۱- مقدمه

بررسی خسارت‌های وارده در اثر زلزله به قاب‌های بتن مسلح بیانگر آن است که بیشتر خسارت‌های وارده به این نوع قاب‌ها در ناحیه اتصال تیر به ستون رخ می‌دهند. Park و Paulay [۱] مطالعات جامعی درباره رفتار اتصال تیر به ستون ارائه نمودند.آنان هسته اتصال را خطرناک‌ترین قسمت سازه در هنگام زلزله دانستند و ضرورت تجدیدنظر در طراحی آن را بیان نمودند.Paulay و Priestley [۲] به تشریح وقوع لغزش در میلگردهای طولی تیر ناشی از ضعف مقاومت پیوستگی میلگردها و شکست برشی درهسته اتصال که موجب شکست اتصال می‌شود پرداختند. آنها نشان دادند که اتصال‌های طراحی‌شده با فرض عدم نیاز به کنترل تنش اتصال در حالتی که تنش‌های اعضای تیر و ستون در محدوده مجاز باشند، دارای هسته‌ای ضعیف و مهم ترین قسمت سازه در هنگام زلزله بوده و می‌بایست در طراحی آنها تجدیدنظر شود. Ehsani و Alameddine [۳] به منظور بررسی معیارهای موجود طراحی اتصالات، آزمایش‌هایی را بر روی نمونه‌های ساخته شده از بتن با مقاومت بالا انجام دادند. در این پژوهش ۱۲ نمونه تحت اثر بارهای چرخه‌ای غیرخطی، آزمایش شدند. آنها نتیجه گرفتند که معادلات کمیته مشترک-ACI ASCE 352 [۴] برای تنش برشی مجاز، در اتصالات دارای بتن با مقاومت بالا، محافظه کارانه بوده و پیشنهادهای ارائه شده برای محصور کردن اتصال نمی‌تواند در حالت بتن با مقاومت بالا قابل استفاده باشد. Paultre و همکاران [۵] مقایسه‌ای بین رفتار سازه‌های دارای بتن با مقاومت معمولی و سازه‌های دارای بتن با مقاومت بالا انجام دادند. همچنین دو اتصال خارجی که بر اساس آیین‌نامه بتن کانادا طراحی شده بودند با یکدیگر مقایسه شدند. در نمونه اول از بتن معمولی و در نمونه دوم از بتن با مقاومت فشاری بالا استفاده شده بود. نمونه‌ها بنحوی ساخته شدند که مقاومت خمشی تیرها در آنها یکسان باشند. نتایج آزمایشگاهی نشان داد که نمونه ساخته شده از بتن معمولی دارای شکل پذیری بیشتر نسبت به نمونه دیگر بود. Elmenshawi و Brown [۶] در پژوهش آزمایشگاهی تاثیر مقاومت بتن بر رفتار چرخه‌ای نمونه‌های اتصال با بتن معمولی ، بتن مقاومت بالا و بتن فوق‌مقاوم را بیان کردند. آنها دریافتند که افزایش مقاومت بتن موجب بروز رفتار تردتر و تشکیل ترک‌های بیشتر در اتصال می‌شود گرچه اثر سایر عوامل مانند کاهش نسبت دهانه به عمق مقطع نیز ممکن است علت بروز این رفتار باشد. آنها بیان کردند که میزان انرژی جذب‌شده به طور قابل ملاحظه ای با کم کردن تاثیرپذیری برشی نمونه‌ها و در درجه کمتری با افزایش میلگردهای عرضی افزایش می‌یابد. همچنین نسبت میلگردهای بالا و پایین تیر به میزان زیاد و نسبت میلگردهای عرضی اتصال و نسبت دهانه به عمق نمونه‌های به مقدار کمتری بر میرایی اتصال تاثیر می‌گذارد. Moehle و Mahin [۷] از وقوع شکست در اتصال تیر به ستون، از مهم‌ترین عوامل در وارد آمدن خسارت و تخریب کامل سازه ای نام بردند. Hanson و Conner [۸] نتایج حاصل از آزمایش بر روی هفت نمونه اتصال تیر به ستون با بارگذاری چرخه‌ای را با هدف بررسی تأثیر جزئیات میلگردگذاری بر شکل‌پذیری اتصال منتشر کردند و ابراز داشتند که طراحی و میلگردگذاری مناسب می‌تواند موجب بهبود رفتار اتصال تیر به ستون شود.

اخیرا بتن خودتراکم به علت روانی و قابلیت اجرا در نقاط پر میلگرد، کاربرد بیشتری در سازه‌های بتنی پیدا کرده است. این نوع بتن تحت اثر وزن خود و بدون نیاز به ویبره، متراکم شده و به این دلیل استفاده از بتن خودتراکم در اعضای با تراکم میلگرد زیاد، مانند ستون‌ها و اتصالات، مناسب می‌باشد . Lin و همکاران [۹] نشان دادند که بتن خودتراکم در ستون‌های بتن مسلح دارای عملکرد بهتر نسبت به بتن معمولی در کنترل ترک‌ها است. Said [۱۰] در پژوهش آزمایشگاهی در اتصالات ساخته شده از بتن معمولی و خودتراکم نتیجه گرفت که تغییر شکل برشی هسته در هر دو نوع بتن مشابه بوده ولی با توجه به ریزدانه بودن بتن خودتراکم، ظرفیت باربری در اتصالات در تغییر شکل‌های زیاد، کمتر از اتصال با بتن معمولی است.

