

# بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی تقویت اتصالات تیر به ستون بتنی آسیب دیده توسط ورقه‌های کامپوزیتی CFRP

ابراهیم زمانی بیدختی<sup>۱</sup>، هاشم شریعتمدار<sup>۲\*</sup>

- ۱- دانشجوی دکتری سازه، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد
- ۲- دانشیار دانشکده مهندسی، گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

shariatmadar@um.ac.ir

تاریخ دریافت: [۱۳۹۴/۸/۳] تاریخ پذیرش: [۱۳۹۴/۱۰/۲۷]

**چکیده-** در این مقاله اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی تحت اثر بارهای چرخه ای مورد آزمایش قرار گرفتند. پس از آسیب اولیه در نمونه ها، تقویت توسط ورقه های FRP انجام شده و اتصالات مجدداً آزمایش شدند. سپس اتصال مینا و اتصالات تقویت شده با FRP توسط نرم افزار Opensees مدل سازی گردیده و نتایج با رفتار آزمایشگاهی آنها مقایسه گردید. در ادامه تاثیر عواملی همچون افزایش بار محوری ستون و وجود دال عرضی متصل به تیر در حالت های با و بدون بار ثقلی بر روی کف بصورت تحلیلی با استفاده از نتایج مدل سازی مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به نتایج بدست آمده، با افزایش خسارت در اتصالات، ظرفیت باربری، سختی و استهلاک انرژی آنها کاهش می یابد. همچنین خسارت در اتصالات تا سطح آسیب اولیه به میزان ۱/۵٪ دررفت طبقه با استفاده از ورقه های FRP قابل جبران می باشد. مقایسه ی پارامترهای لرزه ای اتصالات نشان می دهد افزایش بار محوری ستون از ۵٪ به ۱۰٪ ظرفیت فشاری اسمی مقطع ستون باعث افزایش ۵ تا ۱۲ درصدی ظرفیت باربری و سختی اتصال می گردد. بعلاوه، افزایش بار محوری اثرات چندانی بر افزایش انرژی تلف شده ندارد. همچنین وجود دال عرضی افزایش ظرفیت و استهلاک انرژی را در پی دارد. اثرات دال عرضی در حالت بدون بار ثقلی بیش از حالت وجود بار می باشد.

**واژگان کلیدی:** اتصالات خارجی بتنی، مقاوم سازی، ورقه های FRP، بار محوری ستون، دال عرضی.

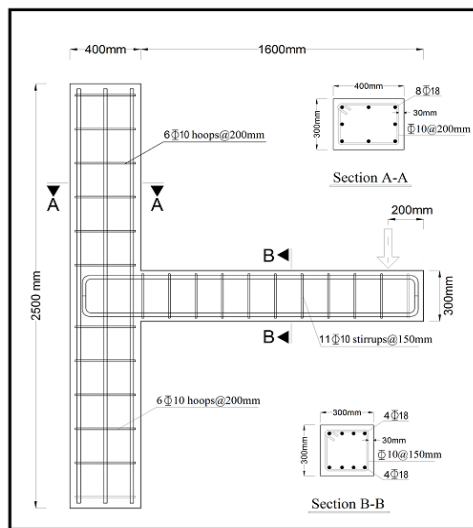
## ۱- مقدمه

تقویت اتصالات بتن آرمه سهم محدودی از مطالعات در زمینه ی مدل سازی اجزای سازه در سال های اخیر را در بر می گیرد. پژوهش های بیشتری در زمینه ی مدل سازی ستون ها و دال های تقویت شده با FRP انجام گرفته است [۱-۳]. در این میان، بیشترین تلاش پژوهشگران در راستای مدل سازی اثر تقویت خمشی FRP در تیرهای بتن آرمه متمرکز شده است [۴-۱۳]. مستوفی نژاد و طلایی طباطبائی [۱۴] یک مدل اجزای محدود را برای تحلیل غیرخطی اتصالات تقویت شده با FRP توسعه دادند. این مدل لغزش و کشیدگی آرماتور وارد شده به هسته ی اتصال را در

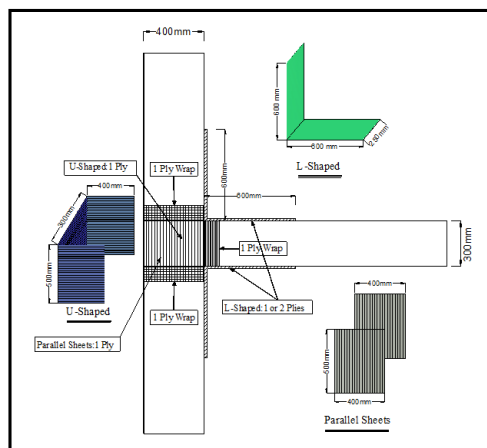
محاسبه ی ظرفیت برشی و لنگر اتصال به حساب آورد. پروین و وو [۱۵] زاویه ی الیاف CFRP را بر مقاومت برشی و شکل پذیری اتصالات بتن آرمه بررسی کردند. مدل اجزای محدود سه بعدی اتصالات تیر به ستون تحت بار محوری بصورت ثابت و بارهای چرخه ای تحلیل شد. نتایج نشان داد که استفاده از ۴ لایه در زوایای  $\pm 45^\circ$  درجه نسبت به محور طولی تیر بهترین تاثیر را بر مقاومت برشی و شکل پذیری اتصالات دارد. در این مقاله رفتار آزمایشگاهی اتصالات خارجی بتن آرمه تقویت شده به وسیله ی ورقه های FRP با نتایج حاصل از مدل سازی به وسیله ی نرم افزار Opensees مقایسه می شود. سپس

اتصالات غیرلرزه‌ای آسیب دیده به خوبی مدلسازی شود.

شکل (۱) جزئیات میلگردها و نحوه‌ی تقویت نمونه‌ها



(الف)



(ب)

Fig. 1. Reinforcement details and strengthening configuration

### ۳- آزمایش اتصالات تیر به ستون بتنی

#### ۳-۱- جزئیات نمونه‌ها

در بخش آزمایشگاهی این پژوهش، تعداد ۴ اتصال خارجی تیر به ستون مشابه با ابعاد و آرماتورگذاری نشان داده شده در شکل (۱-الف) ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت. همانطور که در شکل (۱-الف) ملاحظه می‌شود، اتصالات آزمایش شده بدون جزئیات لرزه‌ای از قبیل میلگردهای محصورکننده در ناحیه‌ی اتصال و نیز در نواحی بحرانی تیر و ستون است. اتصال مورد نظر به عنوان بخشی از

یک قاب دویبعدی در حالت بدون آسیب و نیز در حالت آسیب دیده با شدت‌های مختلف مدلسازی می‌شود. این مدلسازی میزان توانایی اتصالات را به وسیله‌ی سیستم تقویت نصب FRP روی سطح (EBR) را در جبران خسارت قاب‌های آسیب دیده نشان می‌دهد.

### ۲- پیشینه‌ی مدلسازی اتصالات بتنی

از اواخر دهه‌ی ۱۹۷۰ پژوهش‌های عددی زیادی روی اتصالات بتنی به منظور شناخت بهتر رفتار اتصالات تیر به ستون و نیز مشارکت آن در عملکرد کلی سازه‌های قاب خمشی بتنی آغاز شد [۱۶ و ۱۷]. سروشیان و همکاران و الیگهاوزن و همکاران با در نظر گرفتن آثار لغزش آرماتور در داخل اتصال، رفتار آن را مدلسازی نمودند [۱۸ و ۱۹].

