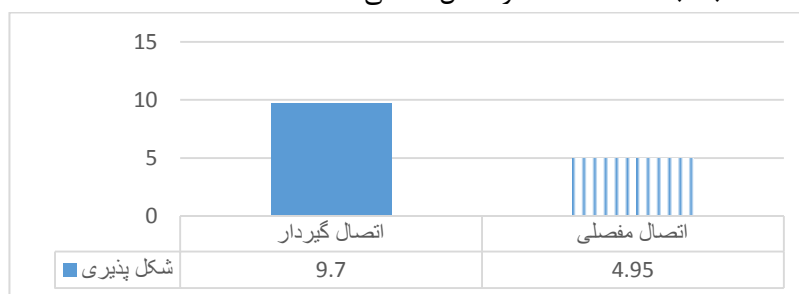
۲-۳-۱- حالت اول

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4014 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۱۹) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت اول

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت اول (۴ میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۰٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

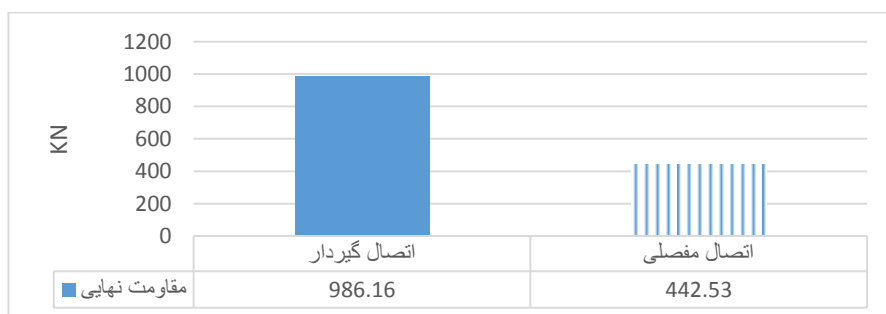


شکل (۲۰) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت اول

مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت اول (۴ میلگرد با قطر ۱۴ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۰٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

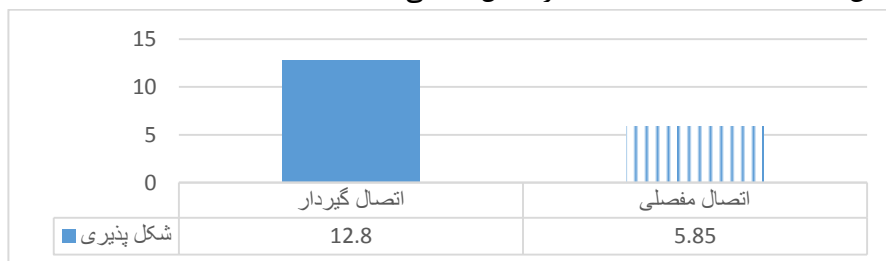
۲-۳-۲- حالت دوم

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4016 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل‌پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۱) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت دوم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت دوم (۴ میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۵٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

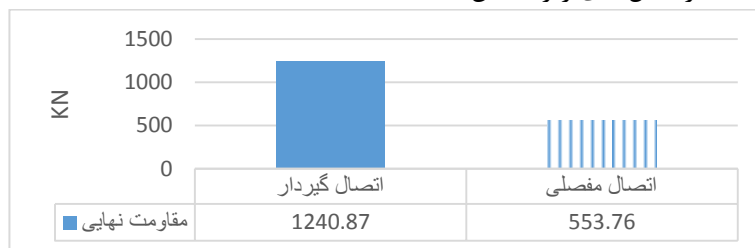


شکل (۲۲) مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت دوم

مقایسه مقادیر شکل‌پذیری در حالت دوم (۴ میلگرد با قطر ۱۶ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۴٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

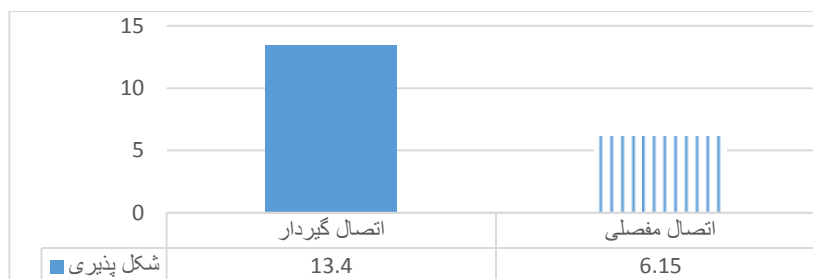
۲-۳-۳- حالت سوم

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4018 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل‌پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۳) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت سوم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت سوم (۴ میلگرد با قطر ۱۸ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۵٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