تاثیر جزئیات میلگردهای طولی تیر بر رفتار اتصالات خارجی توسط Scott [۱۱] انجام شد. Abdel-Fattah و Wight [۱۲] تاثیر میلگردهای کلاهک دار[1]را در اتصالات داخلی مورد بررسی قرار دادند که موجب افزایش عملکرد و شکل پذیری نمونه‌ها شد. Wallace و همکاران [۱۳] آزمایش‌هایی را با استفاده از میلگردهای کلاهک دار بر روی اتصالات خارجی انجام دادند. این میلگردها مانع از لغزش میلگردهای تیر شدند. Kang و همکاران [۱۴] پژوهش‌هایی را بر روی اتصالات خارجی انجام دادند و اثر اندازه، شکل و نحوه اتصال میلگردها را بررسی نمودند. Barbhuiya و Choudhury [۱۵] به بررسی اثر اندازه اتصالات تیر به ستون بتن مسلح تحت بارگذاری چرخه‌ای توسط مدل‌های آزمایشگاهی، در سه نوع اتصال تیر به ستون پرداختند و اثر اندازه و ابعاد نمونه را بر اساس مکانیک شکست بررسی نمودند. تعدادی از محققان مانند Megget و Park [۱۶] تلاش‌های قابل توجهی را برای بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات بتنی اختصاص دادند. Bariola [۱۷] نشان داد که اتصالات

[1] Headed Bar

سازه‌های بتنی برای سازه‌هایی که از نظر ارتفاع در رده سازه‌های متوسط هستند، بیشتر در اثر بار لرزه‌ای خسارت می‌بینند. Engindeniz و همکاران [۱۸] به تاثیر قابل توجه رفتار کلی اتصالات تیر به ستون در قاب‌های خمشی بتن مسلح تحت بارگذاری‌های جانبی پرداختند.
اخیراً مواد کامپوزیت در مقاوم‌سازی سازه‌ها کاربرد بسیاری یافته‌اند و جایگزینی برای رفع نقص سازه‌های بتن مسلح شده‌اند. یکی از موادی که کاربرد وسیعی در مقاوم‌سازی سازه‌های بتن مسلح دارند، پلیمرهای مسلح الیافی (FRP) می‌باشند. از دهه ۱۹۴۰ پلیمرهای مسلح الیافی (FRP)به طور گسترده ای در هوافضا، کشتی سازی، خودرو و صنایع مکانیکی مورد استفاده قرار گرفته است. در سال‌های اخیر، FRP به نوع جدیدی از تقویت کننده برای مهندسی عمران با مقاومت بالا، وزن سبک و عملکرد ضد خوردگی تبدیل شده است[۱۹]. با پیشرفت فن‌آوری، آرماتورهای پلیمری مسلح الیافی تولید شده و مورد استفاده قرار گرفته است. میلگرد FRP از نظر شکل ظاهری مشابه میلگردهای متداول هستند، ولی در تولید آنها به جای فولاد از رزین پلیمری مخصوص و الیاف استفاده می‌شود. میلگردهای کامپوزیتی FRP متشکل از دو بخش پلیمری FRP و رزین هستند. بر اساس نوع رزین یا نوع الیاف پلیمری FRP که می‌تواند یکی از انواع کربن، الیاف شیشه و یا آرامید باشد، سه نوع میلگرد کامپوزیتی FRP در بازار موجود است. از انواع میلگردهای پلیمری مسلح الیافی می توان به میلگردهای شیشه[1] کربن[2]و آرامید[3] اشاره نمود. میلگردهای کامپوزیت GFRP رفتار متفاوتی با میلگردهای فولادی دارند. به دلیل مقاومت طبیعی در برابر خوردگی، این میلگردها برای سازه‌هایی که در معرض خوردگی قرار دارند مانند سازه‌های دریایی، اسکله‌ها، عرشه پل‌ها و سازه‌هایی که در معرض نمک‌های یخ‌زدا قرار دارند بسیار مناسب می‌باشند. با توجه به خاصیت غیر مغناطیسی این میلگردها کاربرد آنها در تجهیزات حساس مانند میدان‌های الکترومغناطیس و بخش‌های MRI بیمارستان‌ها مناسب تر از میلگردهای فولادی می‌باشد. میلگردهای فولادی دارای یک رفتار تقریباً ایزوتروپیک می‌باشند ولی میلگردهای GFRP دارای مقاومت کششی بالا در جهت اصلی الیاف می‌باشند. این میلگردها دارای رفتار الاستیک خطی می‌باشند و از خود رفتار جاری شدن (وارد شدن به مرحله پلاستیک) مانند فولاد نشان نمی‌دهند.
پژوهشی توسط Mady و همکاران [۲۰] نشان داد که میلگردهای مسلح الیافی شیشه ای (GFRP) قادر به بهبود ویژگی‌های رفتار الاستیک خطی در تیرها در مواردی که نیاز به مقاومت و تغییر شکل بدون لغزش میلگردها مد نظر است می‌باشند. Afifi و همکاران [۲۱] نشان دادند که ستون مسلح شده با میلگردهای GFRP مدوررفتاری شکل پذیر مطابق ستون مسلح شده با میلگردهای فولادی از خود نشان می‌دهند. Hasaballa و El-Salakawy [۲۲] نشان دادند که اتصالات قاب‌های خمشی با میلگردهای GFRP می‌توانند تا مقدار $\sqrt{f'_c}$ ٪۸۵ تنش برشی تحمل نمایند. Brown و Bartholomew [۲۳] نشان دادند تیر با میلگردهای فولادی و با میلگردهای FRP بر اساس خواص مکانیکی به صورت مشابه عمل می‌کنند. گرچه معیارهای شکل پذیری و خیز در طراحی با میلگردهایFRP با میلگردهای فولادی متفاوت است. Said و Nehdi [۲۴] شکل پذیری و جذب انرژی کمترFRP در سازه‌های با میلگردهایFRP را دغدغه اصلی در سازه‌ها در برابر در بارهای لرزه ای دانستند.
Toutanji و Saafi [۲۵] ، Salib و Sayed [۲۶] استفاده از میلگردهای FRP را به علت مقاومت خوردگی بالا در سازه‌های بتنی در مقایسه با میلگردهای فولادی بیان کردند. مطالعات متعددی در مورد استفاده از میلگردهای FRP در تیرها توسط آنان انجام شد. همچنین مطالعاتی در مورد استفاده از میلگردهای FRP توسط Grira و Saatcioglu [۲۷] و Choo [۲۸] درستون‌ها، توسط Udhayakumar و همکاران [۲۹] در دال‌ها و توسط Fukuyama و همکاران [۳۰] در قاب‌های سازه‌های بتنی انجام شد. Morphy و همکاران [۳۱] و Nehdi و همکاران [۳۲] برای میلگردهای FRP با خم، کاهش مقاومت ۶۰ درصدی را توصیه کردند که باعث کاهش سختی در میلگردهای عرضی FRP گردید. Sharbatdar و Saatcioglu [۳۳] بیان نمودند که میلگردهای FRP در سازه‌های بتنی در بارهای لرزه ای به دلیل کم بودن شکل پذیری از ایمنی کافی برخوردار نیست. جهت تامین حاشیه ایمنی بیشتر در سازه‌های بتنی با میلگردهای FRP رفتار الاستیک تحت بار سرویس می‌بایست تامین گردد تا ازگسستگی میلگردهای FRP جلوگیری شود و نیازهای میلگرد گذاری فراهم شود. Vijay [۳۴] مطالعاتی را بر روی دوام میلگردهای GFRP انجام داد و تاثیر سختی و مقاومت نهایی میلگردهای GFRP را بر مودهای شکست بررسی نمود. Zou [۳۷-۳۵] مطالعات زیادی بر روی شکل پذیری، خیز کوتاه مدت و دراز مدت تیرهای پیش تنیده با میلگردهای CFRP انجام داد. میلگردهایFRP دارای مقاومت در برابر خوردگی، مقاومت کششی بسیار بالا و مدول الاستیسیته کمتر از مدول الاستیسیته فولاد هستند. Achillides و Pilakoutas [۳۸] نشان دادند که مقاومت پیوستگی میلگردهای FRP در بتن‌های با مقاومت بالا تحت تاثیر مقاومت برشی بین الیاف و رزین قرار دارد.