در سال‌های اخیر، لاوز و آلتوناش [۲۰] تغییرشکل‌های برشی را به همراه لغزش آرماتورها در یک جزء ۲ بعدی اتصال تیر به ستون مدلسازی کردند. پس از آن، میترا و لاوز [۲۱] این مدل را با منظور نمودن تاثیر پارامترهای خسارت در رفتار پانل برشی اتصال بهبود بخشیدند. شیوه‌ها [۲۲] یک مدل جزء محدود را برای محاسبه‌ی ظرفیت اتصال تیر به ستون تحت بارهای لرزه‌ای پیشنهاد داد. آنتونوپولوس و همکاران [۲۳] به بسط و توسعه‌ی روابطی برای تعیین ظرفیت برشی اتصالات غیرلرزه‌ای تقویت شده به وسیله‌ی FRP پرداختند.

پژوهشهای بسیار دیگری نیز به وسیله‌ی پژوهشگران مختلف روی مدلسازی اتصالات انجام گرفته است [۲۴-۲۸]؛ اما هنوز هم کاستی‌های زیادی در مدلسازی رفتار چرخه‌ای اتصالات بحرانی برشی وجود دارد. اتصالات بحرانی برشی که در این پژوهش اتصالات غیرلرزه‌ای نام دارد به اتصالاتی گفته می‌شود که در طراحی و اجرای آن از میلگردهای محصورکننده هسته‌ی اتصال و نواحی بحرانی تیر و ستون استفاده نشده است. در این مقاله سعی شده است با در نظر گرفتن آثار فشرده شدگی (Pinching) و همچنین کاهش سختی باربرداری/ بارگذاری مجدد، رفتار

آید. سطوح عملکرد انتخابی بر اساس دوران پلاستیک انتهایی تیر و ستون مطابق آئین نامه FEMA-356 [۳۰] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها (نشریه ۳۶۰) [۳۱] بعنوان سطح قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه فروریزش (CP) تعیین شد. بررسی نمونه‌ی NS5 نشان داد، دوران پلاستیک ( $\theta_p$ ) تیر در مجاورت اتصال تعیین کننده‌ی سطح عملکرد اتصال است. بر این اساس رسیدن  $\theta_p$  در تیر به مقادیر ۰/۰۰۵، ۰/۰۱ و ۰/۰۲ ملاک رسیدن اتصال به سطح عملکرد به ترتیب IO، LS و CP قرار گرفت. بر اساس جدول (۲) خسارت اولیه به صورت بارگذاری چرخه‌ای در نمونه‌های NS1R، NS2R، NS3R و NS5R به ترتیب تا ۱٪، ۱/۵٪، ۳٪ و ۵٪ ایجاد شد.

در نامگذاری نمونه‌ها عبارت NS نشان دهنده‌ی وجود جزئیات غیرلرزه‌ای (Non-Seismic) در اتصال، عدد بعد از آن بیانگر شدت خسارت اولیه و وجود حرف R نشان دهنده‌ی تقویت شده بودن نمونه است.

### ۳-۳- مرحله دوم (تقویت نمونه‌ها و آزمایش مجدد)

پس از ایجاد خسارت اولیه در مرحله‌ی اول، تقویت اتصالات به وسیله‌ی ورقه‌های یک جهته CFRP در مرحله‌ی دوم انجام شد و نمونه‌ها تحت آزمایش دوباره تا رسیدن به حد نهایی قرار گرفتند. حد نهایی تغییرشکل، معادل دریفت ۵٪ (حدوداً دو برابر دریفت مجاز پیشنهاد شده به وسیله‌ی آیین نامه‌های لرزه‌ای) تعیین شد.

یک قاب که ستون‌های آن در وسط ارتفاع طبقه و تیر آن در میانه‌ی دهانه قطع شده‌اند انتخاب شد. نقاط قطع شده در حقیقت نقاط عطف منحنی لنگر تحت بارگذاری جانبی قاب می‌باشند. مشخصات مصالح فولاد، بتن و ورقه‌های CFRP به کار رفته در نمونه‌ها در جدول (۱) ارائه شده است.

آزمایش اتصالات در این مقاله در دو بخش انجام شد: در بخش اول، خسارت اولیه در نمونه‌ها بوجود آمد و در بخش دوم، نمونه‌های خسارت دیده تقویت شدند و دوباره تحت بارگذاری چرخه‌ای تا رسیدن به حد نهایی قرار گرفتند. مراحل دوگانه‌ی انجام آزمایش در بخش‌های بعد شرح داده می‌شوند:

### ۳-۲- مرحله اول (ایجاد خسارت اولیه)

برای شناخت سطوح خسارت اولیه‌ی مورد نظر، یک نمونه اتصال (NS5) به عنوان نمونه‌ی شاهد تا رسیدن به دریفت حداکثر (در اینجا دریفت ۵٪) آزمایش شد. با بررسی دقیق آزمایش نمونه‌ی NS5 و محاسبه‌ی دوران پلاستیک در مقاطع انتهایی تیر و ستون، دریفت لازم برای رسیدن سایر نمونه‌ها به سطوح خسارت اولیه دلخواه به دست آمد و سه نمونه‌ی دیگر تا رسیدن به این سطوح، تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. چگونگی تعیین سطوح مختلف خسارت در ادامه تشریح می‌شود:

خسارت اولیه در اتصالات به گونه‌ای انجام شد که سطوح عملکرد از پیش تعیین شده قبل از تقویت در اتصالات بوجود

جدول (۱) مشخصات مکانیکی مصالح

Longitudinal and transverse bars			Concrete	
Bar size (mm)	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	28 day compression strength, $f'_c$ (MPa)	38.5
10	510	650	Slump (mm)	90
18	530	700	Maximum aggregate size (mm)	25
ورقه‌های CFRP				
Thickness (mm)	Ultimate strain	Ultimate tensile strength (MPa)	Elastic modulus (GPa)	Unit weight ( $gr/m^2$ )
0.167	0.015	4950	240	300

Table (1) Mechanical characteristics of materials

جدول (۲) خسارت اولیه و نحوه تقویت نمونه‌های آزمایش شده

Specimen type	Specimen ID	Initial damage		Number of FRP layers		
		Drift(%)	Beam's tip displacement	Beam's L-shape	Column's U-shape	Column's parallel sheets
Base-non seismic	NS5	0	0	---	---	---
Repaired	NS1R	1	(-13) , (+14)	1	1	1
Repaired	NS2R	1.5	(-20.2) , (+20.8)	1	1	1
Repaired	NS3R	3	(-42) , (+44)	1	1	1
Repaired	NS5R	5	(-71.3) , (+71.2)	2	1	1

Table (2) Initial damage and repair configuration

شکل (۳) تاریخچه بارگذاری نمونه‌ها

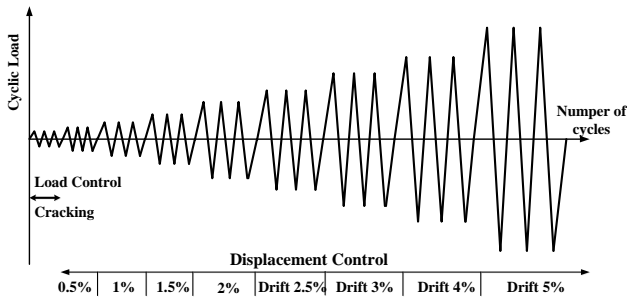


Fig. 3. Load history

### ۳-۴- بررسی نتایج آزمایش

بررسی دقیق نحوه ترک خوردگی نمونه‌های بدون تقویت حاکی از ضعف برشی هسته‌ی اتصال و تسلیم آرماتورهای طولی تیر بود. شکل (۴) الگوی ترک خوردگی نمونه‌ی مبنا و گسیختگی ورقه‌های FRP را در نمونه‌های تقویت شده نشان می‌دهد. مطابق شکل (۴-الف) ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال و نیز ناحیه‌ی بحرانی تیر در نمونه‌ی NS5 رشد کرده است. دلیل این امر عدم وجود آرماتورهای عرضی محصور کننده اتصال و همچنین خاموت ویژه در ناحیه بحرانی تیر و ستون است.