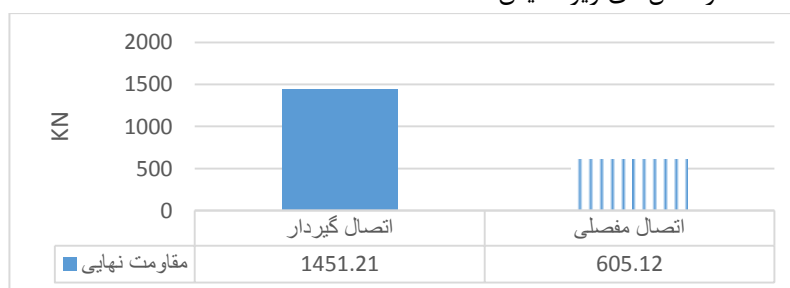


شکل (۲۴) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت سوم

مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت سوم (۴ میلگرد با قطر ۱۸ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال گیردار منجر به افزایش ۵۴٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

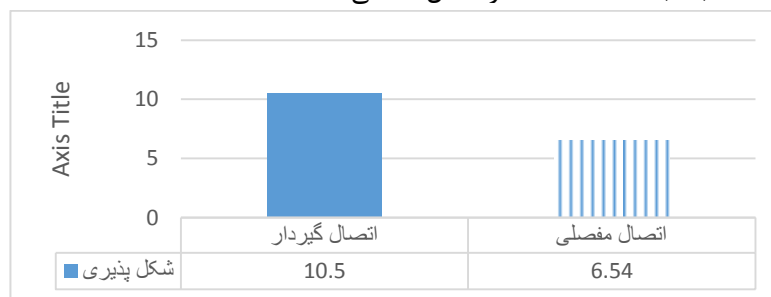
۲-۳-۴- حالت چهارم

در این حالت از مدلسازی از آرایش 4020 در آرماتورگذاری تیر استفاده شده است. نمودار مرتبط با مقاومت نهایی و شکل پذیری برای این حالت در شکل‌های زیر نمایش داده شده است.



شکل (۲۵) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت چهارم

مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در حالت چهارم (۴ میلگرد با قطر ۲۰ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال-گیردار منجر به افزایش ۵۸٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