[1] Glass fiber-Reinforced Polymer (GFRP)
[2] Carbon fiber-Reinforced Polymer (CFRP)
[3] Aramid Fiber-Reinforced Polymer (AFRP)

Lee و همکاران [۳۹] یک مدل تحلیلی را برای پیش بینی برش اتصالات مقاوم سازی شده با CFRP پیشنهاد نمودند. نتایج آنها نشان داد که اتصالات تیر به ستون مقاوم سازی شده توسط CFRP می‌تواند سختی، مقاومت و ظرفیت اتلاف انرژی آنها را افزایش دهد. Castro [۴۰] آزمایشاتی را بر روی تعداد ۹ اتصال تیربه ستون با مقیاس دو سوم انجام دادند مشخص گردید که نمونه‌های تشکیل شده از بتن پیش ساخته شده می‌توانند متحمل تغییر شکل‌های غیر خطی شوند و دارای شکل پذیری مناسبی بودند. Alcocer و همکاران [۴۱] آزمایشاتی را بر روی دو اتصال بتنی پیش ساخته شده تیربه ستون با مقیاس کامل انجام دادند که در آن تحت بارگذاری یک طرفه و دو طرفه مشابه بارهای لرزه ای اعمال شد. نمونه‌ها رفتار شکل پذیری را نشان دادند.

شبکه‌های FRP تشکیل شده از مواد کمپوزیتی فیبری جدید برای سازه‌های بتن مسلح[1]می‌توانند مشکل کاهش مقاومت ناشی از خم نمودن در میلگردهای FRP را بر طرف کنند. Rahman و همکاران [۴۲] دوام بالا و مقاومت در برابرخستگی را از مزایای شبکه‌های FRP نام بردند. آنان به همراه Yost و Schmeckpeper [۴۳] و Banthia و همکاران [۴۴]، FRP را در دال‌ها به عنوان شبکه‌های کمپوزیتی بررسی کردند و مناسب بودن آن را به جز عدم کفایت در برابر مقاومت برشی پانچ را نتیجه‌گیری کردند. Alsayed و همکاران [۴۵] استفاده از GFRP در میلگردهای عرضی در ستون‌های کوتاه را بررسی نمودند و کاهش ظرفیت بار محوری بدون توجه به نوع میلگرد طولی را مشاهده کردند. Mirmiran و همکاران [۴۶] بیان کردند که سختی کم میلگردهایFRP باعث کاهش سختی و شکست ناپایدار در ستون‌های سازه‌های بتنی می‌شود و موجب محدود شدن لاغری در ستون‌های با میلگردهای FRP در مقایسه با میلگردهای فولادی گردید. Aiello و Ombres [۴۷] نمونه‌هایی ازتیرها با میلگردهای فقط از نوع FRP و نمونه‌هایی ازتیرها با ترکیب میلگردهای فولادی و FRP به عنوان میلگرد طولی و استفاده از میلگردهای فولادی به عنوان میلگردهای عرضی را آزمایش کردند. نتایج شکل پذیری و کاهش خیز بیشتری را در نمونه‌های هیبریدی نسبت به نمونه‌هایی که فقط از میلگردهایFRP استفاده شده بود را نشان داد.