شکل (۴-ب) الگوی گسیختگی نمونه‌های تقویت شده را نشان می‌دهد. نمونه NS1R بخوبی توانست تا دریفت ۰.۵٪ بدون هیچ‌گونه گسیختگی لایه‌های FRP ظرفیت باربری را بطور میانگین تا ۰.۵٪ نسبت به نمونه NS5 افزایش دهد. در این نمونه در دریفت ۰.۳٪ لایه L شکل روی تیر برآمده شده و سپس در دریفت ۰.۴٪ لایه تقویت L شکل سمت راست بریده شد.

نمونه‌ی NS2R رفتار مشابهی نسبت به NS1R نشان داد. با این تفاوت که میزان باز شدن ترک‌ها و برآمدگی FRP از روی سطح

گفتنی است که طراحی تقویت خمشی و برشی اتصال بر اساس آئین نامه ACI440R-08 [۳۲] انجام شد و تعداد لایه‌های لازم ورقه‌های CFRP به صورت جدول (۲) به دست آمد. پس از آماده‌سازی سطح بتن به وسیله برس و هوای فشرده، ورقه‌های تقویتی یک جهته CFRP مطابق شکل (۱-ب) و به شرح جدول (۲) بر روی سطح بتن چسباده شدند. پس از گذشت ۷ روز، نمونه‌ها به مقاومت لازم برای آزمایش مجدد دست یافتند.

شرایط تکیه‌گاهی نمونه آزمایش شده در شکل (۲) نشان داده شده است. گفتنی است که برای سهولت انجام آزمایش، اتصال ۹۰ درجه چرخش یافته، به گونه‌ای که بارگذاری در انتهای تیر به صورت افقی انجام می‌شود.

تاریخچه‌ی بارگذاری چرخه‌ای نمونه‌ها بر اساس پیشنهاد آئین نامه ACI 374-05 [۳۳] و با اندکی تغییر در نشان داده شده است. بارگذاری در دو مرحله ابتدا به صورت کنترل بار و سپس بصورت کنترل تغییرمکان در انتهای تیر انجام شد. همچنین بار محوری به میزان ۱۰۰kN بطور ثابت در طول آزمایش روی ستون وارد شد.

شکل (۲) چگونگی آزمایش و شرایط تکیه‌گاهی نمونه

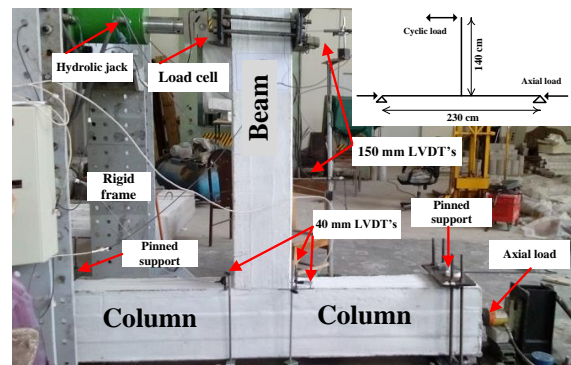
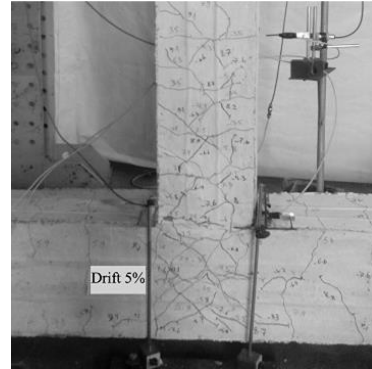


Fig. 2. Test setup and supports

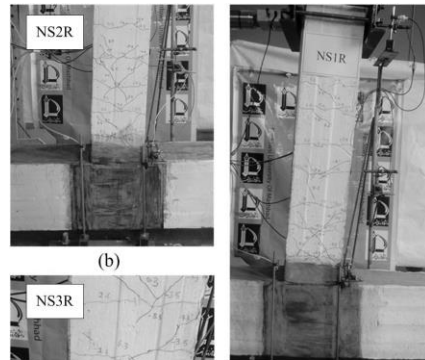
نمونه NS5R قبل از تقویت بیشترین سطح خسارت تا حد ۵٪ دریافت را داشت. مطابق شکل (۴-ب) این نمونه از لحاظ ترک خوردگی مشابه نمونه NS3R ولی با شدت بیشتر بود. در دریافت ۱/۵٪ L شکل های تیر در مجاورت دورپیچ از روی سطح برآمده شده که این موضوع کاهش شدید سختی نمونه را در پی داشت. سرانجام در دریافت ۴٪ L شکل های تیر در امتداد طولی پاره شدند.

بیش از نمونه ی NS1R مشاهده شد. افزایش ظرفیت نمونه NS2R نسبت به نمونه ی NS5 به میزان ۳٪ مشاهده شد.

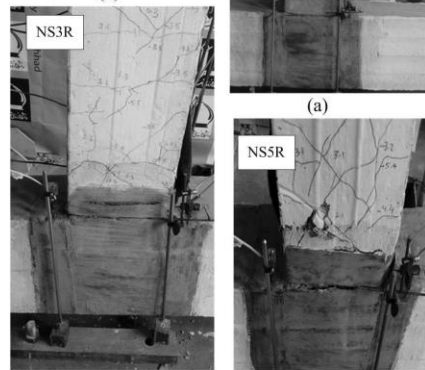
شکل (۴) الگوی گسیختگی نمونه های: (الف) مینا (NS5)؛ (ب) تقویت شده



(a)



(b)



(c)

(d)

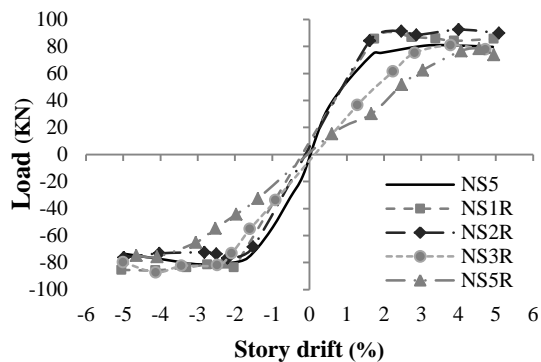
(b)

Fig. 4. Failure pattern of specimens: a) Base (NS5) and b) Repaired specimens

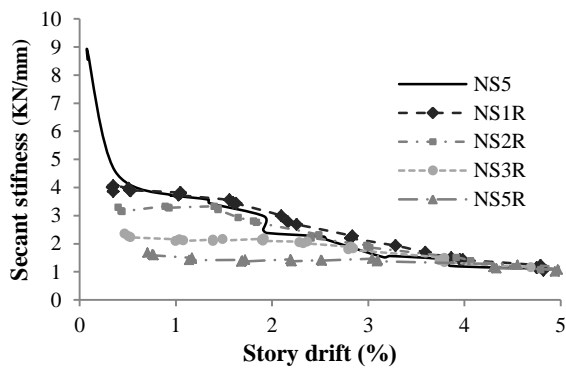
به دلیل بالا بودن خسارت اولیه در نمونه NS3R باز شدن ترک ها خیلی زود اتفاق افتاد. به علاوه در دریافت ۳٪ لایه های تقویتی L شکل روی تیر در بارهای فشاری از روی سطح برآمده شدند شکل (۴-ب). همچنین دورپیچ های روی تیر در دریافت ۴٪ کاملاً بریده شدند. نمونه NS3R توانست ظرفیت ازدست رفته اتصال را نسبت به نمونه NS5 به میزان ۲٪ افزایش دهد.