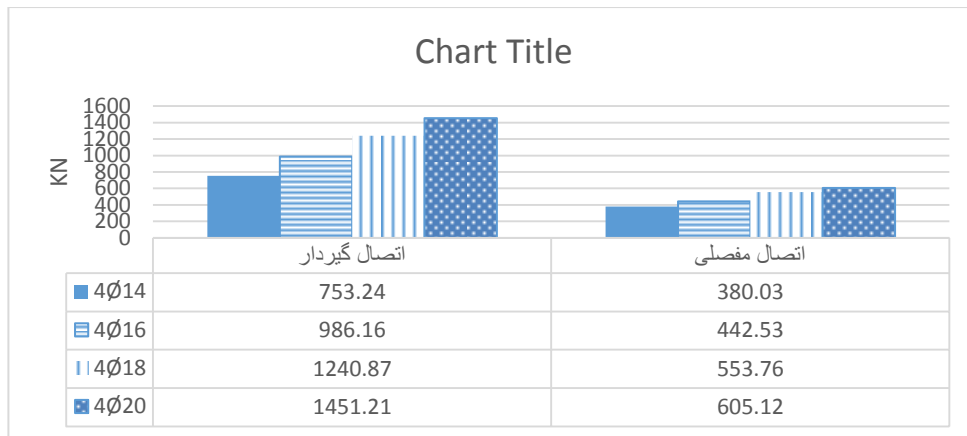


شکل (۲۶) مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت چهارم

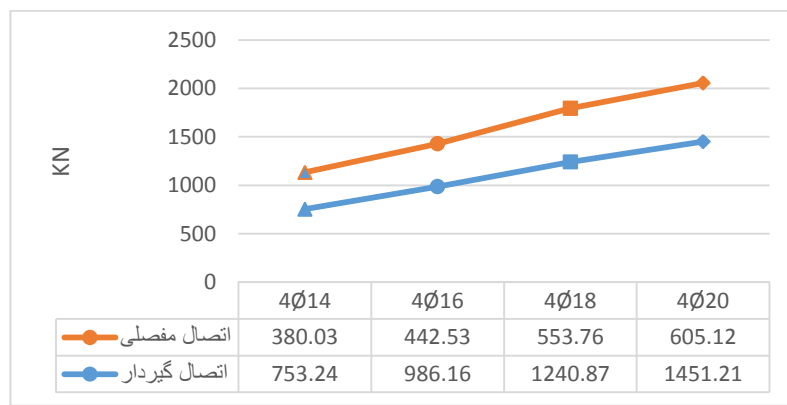
مقایسه مقادیر شکل پذیری در حالت چهارم (۴ میلگرد با قطر ۲۰ میلیمتر) نشان می‌دهد که استفاده از اتصال-گیردار منجر به افزایش ۳۷٪ نسبت به حالت استفاده از اتصال مفصلی شده است.

۲-۳-۵- جمع بندی

خلاصه نتایج و مقایسه بین مقادیر مقاومت نهایی و شکل پذیری برای مدل‌های چهارگانه با درصدتسلیح متفاوت در نمودارهای زیر ارائه شده است:



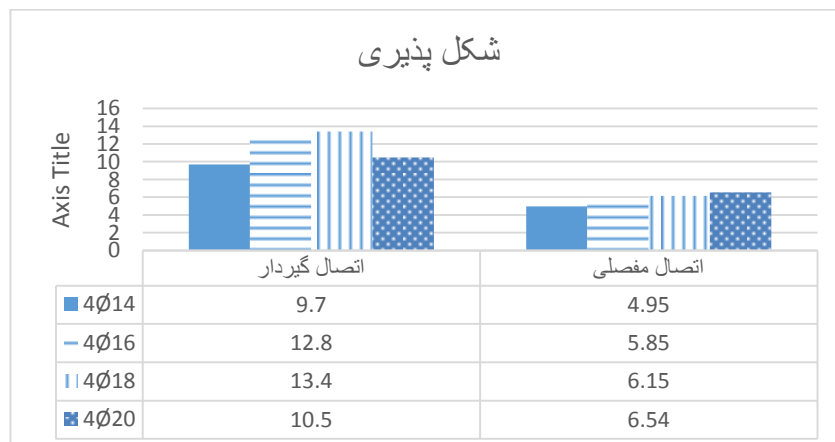
شکل (۲۷) مقایسه مقادیر مقاومت نهایی در اتصالات گیردار و مفصلی



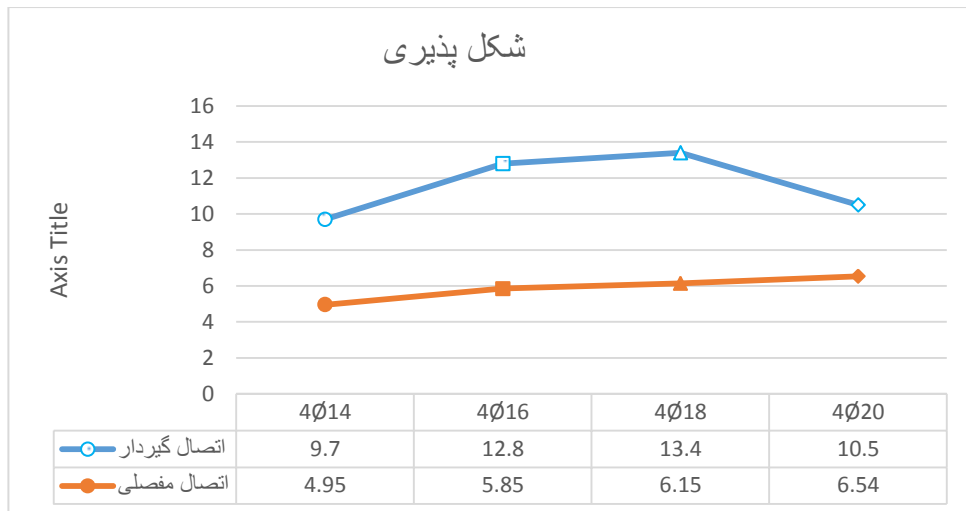
شکل (۲۸) روند تغییرات مقاومت نهایی در اتصالات گیردار و مفصلی بر اساس درصد آرماتور مقطع

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال میگردد. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۹۳٪ افزایش داشته است.

