

بررسی ترمیم‌پذیری سازه‌های تقویت شده با ورقه‌های کامپوزیتی CFRP

ابراهیم زمانی بیدختی (دانشجوی دکتری)

گروه مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی مشهد

هاشم شریعتمدار* (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه فردوسی، مشهد

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (دوره‌ی ۲ - ۳۳، شماره‌ی ۴/۲، ص. ۷۹-۷۱)

در نوشتار حاضر، اتصالات خارجی تیر به ستون بتنی تحت اثر بارهای چرخه‌یی آزمایش شده‌اند. پس از ایجاد آسیب اولیه در نمونه‌ها، تقویت با ورقه‌های FRP انجام و اتصالات مجدداً آزمایش شدند. سپس اتصال مبنا و اتصالات تقویت شده با استفاده از نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی و نتایج با رفتار آزمایشگاهی آنها مقایسه شده است. سپس یک قاب ۳ طبقه مدل‌سازی شده و روند ایجاد آسیب تحت اثر تحلیل بارافزون بررسی و با توجه به شدت آسیب، قاب‌ها مشابه روند آزمایش مقاومت‌سازی شدند. در انتها، قاب‌ها تحلیل غیرخطی تاریخچه‌ی زمانی شدند و اندیس خسارت پارک و انگ به دست آمد. با توجه به نتایج، سطح ترمیم‌پذیری سیستم قاب خمشی تقویت شده با ورقه‌های FRP معادل سطحی است که تمامی تیرها در سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش قرار گیرند. با بررسی پاسخ دینامیکی قاب‌ها و محاسبه‌ی اندیس خسارت پارک، سطح ترمیم‌پذیر برای قاب مورد مطالعه در دریافت طبقه‌ی ۳/۱٪ ایجاد می‌شود.

واژگان کلیدی: اتصالات خارجی بتنی، مقاومت‌سازی، ورقه‌های FRP، سطح عملکرد، تحلیل غیرخطی.

zamani.eb@shahroodut.ac.ir
shariatmadar@um.ac.ir

۱. مقدمه

تقویت اتصالات بتن آرمه، سهم محدودی از مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی را در میان اجزاء سازه در بر می‌گیرد. در این میان، بیشترین تلاش پژوهشگران در راستای آزمایش و مدل‌سازی اثر تقویت خمشی FRP در تیرهای بتن آرمه متمرکز شده است. [۱-۸] در سال ۱۹۹۸، در بررسی پارامتری استفاده از لایه‌های تقویت FRP روی سطح کششی تیر اتصال با یا بدون استفاده از مهار دورپیچ، این نتیجه به دست آمد که نوع و چینش الیاف مورد استفاده می‌تواند تأثیر زیادی در عملکرد سازه‌یی داشته باشد. [۹] همچنین در سال ۲۰۰۶، یک مدل اجزاء محدود جهت تحلیل غیرخطی اتصالات تقویت شده با FRP توسعه داده شد و در آن، لغزش و کشیدگی آرماتور وارد شده به هسته‌ی اتصال در محاسبه‌ی ظرفیت برشی و لنگر اتصال به حساب آورده شد. [۱۰] در سال ۲۰۱۵، نیز اثر تعبیه‌ی شیارهای سطحی در شکل‌پذیری اتصالات بتنی ضعیف تقویت شده با ورق‌های کامپوزیتی CFRP بررسی شد و نتایج آزمایش‌ها نشان داد که استفاده از شیارهای سطحی در چشمه‌ی اتصال، سبب به تأخیر افتادن پدیده‌ی جداسازی ورق‌ها و بهبود شاخص‌های لرزه‌یی اتصال می‌شود. [۱۱]

۲. آزمایش اتصالات تیر به ستون بتنی

در بخش آزمایشگاهی پژوهش حاضر، ۴ عدد اتصال خارجی تیر به ستون مشابه با ابعاد و آرماتورگذاری نشان داده شده در شکل (الف) ساخته شد و تحت بارگذاری چرخه‌یی اولیه قرار گرفت. [۱۷] اتصال موردنظر به‌عنوان بخشی از یک قاب