شکل (۵) نتایج آزمایشگاهی نمونه ها: (الف) پوش منحنی های هیسترسیز؛

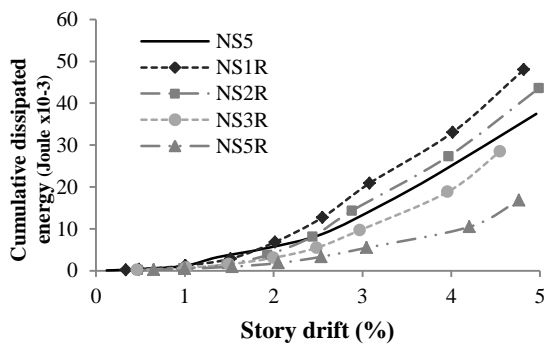
(ب) کاهش سختی؛ (ج) استهلاك انرژی تجمعی



(a)



(b)



(c)

Fig. 5. Test results: a) Hysteresis envelope, b) Stiffness degradation and c) cumulative dissipated energy

مدل چند خطی Hysteretic مطابق شکل (۶-ب) استفاده شد که قابلیت بینچینگ و خسارت به سبب کاهش شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی را دارا بوده و همچنین سختی کاهش یافته در باربرداری را در نظر می‌گیرد.

شکل (۶) (الف) مدل Concrete02 برای بتن؛ (ب) مدل Hysteretic برای فولاد

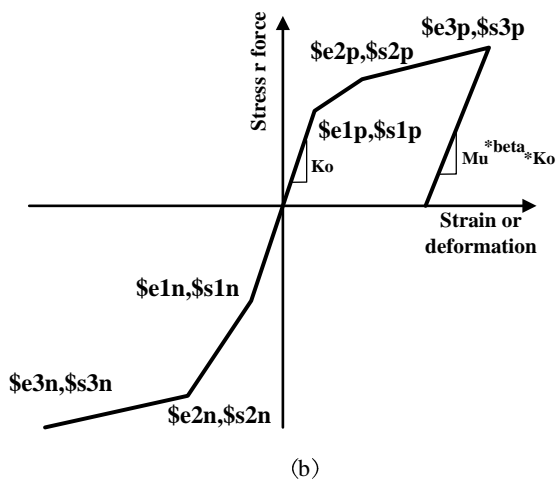
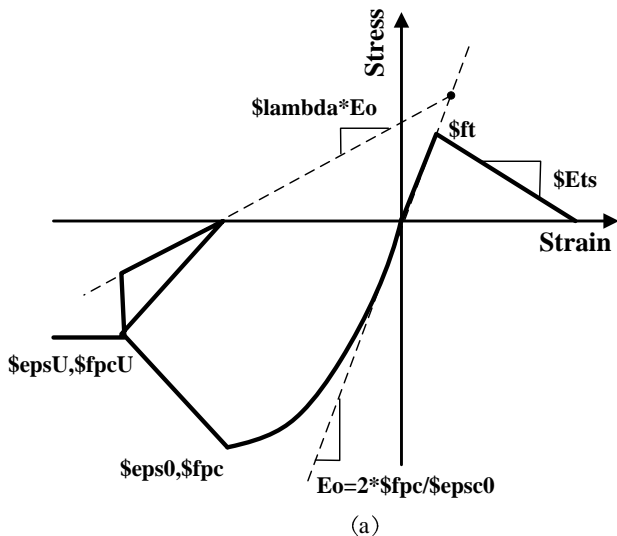


Fig. 6. a) Concrete02 model and b) Hysteretic model for steel bars

نقاط  $s$  و  $e$  بر روی نمودار بیانگر تنش و کرنش فولاد بوده، توان  $\beta$  برای کاهش سختی باربرداری و  $\text{PinchX}$  و  $\text{PinchY}$  جهت ایجاد بینچینگ در طول باربرداری استفاده می‌شوند. پارامترهای بکار رفته در مدل‌سازی بطور خلاصه در

شکل (۵) پوش منحنی‌های هیسترسیز، سختی و تری و استهلاک انرژی تجمعی در نمونه‌های تقویت شده را در کنار نمونه‌ی مبنا نشان می‌دهد. لازم به گفتن است سختی و تری میانگین شیب خط واصل قله‌های بارگذاری رفت و برگشت تا مبدأ مختصات است. از سوی دیگر سطح داخل هر چرخه‌ی بارگذاری معرف انرژی تلف شده در آن چرخه است. شکل (۵) بیانگر این است که ظرفیت باربری و استهلاک انرژی در نمونه‌های تقویت شده NS2R و NS1R بیش از نمونه مبنا و در سایر نمونه‌های تقویت شده با خسارت اولیه زیاده‌تر، کمتر از نمونه مبنا است. از طرفی خسارت ایجاد شده باعث کاهش سختی اولیه در تمام نمونه‌ها شده که در مورد نمونه‌های NS1R و NS2R این کاهش در دررفت‌های بالاتر از حد خسارت اولیه جبران می‌شود. در مجموع می‌توان گفت خسارت اولیه تا ۱/۵٪ دررفت طبقه توانسته است به خوبی به وسیله‌ی سیستم تقویت جبران شود.

#### ۴- مدل‌سازی اتصالات بتنی

برای شبیه‌سازی رفتار اتصالات در این پژوهش یک مدل‌سازی عددی به وسیله‌ی نرم افزار Opensees نسخه‌ی 2.4.0 [۳۴] انجام شد و سپس نتایج حاصل از مدل‌سازی نمونه‌ها با نتایج آزمایش مقایسه شد. در ادامه، مدل مصالح بکار رفته در مدل‌سازی تشریح می‌شود.

##### ۴-۱- معرفی مدل مصالح

برای تعریف بتن در این پژوهش از مدل Concrete02 استفاده شد که محصورشدگی به سبب وجود خاموت‌ها را بر اساس مدل پیشنهاد شده به وسیله‌ی مندر و همکاران [۳۵] در نظر می‌گیرد. همچنین برای مدل‌سازی آرماتورها از مدل چند خطی Hysteretic استفاده شده است که قابلیت ایجاد خسارت به سبب کاهش شکل پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی را دارا بوده و همچنین سختی کاهش یافته در باربرداری را در نظر می‌گیرد. منحنی تنش-کرنش بتن در بارگذاری‌های یکطرفه در شکل (۶-الف) نشان داده شده است. مدل‌سازی آرماتورها از

توصیه‌ی آئین‌نامه ACI440.2-08 [۳۱] مشابه آنچه به وسیله‌ی چن و تنگ [۳۷] و تنگ [۱۱] پیشنهاد شد به مقدار کرنش موثر آن مطابق رابطه‌ی (۱) محدود شد:

$$\varepsilon_{fd} = 0.41 \sqrt{\frac{f_c'}{n E_f t_f}} \leq 0.9 \varepsilon_{fu} \quad (1)$$

$\varepsilon_{fd}$  کرنش جداشدگی FRP،  $E_f$  و  $t_f$  و  $n$  به ترتیب مدول الاستیسیته، ضخامت ورقه‌های CFRP و تعداد لایه‌های آن و همچنین  $\varepsilon_{fu}$  کرنش نهایی FRP است. بنابراین کرنش موثر ورق‌های تک لایه برابر  $0/0127$  و دولایه برابر  $0/009$  منظور شد. برای بررسی بیشتر مقاومت پیوستگی ورقه‌های FRP، مرور گسترده و کاملی به وسیله‌ی سید احمد و همکاران [۳۸] انجام گرفته است.