در پژوهش دیگری توسط Leung و Balendran [۴۸] نشان داده شد که در تیرهای هیبریدی[2]میلگردها به صورت موثرتری تا حد جاری شدن عمل کرده و پس از آن میلگردهای GFRP نقش مقاومتی را دارند. Saikia و همکاران [۴۹]، Nehdi و Said [۵۰] میلگردهایFRP را در اتصالات تیر- ستون تحت بارگذاری چرخه‌ای معکوس آزمایش نمودند. نتایج نشان داد استفاده از میلگردهای FRP موجب انسجام وحفظ اتصال گردید اما شکست درتیر به صورت شکست ترد بود. ولی در اتصال هیبریدی با استفاده از میلگردهای فولادی و GFRP ظرفیت اتلاف انرژی بیشتری در مقایسه با اتصال فقط با میلگردهایGFRP را نشان داد. Fukuyama و همکاران [۳۰] سازه ای سه طبقه با مقیاس۱ به ۲ را تحت بارگذاری شبه استاتیک با میلگردهایAFRP آزمایش کردند. گرچه رفتار قاب تحت تاثیر تغییر شکل‌های پسماند بزرگ گزارش نشد اما آنها استدلال کردند که بازسازی قاب تحت تاثیر تغییر شکل‌های پسماند کوچک در مقایسه با میلگردهای فولادی راحت تر بود. Kobayashi و همکاران [۵۱] نیز بعدها این موضوع را تایید کردند. Shehata [۵۲]، Nagasaka [۵۳] و همکاران و Sugita [۵۴] افزایش استفاده از میلگردهای FRP را به علت دوام، وزن سبک و خاصیت غیر مغناطیسی در سازه‌ها را مطرح نمود. Ahmed و همکاران [۵۵] و Benmokrane و همکاران [۵۶] استفاده از میلگردهای FRP را در پل‌های بتنی موجب افزایش توان بالقوه طول عمر خستگی و مزیت‌های اقتصادی و زیست محیطی را مطرح نمودند. Mohamed و Benmokrane [۵۷] استفاده از میلگردهای GFRP با مدول الاستیسیته بالا را به عنوان میلگردهای اصلی برای پی، دیوارها و دال فوقانی مخازن بتن مسلح مطرح نمودند. شبکه‌های FRP دارای کاربردهای وسیعی مانند عرشه‌های پل، دیواره‌های حائل ، مخازن آب، دال‌ها، لاینینگ تونل‌های زیرزمینی می‌باشند. Dutta و همکاران [۵۸] از مزایای شبکه‌هایFRP جهت مقابله با مشکلات ورقه ورقه شدن، برابری عمق یکسان در میلگردهای طولی و عرضی و فراوانی ساخت با میلگردهای FRP را برشمرد. Lemaitre و Desmorat [۵۹] به بررسی شاخص خسارت در نمونه‌های اتصال با میلگردهای FRP پرداختند. Corley [۶۰] تغییر شکل نسبی در برابر بار در اتصالات بتنی با میلگردهای FRP را رضایت بخش دانست.

۲- برنامه آزمایش

۲-۱- جزئیات نمونه‌ها

نمونه اتصال تیر به ستون شکل ۱ را می‌توان بخشی از قاب در نظر گرفت که با جدا کردن آن در نقاط عطف خمشی تیر و ستون از قاب بدست می‌آید. نقاط عطف خمشی تیرها و ستون‌ها، لزوما در وسط دهانه نیستند و با وجود بارهای دینامیکی در سازه‌ها موقعیت نقاط عطف

[1] New Fiber Composite Material for Reinforcing Concrete (NEFMAC)
[2] hybrid

تغییر می‌کند. اما این تغییر با توجه به جابجایی کم موقعیت نقاط عطف تیر و ستون تاثیر چندانی در رفتار هستهٔ اتصال نخواهد داشت [۱۵]. در این پژوهش، نمونه‌های اتصال خارجی تیر به ستون بتنی از یک قاب دو بعدی با دهانهٔ ۴ متر و ارتفاع ۳,۶ متر انتخاب شده اند. ابعاد مقطع اتصال ۲۰۰ × ۲۰۰ (برحسب میلیمتر) می‌باشد. نمونه‌ها با مقیاس مقیاس ۱ به ۲ ساخته و آزمایش شدند. جزئیات اتصال شامل دیاگرام آزاد و ابعاد هندسی در شکل ۱ نشان داده شده است.

الف: دیاگرام آزاد اتصال ب : ابعاد هندسی اتصال (ابعاد بر حسب متر)

شکل ۱: جزئیات اتصال تیر به ستون خارجی

۸ نمونه اتصال خارجی تیر به ستون ساخته شد و مورد آزمایش قرار گرفت.

جدول ۱: جزئیات نمونه‌ها و علائم اختصاری برای میلگردهای فولادی و پلیمری مسلح الیافی

شکل‌های ۲ و ۳، مربوط به نمونه‌های ۱ تا ۴ با میلگردهای فولادی و شکل‌های ۴ و ۵، مربوط به نمونه‌های ۵ تا ۸ با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی (FRP) می‌باشند. نام CONF معرف محصور شدگی بتن در اتصال است و نشان دهنده آن است که خاموت‌ها در تیرها و ستون‌ها از بر اتصال و به فاصله 2h (دو برابرعمق مقطع) [۶۱] دارای فاصله ۷۵ میلیمتر می‌باشند. نام UNCONF معرف عدم محصور شدگی بتن و نشان دهنده آن است که فاصله خاموت‌ها در تیرها و ستون‌ها در تمام نقاط به فاصله ۱۵۰ میلیمتر می‌باشد. نام Steel معرف استفاده از میلگردهای فولادی و FRP معرف استفاده از میلگردهای پلیمری مسلح الیافی در تیر اتصال است. C30 و C45 به ترتیب معرف استفاده از بتن معمولی و بتن خودمتراکم با مقاومت‌های فشاری استوانه ای۳۰ و ۴۵ مگاپاسگال در اتصال است. جزئیات نمونه‌ها شامل آرایش آرماتورگذاری، مقادیر و فواصل میلگردها و مقاطع آنها در شکل های ۲ و ۳، مربوط به نمونه‌های با میلگردهای فولادی و در شکل‌های ۴ و ۵، مربوط به نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی (FRP) نشان داده شده است.

الف : برای نمونه‌های ۲ و ۴ ب : برای نمونه‌های ۱ و ۳

شکل ۲: نمونه‌های مسلح شده با میلگرد فولادی در اتصال خارجی برای نمونه‌ها (ابعاد بر حسب متر)

شکل ۳: مقاطع نمونه‌های مسلح شده با میلگرد فولادی در اتصال خارجی برای نمونه‌ها (ابعاد بر حسب

الف : برای نمونه‌های ۶ و ۸ ب: برای نمونه‌های ۵ و ۷

شکل ۴: نمونه‌های مسلح شده با میلگرد پلیمری مسلح الیافی در اتصال خارجی برای نمونه‌ها (ابعاد برحسب متر)

شکل ۵: مقاطع نمونه‌های مسلح شده با میلگرد پلیمری مسلح الیافی در اتصال خارجی برای نمونه‌ها (ابعاد بر حسب متر)

۲-۲- مشخصات مصالح

میلگردهای فولادی مورد استفاده در نمونه‌ها از نوع A3 و آجدار بودند و دارای قطر ۸ (برای میلگردهای عرضی) و قطر ۱۴ میلیمتر(برای میلگردهای طولی) بودند.