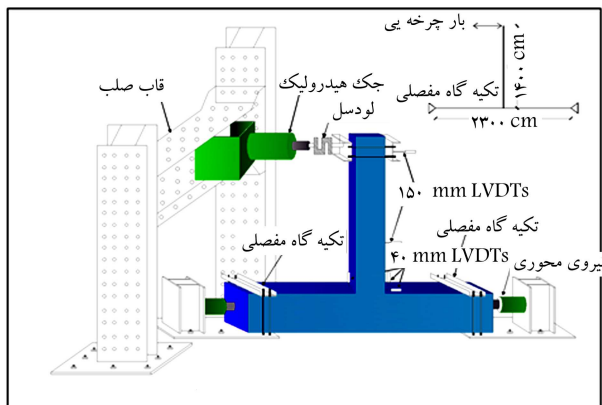
همچنین در سال ۲۰۰۳، اتصالات خارجی با شیوه‌های مختلف از جمله ورق و نوارهای FRP از نوع شیشه و کربن، تقویت و مقایسه شدند. اتصالات آسیب دیده نیز تقویت شدند و نتایج، کاهش ۴۰ و ۱۵ درصدی به ترتیب در مقاومت و استهلاک

* نویسنده مسئول

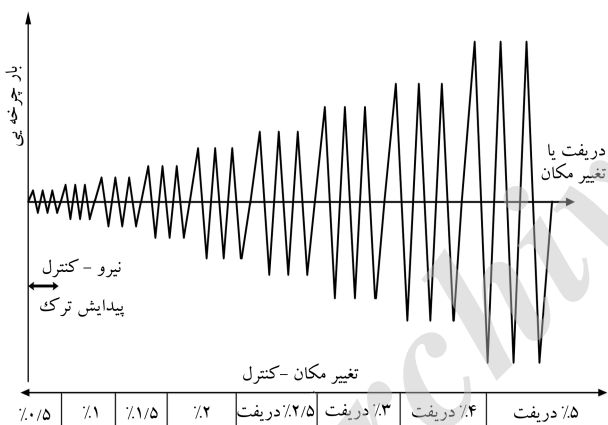
تاریخ: دریافت ۱۳۹۴/۹/۲۲، اصلاحیه ۱۳۹۵/۲/۲۵، پذیرش ۱۳۹۵/۳/۳۰.

جدول ۱. خسارت اولیه و تعداد لایه‌های FRP به‌کار رفته در سیستم تقویت.

نوع نمونه	نام نمونه	خسارت اولیه		تعداد لایه‌های FRP		
		دریافت (%)	تغییر مکان نوک تیر (mm)	L شکل تیر	U شکل ستون	موازی محور ستون
مبتدا - غیرلرزه‌ی	NS5	0	0	-	-	-
تقویت شده	NS1R	1	(-13), (+14)	1	1	1
تقویت شده	NS2R	1.5	(-20.2), (+20.8)	1	1	1
تقویت شده	NS3R	3	(-42), (+44)	2	1	1
تقویت شده	NS5R	5	(-71.3), (+71.2)	2	1	1

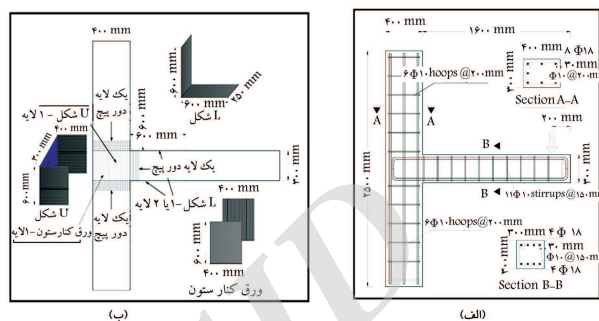


شکل ۲. نحوه‌ی آزمایش و شرایط تکیه‌گاهی نمونه.



شکل ۳. تاریخچه‌ی بارگذاری نمونه‌ها.