به دلیل ماهیت کشسان مصالح FRP از مدل Elastic برای مدل‌سازی رفتار این مصالح در Opensees استفاده شد. مدول الاستیسیته ورق‌های CFRP برابر  $240 \text{ GPa}$  و ضخامت هر لایه‌ی آن  $0/167 \text{ mm}$  در نظر گرفته شد.

برای مدل‌سازی اعضای تیر و ستون از المان BeamWithHinges که دارای نواحی پلاستیک انتهایی است مطابق شکل (۷) استفاده شد.

جدول (۳) آمده است. بر اساس آزمایش‌های انجام شده روی نمونه‌های استاندارد کششی فولاد از نوع  $\Phi 18$ ، تنش تسلیم میلگردهای طولی برابر  $530 \text{ MPa}$  و تنش نهایی آن  $700 \text{ MPa}$  به دست آمد. چنانچه ضریب  $1/25$  در مقادیر تنش تسلیم جدول (۳) ضرب شود، حاصل با مقدار فوق یکسان خواهد بود. همچنین مقاومت فشاری ( $f_c'$ ) بدلیل محصور شدگی بتن در نمونه‌های NS1R و NS2R افزایش و بعلا ترک خوردگی بتن در نمونه‌ی NS3R کاهش یافت.

یکی از پیچیدگی‌های مدل‌سازی اتصالات آسیب دیده، بدست آوردن پارامترهای رفتاری بتن ترک‌خورده از جمله مقاومت فشاری در حالت محصور شده و محصور نشده در مفاصل پلاستیک شده‌ی انتهایی، پس از ایجاد خسارت اولیه است. در این پژوهش برای محاسبه‌ی مقاومت فشاری بتن هسته‌ی اتصال از مدل ساختاری کنت و پارک [۳۶] استفاده شد. با محاسبه‌ی بیشینه کرنش فشاری بتن در بارگذاری اولیه، مقاومت فشاری بتن ترک‌خورده و بتن محصور شده (به سبب وجود FRP) برای مدل‌سازی اتصالات تقویت شده پس از خسارت مطابق جدول (۳) بدست آمد.

در این پژوهش برای اعمال پدیده جداشدگی FRP از سطح بتن در تحلیل اجزای محدود، بیشینه کرنش ورقه‌های FRP بنا به

جدول (۳) پارامترهای مدل‌سازی رفتار مصالح فولاد و بتن

	Compressive strength, $f_c'$ (MPa)	$E_c$ ( $4700\sqrt{f_c'}$ )	$f_t (f_c'/10)$	$E_t (E_c/10)$	$F_y$ (MPa)	PinchX	PinchY	Beta
NS5	38.5	29162.73	3.85	2916.27	440	0.9	0.5	0.0
NS1R	46.2	31946.17	4.62	3194.62	440	1	1	0.3
NS2R	42	30459.48	4.20	3045.95	440	1	0.7	0.4
NS3R & NS5R	17	19378.60	1.70	1937.86	420	1	0.7	0.3

Table (3) Modeling parameters of concrete and steel materials

ابتدا و انتهای تیرها  $400\text{ mm}$  و برای میانه‌ی دهانه‌ی تیرها  $200\text{ mm}$  در نظر گرفته شد.

#### ۲-۴- تحلیل غیرخطی اتصالات تیر به ستون

تحلیل غیرخطی اتصالات آزمایش شده تحت بارهای رفت و برگشتی بر اساس تاریخچه بارگذاری نشان داده شده در) انجام گرفت. مدلسازی با استفاده از مدل‌های مواد و همچنین المان‌های گفته شده صورت پذیرفت.

جهت تطبیق بهتر نتایج مدلسازی اتصالات تیر به ستون با نتایج آزمایش، ضرائب کاهش ممان اینرسی مقاطع تیر و ستون بر طبق آیین نامه ACI 318-11 [۴۰] به ترتیب برابر  $0/35$  و  $0/7$  اعمال گردید. نمودارهای هیسترسیز بار- تغییر مکان در نوک تیر حاصل از مدلسازی اتصالات دویعدی تیر به ستون بتنی در نمودارهای

شکل (۸) نشان داده شده است.

شکل (۷) المان تیر- ستون BeamWithHinges [۳۴]

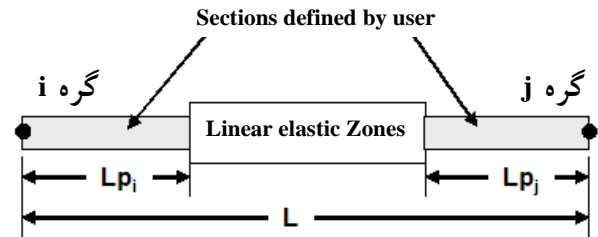


Fig. 7. BeamWithHinges element [34]

در پژوهش حاضر برای محاسبه‌ی طول مفصل پلاستیک تیر و ستون از پیشنهاد مازونی و موهل [۳۹] طبق رابطه‌ی (۲) بهره‌جویی شده است:

$$l_p = 0.08L_c + d_b f_y \quad (2)$$

که عبارت  $L_c$  برابر طول عضو بتنی (ستون یا تیر)،  $d_b$  بیانگر قطر آرماتور طولی به  $\text{mm}$  و  $f_y$  تنش تسلیم آرماتور با یکای  $\text{MPa}$  می‌باشد. با مدلسازی اتصالات و استفاده از آزمون و خطا، طول مفصل پلاستیک برای دو انتهای ستون‌ها  $100\text{ mm}$  برای

شکل (۸) مقایسه منحنی‌های بار- تغییر مکان نوک تیر حاصل از آزمایش و مدلسازی؛ (a) نمونه NS5، (b) نمونه NS1R، (c) نمونه NS2R و (d) نمونه NS3R.