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می-گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۵۹٪ افزایش داشته است.



شکل (۲۹) مقایسه مقادیر شکل پذیری در اتصالات گیردار و مفصلی



شکل (۳۰) روند تغییرات شکل پذیری در اتصالات گیردار و مفصلی بر اساس درصد آرماتور مقطع

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار شکل پذیری اتصال ۸٪ افزایش داشته است. بیشترین رشد ممکن نیز برای اتصالات گیردار برابر با ۳۸٪ و بین حالت اول و سوم روی داده است.

افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می‌گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۳۲٪ افزایش داشته است.

۳- نتیجه گیری

مهمترین یافته‌ها و نتایج تحقیق عبارتند از:

۱- با مقایسه نتایج تاریخیچه زمانی انرژی کل در دو حالت اتصالات گیردار و مفصلی مشاهده گردید که روند تغییرات انرژی کل در اتصال مفصلی نسبت به اتصالات گیردار یکنواخت تر می‌باشد.

۲- با مقایسه میزان جذب انرژی در دو اتصال گیردار و مفصلی نتیجه گرفته می‌شود که مقطع دارای اتصال گیردار شکل پذیری بالاتری را نمایش داده است. میزان کاهش شکل پذیری در صورت استفاده از اتصالات مفصلی برابر با ۳۷٪ می‌باشد.

۳- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال به صورت پیوسته ولی بسیار تدریجی می‌گردد. با افزایش درصد تسلیح تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۳۲٪ افزایش داشته است.

۴- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می‌گردد. با افزایش درصد فولاد طولی تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۹۳٪ افزایش داشته است.

۵- افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات مفصلی منجر به افزایش ظرفیت نهایی اتصال می‌گردد. با افزایش درصد تسلیح طولی تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار ظرفیت نهایی اتصال ۵۹٪ افزایش داشته است.

۶-افزایش درصد آرماتور در مقطع تیر در حالت استفاده از اتصالات گیردار منجر به افزایش شکل پذیری اتصال گردیده است. با این حال با افزایش درصد آرماتور و ثابت ماندن ابعاد هندسی تیر در نهایت شکل پذیری به تدریج دچار کاهش شده است. با افزایش درصد فولاد تیر از ۰,۰۰۴۴ به ۰,۰۰۸۹ (افزایش ۲ برابری) مقدار شکل پذیری اتصال ۰,۸٪ افزایش داشته است. بیشترین رشد ممکن نیز برای اتصالات گیردار برابر با ۰,۳۸٪ و بین حالت اول و سوم روی داده است.

مراجع:

- [1]. 1. ACI Committee 318-05. *Building Code Requirements for Reinforced Concrete and commentary (ACT 318-05)*. American Concrete Institute, Detroit, 2005.
- [2]. 2. Nzs 3101. *Code of Practice for the Design of Concrete Structures, Parts 1 and 2*. Standard Association of New Zealand, wellington, 1995.
- [3]. 3. Architectural Institute of Japan. *Standard for structural Calculation of Reinforced Concrete Structures*. Architectural Institute of Japan, Japan, 1994.
- [4]. 4. Euro code 8 (EC8). *Design of structures for earthquake resistance- part I: general rules, seismic actions and rules for building*. Doc CEN/Tc250/SC8/N335prEN 1998-1-1, 2003.
- [5]. 5. CEB. *RC Frames under Earthquake Loading – State of the Art Report, Comet's Euro – International du B'eton*, Thomas Telford, London, 1996.
- [6]. 6. Giberson MF. *Two nonlinear beams with definition of ductility*. *Journal of the Structural Division (ASCE)* 1969; 95(ST2):137-157.
- [7]. 7. Alath S, Kunnath S. *Modeling inelastic shear deformation in RC beam- column joints*. *Proceedings of the 10th Conference on Engineering Mechanics, University of Colorado at Boulder, Boulder, Co, 1995; 822-825*.
- [8]. 8. Biddah A, Ghobarah A. *Modeling of shear deformation and bond slip in reinforced concrete joints*. *Journal of Structural Engineering and Mechanics* 1999; 7(4):413-432.
- [9]. 9. ACI352R. (2002). *Recommendations for design of beam-column connections in monolithic reinforced concrete structures (reported by Joint ACI-ASCE committee 352)*. American concrete Institute. U.S.A.
- [10]. 10. Park, R. & Paulay, T. (1975). *Reinforced concrete structures*. John Wiley & Sons. New York.
- [11]. 11. Tsonos, A. G, Tegos. I. A. & Penelis, G. (1993). *Seismic resistance of type-2 exterior beam-column joints reinforcement with inclined bars*. *ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 1, pp. 3-12*.
- [12]. 12. Wallance, J. W., Scott, W. McConnell, Piush Guta & Paul, A. Cote. (1998). *Used of headed reinforcement in beam-column joints subjected to earthquake loads*. *ACI Structural Journal, Vol. 95, No. 5, pp. 590-606*.
- [13]. 13. Murty, C. V. R., Rai, D. C., Bajpai, K. K. & Sudhir K. Jain. (2003). *Effectiveness of reinforcement details in exterior reinforcement concrete beam-column joints for earthquake resistance*. *ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 2, pp. 149-156*.
- [14]. 14. Uma, S. R. & Sudhir. K. Jain. (2006). *Seismic design of beam-column joints on RC moment resisting frames review of codes*. *Structural Engineering and Mechanics, Vol. 23, No. 5, pp. 579-597*.
- [15]. 15. Chutarat, N. & Aboutaha, R. S. (2003). *Cyclic response of exterior reinforcement concrete beam-column joints reinforced with headed bars-experimental investigation*, *ACI Structural Journal, Vol. 100, No. 2, pp. 259-264*.
- [16]. 16. Lee. H. J. & Yu, S. Y. (2009). *Cyclic response of exterior beam-column joints with different anchorage methods*. *ACI Structural Journal, Vol. 106, No. 3, pp. 329-339*.
- [17]. 17. Bindhu, K. P. & Jeya, K. P. (2010). *Strength and behavior of exterior beam-column joints with diagonal cross bracing bars*. *Asian journal of civil Engineering (Building and Housing), Vol. 11, No. 3, pp. 397-410*.