شکل ۶ : نمونه میلگرد GFRP مورد آزمایش کشش

شکل ۷: جزئیات اتصال دهنده های مکانیکی با میلگردهای GFRP

شکل ۸: میلگردهای GFRP با اتصال دهنده‌ها قبل از قالب بندی

الف: میلگردهای فولادی

ب : میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

شکل ۹: نمودارتنش کرنش در میلگردها

با توجه به تنوع نوع و مقاومت بتن، ساخت نمونه‌ها و بتن ریزی آنها در دو مرحله انجام شد و از هر مرحله بتن ریزی، چهار نمونهٔ استوانه‌ای گرفته شد. این نمونه‌ها همزمان با آزمایش اتصالات تحت آزمایش فشاری قرارگرفتند. در هر بار نمونه‌گیری، متوسط نتایج نمونه‌های استوانه ای به عنوان مقاومت مشخصهٔ بتن اتصالات در نظرگرفته شده اند. هر یک از انواع بتن با هدف دستیابی به دو مقاومت f'_c=30MPa و f'_c=45MPa ساخته شده اند. درجدول ۲ و ۳ جزئیات هندسی خواص و مواد نمونه‌ها نشان داده شده است.

جدول ۲: جزئیات هندسی نمونه‌ها

جدول ۳: خواص مواد نمونه‌ها

۳-۲- دستگاه آزمایش

جهت بارگذاری رفت و برگشتی در انتهای تیر از جک هیدرولیکی با ظرفیت ۶۰۰ کیلو نیوتن استفاده شد. برای اندازه گیری اعمال بار وارد بر نمونه‌ها از یک نیروسنج[1]با ظرفیت حداکثر۲۰۰ کیلو نیوتن استفاده شد. جهت حفظ تعادل نمونه‌ها و عدم تغییر مکان‌های جانبی، از صفحات فلزی مناسب در انتهای تیر و دو انتهای ستون مطابق شکل ۱۰ استفاده شد. ثبت تغییر مکان قائم انتهای تیر، توسط تغییر مکان سنج[2] شماره ۱ که متصل به رایانه بود انجام شد. جهت بررسی رفتار اتصال در فاصله دو برابر عمق مقطع (2h) [۶۱] در جهت قائم از تغییر مکان سنج شماره ۲، بر روی تیر استفاده شد.

شکل ۱۰: دستگاه آزمایش به همراه تغییر مکان‌سنج‌ها

شکل ۱۱: جزئیات LVDT ها در گره اتصال

(الف): در نمونه آزمایش

(ب): در سازه ایده‌آل

شکل ۱۲: نحوه‌ی محاسبه تغییر مکان نسبی انتهای تیر (ابعاد بر حسب متر)

به منظور شبیه سازی نیروی زلزله در نمونه‌ها، از بارگذاری رفت و برگشتی مطابق شکل ۱۳ با چرخه‌های محدود استفاده شده است. بارگذاری در دو مرحله به سازه اعمال گردید. در مرحله نخست بار تا لحظه ترک خوردگی نمونه به صورت کنترل بار[3]وارد گردید و رفتار نمونه در حالت الاستیک ثبت شد و پس از آن تا انتهای آزمایش، بار به صورت کنترل تغییر مکان تا تغییر مکان نسبی ۵ درصد به نمونه‌ها اعمال شد. بارگذاری وارد به نمونه‌ها صورت پذیرفت و در طی آن هر جابجایی در سه سیکل جهت هر چرخه به نمونه اعمال گردید. مقدار نیروی محوری

[1] Load cell
[2] LVDT(Linear Variable Differential Transforme)
[3] Force Control

اعمال شده به ستون معادل $0.10f_c^{'}A_g$ اعمال شد و در تمام چرخه‌های بارگذاری کنترل گردید تا درصورت کاهش به علت تغییر شکل نمونه، اصلاح لازم جهت تصحیح بار صورت گیرد.

شکل ۱۳: الگوی بارگذاری رفت و برگشتی

۳- نتایج آزمایش

۳-۱- نمودارهای بار- تغییر مکان نسبی در نمونه‌ها

نمودارهای بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر در نمونه‌های با میلگردهای فولادی در شکل ۱۴ نشان داده شده است.

شکل ۱۴: نمودار بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

شکل۱۵: نمودار بار- تغییر مکان نسبی انتهای تیر در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