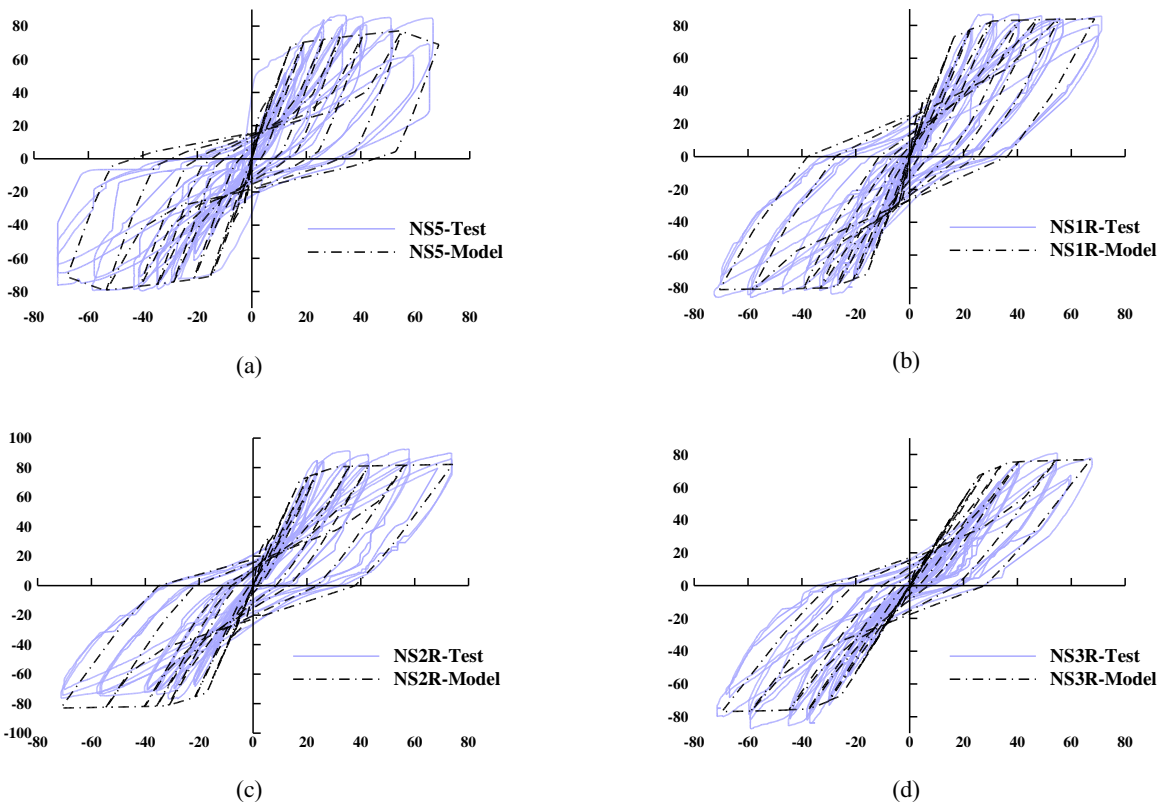


Fig. 8. The comparison between Load-displacement curves of experiment and model: a) NS5, b) NS1R, c) NS2R and d) NS3R



جدول (۴) مقایسه نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی

	NS5			NS1R			NS2R			NS3R		
	Exp.	Ana.	Difference %	Exp.	Ana.	Difference %	Exp.	Ana.	Difference %	Exp.	Ana.	Difference %
Load carrying capacity (kN)	81.26	77.55	-4.57	86.75	77.18	-11.03	92.41	82.17	-11.08	80.87	83.4	3.13
Mean secant stiffness (kN/mm)	3.02	2.97	-1.66	2.77	2.83	2.17	2.41	2.43	0.83	1.95	2.01	3.08
Energy dissipation (kJ)	37.45	37.66	0.56	48.02	47.23	-1.65	43.56	44.37	1.86	28.41	28.09	-1.13
Ductility	3.13	3.36	7.35	2.84	2.98	4.93	2.75	2.88	4.73	1.81	1.83	1.10

Table (4) The comparison between experimental and analytical results

سختی و تری نیز افزایش یافت.

نیروی محوری ستون در بیشتر مقالات مربوط به آزمایش اتصالات، در محدوده  $0.1A_g f'_c$  انتخاب می‌شود. در این مطالعه، به دلیل اینکه در آزمایشگاه امکان بارگذاری محوری بیش از  $100\text{ kN}$  وجود نداشت، تاثیر نیروی محوری ستون بر روی ظرفیت باربری، استهلاک انرژی و سختی اتصالات بصورت تحلیلی بررسی می‌گردد. جدول (۵) تغییرات ظرفیت باربری، استهلاک انرژی و سختی اتصالات آسیب دیده با شدت‌های مختلف را زیر اثر بار محوری به میزان  $0.05A_g f'_c$  و  $0.1A_g f'_c$  که به ترتیب برابر  $231\text{ kN}$  و  $462\text{ kN}$  به انتهای ستون وارد شد را نشان می‌دهد.

نتایج جدول (۵) نشان می‌دهد افزایش بار محوری ستون به بیش از  $100\text{ kN}$  باعث افزایش ظرفیت باربری، سختی و استهلاک انرژی اتصال می‌شود. در این میان افزایش ظرفیت باربری و سختی بیش از استهلاک انرژی می‌باشد. همچنین می‌توان گفت افزایش ظرفیت باربری و سختی در نمونه‌ی تقویت شده با کمترین خسارت (NS1R) شاهد بیشترین افزایش ( $10\%$  در بار محوری  $231\text{ kN}$  و  $12\%$  در  $462\text{ kN}$ ) و در نمونه با بیشترین خسارت (NS2R) شاهد کمترین افزایش ( $5\%$  بار محوری  $231\text{ kN}$  و  $7\%$  در  $462\text{ kN}$ ) بوده است. ناچیز بودن افزایش انرژی تلف شده با نتایج آزمایشات انجام شده به وسیله ی پروین و همکاران [۱۳] مطابقت دارد.

برای ارزیابی دقت روش مدلسازی، نتایج حاصل از آزمایش با نتایج حاصل از تحلیل غیر خطی اتصال در جدول (۴) مقایسه شده است. بر این اساس ظرفیت باربری، سختی، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در تمامی نمونه‌های آزمایش شده‌ی اتصال کمتر از  $10\%$  با نتایج مدلسازی اختلاف دارد. مدلسازی به خصوص در زمینه‌ی استهلاک انرژی توانست پاسخ بسیار قابل قبولی ارائه دهد. بنابراین با اعتماد به نتایج حاصل از مدلسازی، آثار عوامل مختلفی همچون بار محوری ستون و وجود دال متصل به تیر یا بدون حضور بار ثقلی روی دال در بخش‌های بعد بررسی می‌شود.

## ۵- بررسی آثار نیروی محوری ستون

در برخی از پژوهش‌های اخیر به چگونگی تاثیرگذاری بار محوری ستون روی رفتار اتصالات بتنی پرداخته شده است. قبارا و همکاران [۴۱] با افزایش بار محوری ستون در اتصال از  $300$  به  $600\text{ kN}$  به این نتیجه رسیدند که این افزایش، تاثیر چندانی بر مقاومت اتصال ندارد. اما آنتونوپولوس و همکاران [۲۹] دریافتند که افزایش  $2/5$  برابری بار محوری ستون سبب افزایش  $30\%$  در مقاومت و افزایش  $40\%$  در انرژی تلف شده می‌شود. در آزمایش‌های انجام شده به وسیله ی پروین و همکاران [۱۳] اثر بار محوری روی انرژی ناچیز بود؛ اما افزایش بار محوری از  $12\text{ Ton}$  به  $24\text{ Ton}$  باعث افزایش  $5\%$  و  $20\%$  در مقاومت در بارگذاری رفت و برگشت شد و

جدول (۵) مقایسه نتایج تاثیر وجود بار محوری

	$0.05 A_g f_c'$				$0.1 A_g f_c'$			
	NS5	NS1R	NS2R	NS3R	NS5	NS1R	NS2R	NS3R
Load carrying capacity (kN)	83.23	85.19	88.91	87/49	83.49	86.71	90.74	89.38
Mean secant stiffness (kN/mm)	3.05	3.13	2.65	2.16	3.07	3.15	2.64	2.17
Energy dissipation (kJ)	38.26	48.09	44.65	28.58	38.33	48.16	44.71	28.61