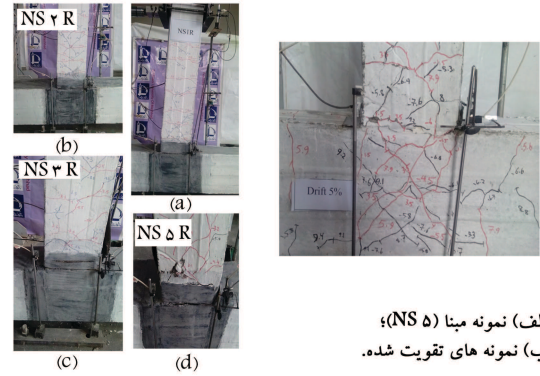
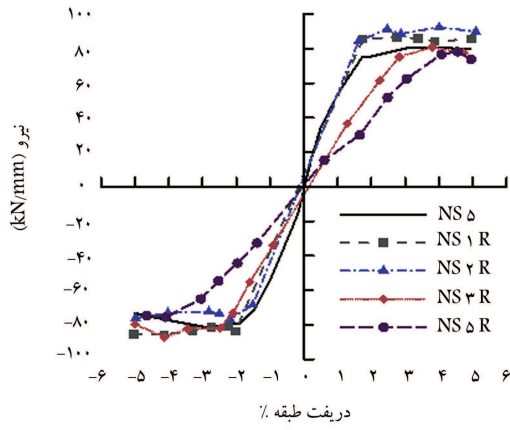
شده است. بارگذاری در دو مرحله، ابتدا به صورت کنترل بار و سپس به صورت کنترل تغییر مکان انجام شد. همچنین بار محوری ۱۰۰ kN روی ستون به‌طور ثابت وارد شد. نمونه‌ی NS5 به‌عنوان نمونه‌ی مبنای آزمایش به‌شمار می‌رود. شکل (۴الف) توزیع ترک‌ها را در نمونه‌ی NS5 نشان می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، به‌دلیل نبود آرماتورهای عرضی محصورکننده‌ی اتصال و همچنین خاموت ویژه در ناحیه‌ی بحرانی تیر و ستون، ترک‌های قطری در ناحیه‌ی اتصال رشد کرده و در ناحیه‌ی بحرانی تیر متمرکز شده است. شکل (۴ب) الگوی گسیختگی نمونه‌های تقویت شده را نشان می‌دهد. نمونه‌ی NS1R به‌خوبی توانست تا دریفت ۵٪ بدون هیچ‌گونه گسیختگی لایه‌های FRP ظرفیت باربری را به‌طور میانگین تا ۵٪ نسبت به نمونه‌ی NS5 افزایش دهد و در نمونه‌ی NS2R به میزان ۳٪ افزایش مشاهده شد. در نمونه‌ی NS2R در دریفت ۳٪، لایه‌ی L شکل روی تیر



شکل ۴. جزئیات میلگردها و جیدمان ورقه‌های تقویتی نمونه‌ها.

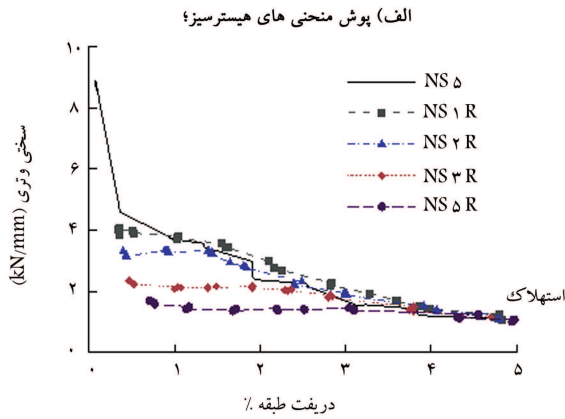
که ستون‌های آن در وسط ارتفاع طبقه و تیر آن در میانه‌ی دهانه قطع شده‌اند، انتخاب شد. نقاط قطع شده در حقیقت نقاط عطف منحنی لنگر تحت بارگذاری جانبی قاب هستند. همان‌طور که در شکل (۱الف) ملاحظه می‌شود، اتصالات آزمایش شده فاقد جزئیات لرزه‌یی از قبیل میلگردهای محصورکننده‌ی اتصال و نواحی بحرانی تیر و ستون هستند. پس از ایجاد خسارت اولیه در اتصالات، به شرحی که در ادامه ارائه شده است، اتصالات توسط ورقه‌های FRP مطابق شکل (۱ب) و به شرح جدول ۱ تقویت شده و دوباره تا رسیدن به حد نهایی تحت بارگذاری چرخه‌یی قرار گرفته‌اند. طراحی تقویت خمشی و برشی اتصال براساس آیین‌نامه‌ی ACI440R-08 انجام شده است. این کار توسط ورق‌های روی ستون و L شکل‌های روی تیر به نحوی انجام شده است که بیشترین امکان اجرا را داشته باشد. همچنین دورپیچ‌های روی تیر و ستون جهت جلوگیری از جداشدگی ورق از سطح بتن استفاده شده است. خسارت اولیه در اتصالات به گونه‌یی انجام شده است که سطوح عملکرد از پیش تعیین شده قبل از تقویت در اتصالات به‌وجود آید. سطوح عملکرد انتخابی براساس آیین‌نامه‌ی FEMA-356^[۱۹] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌یی ساختمان‌های موجود (نشریه‌ی ۳۶۰، ۱۹۹۱)^[۲۰] به‌عنوان سطح قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه‌ی فروریزش (CP) تعیین شدند. براساس جدول ۱، نمونه‌ی NS5 به‌عنوان نمونه‌ی مبنای بدون تقویت تا ۵٪ دریفت طبقه بارگذاری شد. خسارت اولیه به‌صورت بارگذاری چرخه‌یی در نمونه‌های NS1R، NS2R، NS3R و NS5R به ترتیب تا ۱٪، ۱.۵٪، ۳٪ و ۵٪ انجام شد. سپس نمونه‌های مذکور تقویت و مجدداً تا دریفت ۵٪ بارگذاری شدند.