۳-۲- *پوش منحنی‌های بار- تغییر مکان نسبی*

نمودار پوش منحنی‌های بار- تغییر مکان نسبی[1]با متصل کردن نقاط جابجایی نسبی حداکثر هر سطح جابجایی نسبی رسم شده است. شکل‌های ۱۶ و ۱۷ نمودار پوش منحنی‌های بار- تغییر مکان نسبی را در نمونه‌های با میلگرد فولادی و میلگرد پلیمری مسلح الیافی نشان می‌دهند. آیین‌نامه ACI 374.1-05 [۶۲] برای نمونه‌ها جهت پذیرش اتصال به عنوان عضوی از یک قاب خمشی در شرایط لرزه‌ای و بدست آوردن عملکرد رضایت‌بخش الزاماتی را مطرح می‌کند. طبق این آئین نامه، جهت تامین معیار شکست در سومین چرخه تکرار جابجایی نسبی ۳,۵ درصد، حداکثر نیروی اعمالی در هر جهت بارگذاری نباید کمتر از ۷۵ درصد حداکثر مقاومت جانبی در همان جهت باشد. نسبت انرژی جذب شده نسبی نباید کمتر از ۱۲۵/. باشد و سختی سکانتی[2]حدود صفر (سختی سکانتی بین جابجایی نسبی ۰/۳۵- تا ۰/۳۵+ بر حسب درصد) نباید کمتر از ۰/۰۵ سختی اولیه در اولین چرخه در همان جهت باشد. با توجه به شکل‌های ۱۶ و ۱۷ و کنترل معیارهای پذیرش آیین‌نامه ACI 374.1-05، رفتار لرزه‌ای نمونه‌ها ارزیابی گردید و مشخص شد عملکرد نمونه‌ها با میلگرد فولادی در حد قابل قبول می‌باشند. برای نمونه‌های با میلگرد پلیمری مسلح الیافی نیز کنترل معیارهای پذیرش آیین‌نامه ACI 374.1-05 انجام گردید و عملکرد نمونه‌های ۷ و ۸ با مقاومت بالای بتن قابل قبول می‌باشند. نمونه‌های ۵ و ۶ به علت نداشتن شرط جابجایی نسبی ۳,۵ درصد مورد تایید قرار نگرفتند. همچنین پس از کنترل نمونه‌های ۵ و ۶ با توجه به پیشنهاد Corley [۶۰] مشخص شد که این نمونه‌ها عملکرد رضایت‌بخشی نداشتند. Corley [۶۰] سومین چرخه تکرار جابجایی نسبی ۳ درصد را جهت تامین معیار شکست مطرح نمود به نحوی که در این جابجایی نسبی اتصال می‌بایست دارای رفتار پایدار باشد. نمونه‌های ۵ و ۶ نتوانستند تحمل جابجایی نسبی ۳ درصد را داشته باشند گرچه نمونه ۵ توانست در بارهای چرخه‌ای فشاری و در جابجایی نسبی فراتر از ۳ درصد نیز پایدار بماند.

شکل ۱۶: پوش نمودارهای بار– تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

[1] Load-Story Drift Envelope
[2] Secant Stiffness

شکل ۱۷: پوش نمودارهای بار- تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

۴ – تحلیل نتایج آزمایش

۴-۱- الگوهای ترک خوردگی

شکل ۱۸: الگوی ترک خوردگی در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

شکل ۱۹: الگوی ترک خوردگی در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

همانطور که در شکل ۱۹ مشاهده می‌شود در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی در جابجایی‌های اولیه، ترک‌هایی مویی در محل اتصال تیر به ستون مشاهده شدند. پس از آن و با اعمال جابجایی بیشتر، ترک‌ها در مقطع نمونه پیشروی کرده و بازتر شدند و از محل اتصال تیر به ستون گسترش یافتند. در نمونه‌های ۶ و ۸ با بتن‌های معمولی و مقاومت بالا ، ترک‌ها در محل اتصال تیر به ستون گسترش یافتند و با افزایش بار چرخه‌ای، قسمت‌هایی از محل اتصال تیر به ستون که تحت فشارقرار گرفته بود از مقطع خرد شده و از مقطع جدا شدند و در جابجایی‌های بیشتر از ۳۵ میلیمتر قسمت‌هایی از پوسته بتنی مقطع در محل اتصال تیر یه ستون جدا شدند. در نمونه‌های ۵ و ۷ در بتن‌های معمولی و مقاومت بالا افزایش محصور شدگی تیر باعث کاهش عرض ترک گردید اما پیشروی و گسترش ترک‌ها همچنان در محل اتصال تیر به ستون بود ولی در جابجایی‌های بیشتر از ۴۰ میلیمتر جداشدگی در پوسته بتنی مقطع در محل اتصال تیر به ستون مشاهده نشد.

۴-۲- قابلیت جذب انرژی

قابلیت جذب انرژی از مهم‌ترین عامل‌ها در طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. هرچه سازه بیشتر بتواند انرژی زلزله را بدون فروریزش جذب کند، شانس بیشتری برای دوام آوردن در زلزله خواهد داشت. ظرفیت انرژی سازه باید بیشتر از تقاضای انرژی باشد. در نمودارهای ۲۰ و ۲۱ انرژی تجمعی جذب شده در برابر تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای فولادی و میلگردهای پلیمری مسلح الیافی نشان داده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود قابلیت جذب انرژی در نمونه‌های با میلگرد فولادی، بیشتر از نمونه‌های با پلیمری مسلح الیافی می‌باشد. علت آن بیشتر بودن سطوح محصور شده در چرخه‌های هیسترسیس در این نمونه‌ها است. بالابودن مقاومت فشاری بتن و محصور شدگی نمونه را می‌توان دلیلی بر توانمندی نمونه در جذب بیشتر انرژی و جمع شدگی کمتر آن دانست [۳].

شکل ۲۰: نمودار انرژی تجمعی جذب شده - تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

شکل ۲۱ : نمودار انرژی تجمعی جذب شده - تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

۴-۳- پوش بار انتهای تیر- تغییر مکان نسبی

در نمونه‌های ۳ و ۴ با میلگردهای فولادی نسبت به نمونه‌های ۷ و ۸ با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی حدود ۲۰ درصد افزایش را نشان می‌دهد.