Table (5) Result comparison between with and without axial load

جدول (۶) نتایج تاثیر ضخامت دال

	10cm slab without axial load				10cm slab with axial load			
	NS5	NS1R	NS2R	NS3R	NS5	NS1R	NS2R	NS3R
Load carrying capacity (kN)	85.17	83.86	89.06	88.51	81.76	79.25	85.05	86.82
Mean secant stiffness (kN/mm)	3.41	3.17	2.82	2.21	3.22	2.91	2.31	1.95
Energy dissipation (kJ)	43.51	50.12	48.53	32.71	40.16	49.11	45.73	29.36

Table (6) Results of slab thickness effect

## ۶- بررسی اثر وجود دال متصل به تیر

در بیشتر پژوهش‌های آزمایشگاهی اثر تیر عرضی (عمود بر صفحه‌ی اتصال) و دال متصل به تیر به دلیل ساده‌تر کردن آزمایش نادیده گرفته می‌شود. همچنین مقاوم‌سازی اتصال به همراه تیر در نبود تیر عرضی و دال بسیار ساده تر است. اما پژوهش‌ها نشان داده است که نادیده گرفتن این دو نتایج رفتاری اتصال را دچار خطا می‌کند. ایلکی و همکاران [۴۲] اثر وجود دال و تیر عرضی را در اتصالات دارای مقاومت بتن ناکافی و میلگرد صاف مورد بررسی قرار دادند. بررسی آنها نشان داد اثر دال هنگامی که به کشش می‌افتد باعث افزایش ۳۰٪ مقاومت خمشی نسبت به حالت بدون دال می‌شود؛ درحالی‌که این تاثیر در جهت بارگذاری مقابل ناچیز است.

اثر دال در این پژوهش با مدلسازی یک دال به ضخامت ۱۰cm و به عرض ۶۰cm (۶ برابر ضخامت بر اساس آئین نامه ACI 318-11 [۴۰]) در دو حالت با و بدون بار ثقلی بررسی شد. در حالت وجود بار ثقلی، بار مرده و زنده گسترده به ترتیب به میزان  $5 \text{ kN/m}^2$  و  $2 \text{ kN/m}^2$  به دال وارد شد. جدول (۶) آثار وجود دال را بر روی ظرفیت باربری، سختی

وتری و استهلاک انرژی اتصالات نشان می‌دهد.

از نتایج جدول (۶) بطور خلاصه می‌توان نتیجه گرفت که آثار دال عرضی در حالت بدون بار ثقلی بیش از حالت وجود بار می‌باشد. از طرفی تاثیر افزایشی دال غالباً با افزایش خسارت اولیه در اتصالات تقویت شده کاهش می‌یابد. همچنین وجود دال به همراه بار ثقلی در خسارت‌های بالاتر از ۱/۵٪ نقش کاهشی در سختی دارد.

## ۷- نتیجه گیری

تعداد ۴ اتصال تیر به ستون بتنی ابتدا در سطوح مختلف خسارت مقاوم‌سازی شدند و سپس دوباره تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. در ادامه‌ی مقاله رفتار این اتصالات مدلسازی شد که به طور خلاصه نتایج زیر حاصل شد.

- کاهش ظرفیت باربری، سختی و استهلاک انرژی اتصالات در خسارت‌های بالاتر از ۱/۵٪ مشهود بود. در مجموع می‌توان گفت خسارت اولیه تا ۱/۵٪ دررفت طبقه توانست به خوبی به وسیله ی سیستم تقویت جبران شود.
- نتایج حاصل از مدلسازی اتصالات به وسیله ی نرم‌افزار

8. Pešić, N. and K. Pilakoutas, Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement: analytical investigation of debonding failure. *Composites Part B: Engineering*, 2003. 34(4): p. 327-338.
9. Rabinovich, O. and Y. Frostig, Closed-form high-order analysis of RC beams strengthened with FRP strips. *Journal of Composites for Construction*, 2000. 4(2): p. 65-74.
10. Rabinovitch, O. and Y. Frostig, Nonlinear high-order analysis of cracked RC beams strengthened with FRP strips. *Journal of Structural Engineering*, 2001. 127(4): p. 381-389.
11. Teng, J., et al., Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs. *Construction and building materials*, 2003. 17(6): p. 447-462.
12. Yang, Z., J. Chen, and D. Proverbs, Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams. *Construction and Building Materials*, 2003. 17(1): p. 3-13.
13. Parvin, A. and P. Granata, Numerical study of structural joints reinforced with composite fabrics. *Structures and materials*, 1998: p. 411-421.
14. Mostofinejad, D. and S. Talaeitaba, Finite element modeling of RC connections strengthened with FRP laminates. *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B, Engineering*, 2006. 30(B1): p. 21-30.
15. Parvin, A. and S. Wu, Ply angle effect on fiber composite wrapped reinforced concrete beam-column connections under combined axial and cyclic loads. *Composite structures*, 2008. 82(4): p. 532-538.
16. Bertero, V.V. and E. Popov, Seismic Behavior of Ductile Moment-Resisting Reinforced Concrete Frames. *ACI Special publication*, 1977. 53.
17. Filippou, F.C., E.P. Popov, and V.V. Bertero, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. 1983.
18. Soroushian, P., K. Obasaki, and S. Marikunte, Analytical modeling of bonded bars under cyclic loads. *Journal of Structural Engineering*, 1991. 117(1): p. 48-60.
19. Eligehausen, R., E.P. Popov, and V.V. Bertero, Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations. 1982.
20. Lowes, L.N., A. Altoontash, and N. Mitra, Closure to "Modeling Reinforced-Concrete Beam-Column Joints Subjected to Cyclic Loading" by Laura N. Lowes and Arash Altoontash. *Journal of Structural Engineering*, 2005. 131(6): p. 993-994.
21. Mitra, N. and L.N. Lowes. Evaluation and advancement of a reinforced concrete beam-column joint model. in *13th World Conference on Earthquake Engineering*. 2004.
22. Shiohara, H., New model for shear failure of RC interior beam-column connections. *Journal of Structural Engineering*, 2001. 127(2): p. 152-160.

Opensees نشان داد که ظرفیت باربری، سختی، استهلاک انرژی و شکل‌پذیری در تمامی نمونه‌های آزمایش شده‌ی اتصال کمتر از ۱۰٪ با نتایج مدلسازی اختلاف دارد. مدلسازی ویژه در زمینه‌ی انرژی توانست پاسخ بسیار قابل قبولی ارائه دهد.

- افزایش بار محوری ستون باعث افزایش ۵ تا ۱۲ درصدی ظرفیت باربری و سختی اتصال گردید. همچنین افزایش کمتری در ظرفیت باربری و سختی نمونه‌های با خسارت اولیه بالاتر مشاهده شد. بعلاوه، افزایش بار محوری آثار چندانی بر افزایش انرژی تلف شده نداشت.
- آثار دال عرضی در حالت بدون بار ثقلی بیش از حالت وجود بار بود. از طرفی تاثیر افزایشی دال در ظرفیت باربری، سختی و استهلاک انرژی با افزایش خسارت اولیه در اتصالات تقویت شده کاهش یافت. همچنین وجود دال به‌همراه بار ثقلی در خسارت‌های بالاتر از ۱/۵٪ باعث کاهش ۵ درصدی در سختی اتصال شد.