- [18]. 18. Sagbas, G. Vecchio, F. J. & Christopoulos, C. (2011). Computational modeling of the seismic performance of beam-column subassemblies. *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 15, No. 4, pp. 640-663.
- [19]. 19. Baglin, P. S. & Scott, R. H. (2000). Finite element modeling of reinforced concrete beam-column connection. *ACI structural journal*, Vol.97, No. 6, pp. 886-894
- [20]. 20. Hegger, J., Sherif, A. & Roeser, W. (2004). Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beamcolumn connections. *ACI Structural Journal*, Vol. 101, No. 5, pp. 604-614
- [21]. 21. Park, S. & Mosalam, K. M. (2012). Analytical model for predicting shear strength of unreinforced exterior beam-column joints. *ACI Structural Journal*, Vol. 109, No. 2, pp. 149-160.
- [22]. 22. Chun, S. C., Lee, S. H., Kang, T. H. K., Oh, B. & Wallace, J. W. (2007). Mechanical anchorage in exterior beam-column joints subjected to cyclic loading. *ACI Structural Journal*, Vol. 104, No. 1, pp. 102-113.
- [23]. 23. Hau TTC. *Unified Theory of Reinforced Concrete*. CRC Press Inc: Boca Raton, FL, 1993.
- [24]. 24. Youssef M, Ghobarah A. Modeling of RC beam- column joints and structural walls. *Journal of Earthquake Engineering* 2001; 5(1):93-111.
- [25]. 25. Lowes LN, Altoona A. Modeling reinforced- concrete beam- column joints subjected to cyching loading. *Journal of Structural Engineering (ASCE)* 2003; 129(12): 1686-1697.
- [26]. 26. Vecchio, F.J. and Collins, M.P.(1986), *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, *Journal of American Concrete Institute*, 83:2,219-231.
- [27]. 27. Pampanin S, Magenes G, Carr A. Modeling of shear hinge mechanism in poorly detailed RC beam- column joints. *Fib Symposium on Concrete Structures in Seismic Regions, Athens, Greece* 6-8 May 2003; Paper 171.
- [28]. 28. Priestley, MJN, Displacement – based seismic assessment of reinforced concrete buildings, *Journal of Earthquake Engineering*,1(1), 1997, 157-192.
- [29]. 29. Hakuto, S., Park, R. and Tanaka, H. Seismic load tests on interior and exterior beam-column joints with substandard reinforcing details. *ACL Structural Journal*, V. 97, N. 1, 11-25.2000.
- [30]. 30. Bing, Li, Yiming, W., Tso- Chien P. Seismic Behaviour of Non-seismically Detailed Interior Beam-Wide Column Joints – Part I: Experimental Results and Observed Behaviour, *ACI. Structural Journal*, Vol.99.No.6, 791-802, 2002.
- [31]. 31. Calvi, G.M., Magenes, G., Pampanin. S. Experimental Test on a Three Storey R.C. Frame Designed for Gravity only, *12 th European Conference on Earthquake Engineering*, London, paper n.727, 2002.
- [32]. 32. Pampanin, S., Calvi, G.M. and Moratti, Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Designed For Gravity Loads. Part I: Experimental Test on Beam- Column Subassemblies, submitted to *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2003a.
- [33]. 33. Pampanin, S. Magenes, G, Calvi, G.M. Seismic Response of Reinforced Concrete Buildings Designed For Gravity Loads. Part II: Experimental Test on a Three Storey Frame, submitted to *ASCE Journal of Structural Engineering*, 2003b.
- [34]. 34. Park, Y. J.Reinhorn, A.M. & Kunnath, S.K. 1987. IDARC: Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Frame_Shear well Structures. Technical Report NCEER-87-0008, 1987, State University of New York at Buffalo.
- [35]. 35. Pampanin, S.,Calve, G.M. and Moratti,M.Seismic Behavior of R.C. Beam-Column Joines Designed for Gravity Loads, *12 th European Conference on Earthquake Engineering*, London, Paper n. 726, 2002.
- [36]. 36. Shin M,LaFave JM. Modeling of cyclic joint shear deformation contributions in RC beam_ column connections.
- [37]. 37. Karayannis CG. Chalioris CE, Sideris KK. Effectiveness of RC beam – column connection repair using epoxy resin injections. *Journal of Earthquake Engineering* 1998, 2 (2): 217-240

Evaluation of the Comparative Effect of Seismic Behavior of Hinge and Fixed Connections on the Change in Reinforcement Ratio

Yousef Zandi *

Assistant professor, Department of Civil Engineering, Tabriz Branch,
Islamic Azad University, Tabriz, Iran.
Zandi@iaut.ac.ir

Ruhedin Gasemi Sardareh

Msc in Civil Engineering, Strutural Engineeing From Geshm Branch,
Islamic Azad University, Geshm, Iran.
ghasemi5959@gmail.com

Abstract:

Beam-Column joints in reinforced concrete frames are one of the key elements in determining the structural behavior of a variety of loads. The role of these joints against lateral loads, especially strong seismic events, is very important and the behavior of reinforced concrete structures in past earthquakes indicates that Connections have had a significant impact on the extent and severity of the failures. On the other hand, the experience gained in past earthquakes has led to the consideration of new interconnection design schemes in the current regulations. Despite the importance of joint joints and their extensive use in steel structures, due to the lack of precise details on their use in concrete structures, they are very small. In this paper, the behavior of joints on concrete frames in two types of absorption and bonding and for various reinforced sections of reinforced beams is modeled and compared in ABAQUS software environment. The results of this study indicate that increasing the percentage of the armature at the cross section in the case of the use of clamping joints has led to an increase in connective ductility. However, by increasing the reinforcement of the reinforcement and maintaining the geometric dimensions of the beam, the ultimate degree of ductility is gradually reduced. Also, with the increase in the diameter of the reinforcement in the beam during the use of joint joints, it increases the final capacity of the connection continuously but very gradually it turns out.

Keywords: Joint Joints, Bonding Connection, Seismic Behavior of Joints, Armed Cross Section Percentage of Reinforced Beam