شکل ۲۲: نمودار پوش بار انتهای تیر- تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

شکل ۲۳: نمودار پوش بار انتهای تیر- تغییر مکان نسبی در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

۴-۴- لنگر- انحنا

شکل ۲۴: تغییر شکل دایروی اتصال تیر به ستون

$$(\Delta Beam - R)^2 + X_0^2 = R^2 \qquad R = \frac{\Delta_{Beam}^2 + X_0^2}{2\Delta Beam} \tag{۴}$$

$$\phi = \frac{1}{R} \tag{۵}$$

شکل ۲۵: نمودار لنگر- انحنا در نمونه‌های با میلگردهای فولادی

شکل ۲۶: نمودار لنگر- انحنا در نمونه‌های با میلگردهای پلیمری مسلح الیافی

۵- نتیجه گیری

۶- مراجع

[1] R. Park, T. Paulay, J.W. Reinforced Concrete Structures, Sons, New York, (1975).
[2] T. Paulay, M.J.N. Priestley, Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings, (1992).
[3] M.R. Ehsani, F. Alameddine, Design recommendations for type 2 high-strength reinforced concrete connections, ACI Structural Journal, 88(3) (1991) 277-291.
[4] A.-A. Committee, Recommendations for design of beam-column joints in monolithic reinforced concrete structures (ACI 352R-91), in, American Concrete Institute Farmington Hills, Michigan.
[5] P. Paultre, D. Castele, S. Rattray, D. Mitchell, Seismic response of reinforced concrete frame subassemblages—a Canadian code perspective, Canadian Journal of Civil Engineering, 16(5) (1989) 627-649.
[6] A. Elmenshawi, T. Brown, Hysteretic energy and damping capacity of flexural elements constructed with different concrete strengths, Engineering Structures, 32(1) (2010) 297-305.
[7] J.P. Moehle, S.A. Mahin, Observations on the behavior of reinforced concrete buildings during earthquakes, Special Publication, 127 (1991) 67-90.
[8] N.W. Hanson, H.W. Conner, Seismic resistance of reinforced concrete beam-column joints, Journal of the Structural Division, 93(5) (1967) 533-560.
[9] C.-H. Lin, C.-L. Hwang, S.-P. Lin, C.-H. Liu, Self-consolidating concrete columns under concentric compression, ACI Structural Journal, 105(4) (2008) 425.
[10] A.M. Said, M.L. Nehdi, Use of FRP for RC frames in seismic zones: Part II. Performance of steel-free GFRP-reinforced beam-column joints, Applied Composite Materials, 11(4) (2004) 227-245.
[11] R.H. Scott, The effects of detailing on RC beam/column connection behaviour, Structural Engineer, 70(18) (1992).
[12] B. Abdel-Fattah, J.K. Wight, Study of moving beam plastic hinging zones for earthquake-resistant design of reinforced concrete buildings, Structural Journal, 84(1) (1987) 31-39.
[13] J.W. Wallace, S.W. McConnell, P. Gupta, P.A. Cote, Use of headed reinforcement in beam-column joints subjected to earthquake loads, Structural Journal, 95(5) (1998) 590-606.
[14] T.H.K. Kang, S.-S. Ha, D.-U. Choi, Bar Pullout Tests and Seismic Tests of Small-Headed Bars in Beam-Column Joints, ACI structural journal, 107(1) (2010).
[15] S. Barbhuiya, A.M. Choudhury, A study on the size effect of RC beam–column connections under cyclic loading, Engineering Structures, 95 (2015) 1-7.
[16] L.M. Megget, R. Park, Reinforced concrete exterior beam-column joints under seismic loading, New Zealand Engineering, 26(11) (1971) 341.
[17] J. Bariola, Drift response of medium-rise reinforced concrete buildings during earthquakes, ACI Struct. J, 89(4) (1992) 384-390.
[18] M. Engindeniz, L.F. Kahn, Z. Abdul-Hamid, Repair and strengthening of reinforced concrete beam-column joints: State of the art, ACI structural journal, 102(2) (2005) 1.
[19] Z. Sun, Y. Tang, Y. Luo, G. Wu, X. He, Mechanical properties of steel-FRP composite bars under tensile and compressive loading, International Journal of Polymer Science, (2017) 1-10.
[20] M. Mady, A. El-Ragaby, E. El-Salakawy, Seismic behavior of beam-column joints reinforced with GFRP bars and stirrups, Journal of Composites for Construction, 15(6) (2011) 875-886.