## References

## ۸- مراجع

1. Hörmann, M., H. Menrath, and E. Ramm, Numerical investigation of fiber reinforced polymers poststrengthened concrete slabs. *Journal of engineering mechanics*, 2002. 128(5): p. 552-561.
2. Li, G., et al., Investigation into FRP repaired RC columns. *Composite structures*, 2003. 62(1): p. 83-89.
3. Limam, O., V.T. Nguyen, and G. Foret, Numerical and experimental analysis of two-way slabs strengthened with CFRP strips. *Engineering structures*, 2005. 27(6): p. 841-845.
4. Barbato, M., Efficient finite element modelling of reinforced concrete beams retrofitted with fibre reinforced polymers. *Computers & Structures*, 2009. 87(3): p. 167-176.
5. Karbhari, V.M. and H. Niu, FE Investigation of Material and Preload Parameters on FRP Strengthening Performance of RC Beams II: Results. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 2007.
6. Malek, A.M., H. Saadatmanesh, and M.R. Ehsani, Prediction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate end. *ACI structural Journal*, 1998. 95(2).
7. Niu, H. and V.M. Karbhari, FE investigation of material and preload parameters on FRP strengthening performance of RC beams, I: model development. *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, 2008. 27(5): p. 507-522.

33. ACI Committee 374, Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (ACI 374.1-05). 2005, American Concrete Institute, Farmington Hills Michigan, USA.
34. McKenna, F., G. Fenves, and M. Scott, Open system for earthquake engineering simulation. University of California, Berkeley, CA, 2000.
35. Mander, J.B., M.J. Priestley, and R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete. *Journal of structural engineering*, 1988. 114(8): p. 1804-1826.
36. Kent, D.C. and R. Park, Flexural members with confined concrete. *Journal of the Structural Division*, 1971. 97(7): p. 1969-1990.
37. Chen, J. and J. Teng, Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete. *Journal of Structural Engineering*, 2001. 127(7): p. 784-791.
38. Sayed-Ahmed, E., R. Bakay, and N. Shrive, Bond strength of FRP laminates to concrete: state-of-the-art review. *Electronic Journal of Structural Engineering*, 2009. 9: p. 45-61.
39. Mazzoni, S. and J.P. Moehle, Seismic response of beam-column joints in double-deck reinforced concrete bridge frames. *ACI Structural Journal*, 2001. 98(3).
40. ACI Standard 318, Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-11). 2011, American Concrete Institut..
41. Ghobarah, A. and A. Said, Shear strengthening of beam-column joints. *Engineering Structures*, 2002. 24(7): p. 881-888.
42. Ilki, A., I. Bedirhanoglu and N. Kumbasar (2010). "Behavior of FRP-retrofitted joints built with plain bars and low-strength concrete." *Journal of Composites for Construction* 15(3): 312-326.
23. Antonopoulos, C.P. and T.C. Triantafillou, Analysis of FRP-strengthened RC beam-column joints. *Journal of composites for construction*, 2002. 6(1): p. 41-51.
24. Baglin, P.S. and R.H. Scott, Finite element modeling of reinforced concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, 2000. 97(6).
25. Hegger, J., A. Sherif, and W. Roeser, Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beam-column connections. *ACI Structural Journal*, 2004. 101(5).
26. Fleury, F., J.-M. Reynouard, and O. Merabet, Multicomponent model of reinforced concrete joints for cyclic loading. *Journal of engineering mechanics*, 2000. 126(8): p. 804-811.
27. Park, R., A summary of results of simulated seismic load tests on reinforced concrete beam-column joints, beams and columns with substandard reinforcing details. *Journal of Earthquake Engineering*, 2002. 6(02): p. 147-174.
28. Shin, M. and J.M. LaFave. Testing and modeling for cyclic joint shear deformations in RC beam-column connections. in 13th World Conference on Earthquake Engineering. 2004.
29. Antonopoulos, C.P. and T.C. Triantafillou, Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints. *Journal of composites for construction*, 2003. 7(1): p. 39-49.
30. FEMA356. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings: Rehabilitation Requirement s. 2000. American Society of Civil Engineers Washington, DC.
31. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings NO 360.2007, Office of deputy for technical affairs, Management and planning organization , (In Persian).
32. ACI440.2R-08, Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures, in ACI 440.2R-08. 2008: Michigan (USA).

# Experimental and Analytical Investigation of Damaged Concrete Beam-Column Joints Strengthened by CFRP Composites

E. Zamani b.<sup>1</sup>, H. Shariatmadar<sup>2\*</sup>

1- Ph.D. candidate, Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Ferdowsi University of Mashhad

2- Assoc. Prof., Civil Eng. Dept., Faculty of Eng., Ferdowsi University of Mashhad

Shariatmadar@um.ac.ir

## Abstract:

The scope of this study is to investigate the rehabilitation of concrete beam-column joints retrofitted by carbon-fiber-reinforced plastics (CFRPs), to achieve a safe and economic level of seismic damage. This paper, efficiency investigates the mentioned strengthening technique in improving the seismic behavior of damaged structures, analytically and experimentally. Four beam-column connections are tested under reversed cyclic loading. No specific seismic detail is used for connections, i.e. no transverse rebar and seismic stirrups are used in critical end zones of joint core, beam and column. Joints are damaged in different levels. Thereafter, they are retrofitted by carbon fiber reinforced materials (CFRP sheets). The strengthened joints were tested again to reach the ultimate drift capacity. The experimental results show that the beam column joints could be retrofitted by external wrapping of FRP sheets until a limited level. This level is approximately equal to 1.5% story drift for tested joints. Specimens which were initially damaged with reference to 1% and 1.5% drifts showed an increase in their capacity up to 5% and 3%, respectively. This is called the repair-ability level and for the cases with higher damage levels, other rehabilitation methods may be useful.

In order to simulate the behavior of joints, a numerical model was developed in the OpenSees framework version 2.4.0. The tested joints including reference joint and retrofitted joints are analyzed by nonlinear tools of the software. The software was selected regarding the available models for concrete and reinforcement rebar materials, which are enhanced with the consideration of reloading/unloading stiffness deterioration and hysteretic energy dissipation during reversed cyclic loads. Nonlinear beam-column elements with spread or concentrated plasticity can be evaluated in this software with accurate simulation. The analytical models are used to assess the efficiency of the CFRP rehabilitation to predict an optimum level of damage that the seismic behavior parameters could be compensated, safely and economically. The results of joint analysis are compared with experimental behavior of specimens. The hysteresis curves of the modeled beam column joints had a high level of accuracy in terms of stiffness degradation, moment carrying capacity, capacity degradation and energy dissipation. Thus, the model is calibrated for each level of damage intensities. Results showed that the model had a good accuracy in terms of load carrying capacity, secant stiffness, energy dissipation and joint ductility, and the error was reported less than 10% comparing analytical and experimental results. Effect of other variables such as column axial load and the existence of transverse slab connected to the beam was analytically investigated. Results showed that increasing the axial load on the column results in increase in the load carrying capacity and stiffness from 5% to 12% (depending on the initial damage intensity of the joint). However, it had negligible effect on dissipated energy. On the other side, transverse slab modeling revealed an increase in the capacity, stiffness and energy. The positive effect was higher in the absence of gravity loads on the slab. Thus, the existence of transverse slab with gravity load had negative effect on secant stiffness in specimens with initial damage higher than 1.5% of story drift.

**Keywords:** Beam-column connection, Rehabilitation, FRP sheets, Nonlinear analysis, Axial Load, Transverse slab.