[21] M.Z. Afifi, H.M. Mohamed, B. Benmokrane, Axial capacity of circular concrete columns reinforced with GFRP bars and spirals, Journal of Composites for Construction, 18(1) (2014) 04013017.
[22] M. Hasaballa, E. El-Salakawy, Shear capacity of exterior beam-column joints reinforced with GFRP bars and stirrups, Journal of Composites for Construction, 20(2) (2016) 04015047.
[23] V.L. Brown, C.L. Bartholomew, FRP reinforcing bars in reinforced concrete members, Materials Journal, 90(1) (1993) 34-39.
[24] A.M. Said, M.L. Nehdi, Use of FRP for RC frames in seismic zones: Part I. Evaluation of FRP beam-column joint rehabilitation techniques, Applied Composite Materials, 11(4) (2004) 205-226.
[25] H.A. Toutanji, M. Saafi, Flexural behavior of concrete beams reinforced with glass fiber-reinforced polymer (GFRP) bars, Structural Journal, 97(5) (2000) 712-719.
[26] S.R. Salib, G. Abdel-Sayed, Prediction of crack width for fiber-reinforced polymer-reinforced concrete beams, Structural Journal, 101(4) (2004) 532-536.
[27] M. Grira, M. Saatcioglu, Reinforced concrete columns confined with steel or FRP Grids, in: The 8th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, 1999, pp. 445–450.
[28] C.C. Choo, Investigation of rectangular concrete columns reinforced or prestressed with fiber reinforced polymer (FRP) bars or tendons, (2005).
[29] V. Udhayakumar, B.H. Bharatkumar, K. Balasubramanian, T.S. Krishnamoorthy, N. Lakshmanan, Experimental investigations on flexural behaviour of RC slabs reinforced with GFRP rebars, Journal of the Institution of Engineers. India. Civil Engineering Division, 88(11) (2007) 23-27.
[30] H. Fukuyama, Y. Masuda, Structural performances of concrete frame reinforced with FRP reinforcement, in: The Second International RILEM Symposium on Non-Metallic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Ghent, Belgium, 1995, pp. 275-286.
[31] R. Morphy, E. Shehata, S. Rizkalla, Bent effect on strength of CFRP stirrups, in, pp. 19-26.
[32] M. Nehdi, H. El Chabib, A. Said, Evaluation of shear capacity of FRP reinforced concrete beams using artificial neural networks, Smart Structures and Systems, 2(1) (2006) 81-100.
[33] M.K. Sharbatdar, M. Saatcioglu, Seismic design of FRP reinforced concrete structures, Asian Journal of Applied Sciences, 2(3) (2009) 211-222.
[34] P.V. Vijay, Aging and design of concrete members reinforced with GFRP bars, West Virginia University, 1999.
[35] P.X.W. Zou, Flexural behavior and deformability of fiber reinforced polymer prestressed concrete beams, Journal of composites for Construction, 7(4) (2003) 275-284.
[36] P.X.W. Zou, Long-term deflection and cracking behavior of concrete beams prestressed with carbon fiber-reinforced polymer tendons, Journal of composites for construction, 7(3) (2003) 187-193.
[37] P.X.W. Zou, Theoretical study on short-term and long-term deflections of fiber reinforced polymer prestressed concrete beams, Journal of composites for construction, 7(4) (2003) 285-291.
[38] Z. Achillides, K. Pilakoutas, Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions, Journal of Composites for construction, 8(2) (2004) 173-181.
[39] W.-T. Lee, Y.-J. Chiou, M.H. Shih, Reinforced concrete beam–column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer, Composite Structures, 92(1) (2010) 48-60.
[40] J.J. Castro, Seismic performance of Precast Concrete Beam-Column Joints, Journal of Structural Construction Engineering of AIJ, (1994) 113-126.
[41] S.M. Alcocer, R. Carranza, D. Perez-Navarrete, R. Martinez, Seismic tests of beam-to-column connections in a precast concrete frame, PCI journal, 47(3) (2002) 70-89.
[42] A.H. Rahman, C.Y. Kingsley, K. Kobayashi, Service and ultimate load behavior of bridge deck reinforced with carbon FRP grid, Journal of composites for construction, 4(1) (2000) 16-23.
[43] J.R. Yost, E.R. Schmeckpeper, Strength and serviceability of FRP grid reinforced bridge decks, Journal of Bridge Engineering, 6(6) (2001) 605-612.
[44] N. Banthia, M. Al-Asaly, S. Ma, Behavior of concrete slabs reinforced with fiber-reinforced plastic grid, Journal of Materials in Civil Engineering, 7(4) (1995) 252-257.
[45] S.H. Alsayed, Y.A. Al-Salloum, T.H. Almusallam, M.A. Amjad, Concrete columns reinforced by glass fiber reinforced polymer rods, Special Publication, 188 (1999) 103-112.
[46] A. Mirmiran, W. Yuan, X. Chen, Design for slenderness in concrete columns internally reinforced with fiber-reinforced polymer bars, Structural Journal, 98(1) (2001) 116-125.
[47] M.A. Aiello, L. Ombres, Structural performances of concrete beams with hybrid (fiber-reinforced polymer-steel) reinforcements, Journal of Composites for Construction, 6(2) (2002) 133-140.
[48] H.Y. Leung, R.V. Balendran, Flexural behaviour of concrete beams internally reinforced with GFRP rods and steel rebars, Structural Survey, (2003).
[49] B. Saikia, J. Thomas, A. Ramaswamy, K.S.N. Rao, Performance of hybrid rebars as longitudinal reinforcement in normal strength concrete, Materials and structures, 38(10) (2005) 857-864.
[50] M. Nehdi, A. Said, Behaviour of hybrid (Steel-GFRP) reinforced concrete frames under reversed cyclic loading, Mater. Struct, 38 (2005) 627-637.

[51] K. Kobayashi, H. Fukuyama, T. Fujisaki, S. Fukai, T. Kanakubo, Design practice of framed building structures based on AIJ design guideline 2002, in: Fibre-Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures: (In 2 Volumes), World Scientific, 2003, pp. 1435-1444.
[52] E.F.G. Shehata, Fibre-Reinforced Polymer (FRP) for Shear Reinforcement in Concrete Structures, University of Manitoba, Canada, 1999.
[53] T. Nagasaka, H. Fukuyama, M. Tanigaki, Shear performance of concrete beams reinforced with FRP stirrups, Special publication, 138 (1993) 789-812.
[54] M. Sugita, NEFMAC-Grid type reinforcement, in: Fiber-Reinforced-Plastic (FRP) Reinforcement for Concrete Structures, Elsevier, 1993, pp. 355-385.
[55] E.A. Ahmed, F. Settecasi, B. Benmokrane, Construction and testing of GFRP steel hybrid-reinforced concrete bridge-deck slabs of sainte-catherine overpass bridges, Journal of Bridge Engineering, 19(6) (2014) 04014011.
[56] B. Benmokrane, M. Eisa, S. El-Gamal, D. Thébeau, E. El-Salakawy, Pavement system suiting local conditions, Concrete international, 30(11) (2008) 34-39.
[57] H.M. Mohamed, B. Benmokrane, Design and performance of reinforced concrete water chlorination tank totally reinforced with GFRP bars: Case study, Journal of Composites for Construction, 18(1) (2014) 05013001.
[58] P.K. Dutta, D.M. Bailey, S.W. Tsai, D.W. Jensen, J.R. Hayes Jr, Composite Grids for Reinforcement of Concrete Structures, CONSTRUCTION ENGINEERING RESEARCH LAB (ARMY) CHAMPAIGN IL, 1998.
[59] J. Lemaitre, R. Desmorat, Engineering damage mechanics: ductile, creep, fatigue and brittle failures, Springer Science & Business Media, 2005.
[60] W.G. Corley, Ductility of Column, Wall, and Beams--How Much is Enough?, Special Publication, 157 (1995) 331-350.
[61] J.P. Moehle, J.D. Hooper, C.D. Lubke, Seismic design of reinforced concrete special moment frames: a guide for practicing engineers. NEHRP Seismic Design Technical Brief No. 1, in, NIST GCR, 2008.
[62] A.C.I. Committee, Acceptance criteria for moment frames based on structural testing and commentary, ACI, 374 (2005) 1-05.