شرایط تکیه‌گاهی اتصال آزمایش شده در شکل ۲ نشان داده شده است. گفتنی است که جهت سهولت انجام آزمایش، اتصال ۹۰ درجه چرخش یافت، به‌طوری که بارگذاری در انتهای تیر به صورت افقی انجام شد. در نوشتار حاضر، از تعریف تغییر مکان نسبی طبقه (دریفت طبقه) به‌صورت نسبت تغییر مکان انتهای تیر که بارگذاری در آن نقطه انجام می‌شود، به طول تیر تا بر ستون استفاده شده است. تاریخچه‌ی بارگذاری چرخه‌یی نمونه‌ها تا دریفت ۵٪ در شکل ۳ نشان داده

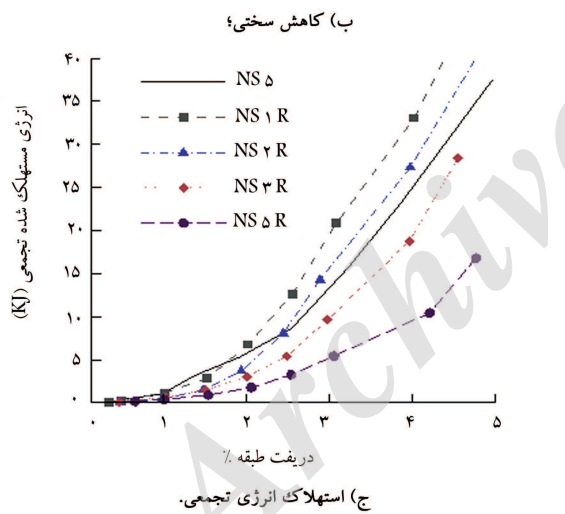


الف) نمونه مینا (NS 5)؛
ب) نمونه های تقویت شده.

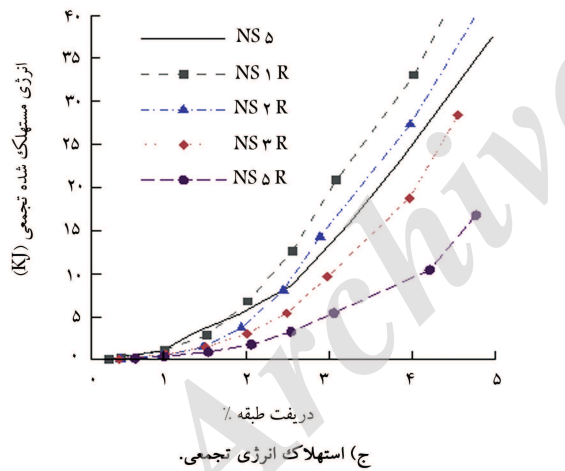
شکل ۴. الگوی گسیختگی نمونه‌ها.



الف) پوش منحنی های هیسترسیز؛



ب) کاهش سختی؛



ج) استهلاك انرژی تجمی.

شکل ۵. نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها.

برآمده شده و سپس در دررفت ۴٪، لایه‌ی تقویت L شکل سمت راست بریده شد.

به دلیل بالا بودن خسارت اولیه در نمونه‌ی NS۳R، ترک‌ها خیلی زود شروع به باز شدن کردند. به علاوه در دررفت ۳٪، لایه‌های تقویتی L شکل روی تیر در بارهای فشاری کم‌انرژی شدند (شکل ۴ب). همچنین دورپیچ‌های روی تیر در دررفت ۴٪ کاملاً بریده شدند. نمونه‌ی NS۳R توانست ظرفیت از دست رفته‌ی اتصال را نسبت به نمونه‌ی NS۵، ۲٪ افزایش دهد. نمونه‌ی NS۵R قبل از تقویت، بیشترین سطح خسارت تا حد ۵٪ دررفت را داشت. مطابق شکل (۴ب)، نمونه‌ی NS۵R از لحاظ ترک‌خوردگی مشابه نمونه‌ی NS۲R ولی با شدت بیشتر بود. در دررفت ۱/۵٪، L شکل‌های تیر در مجاورت دورپیچ از روی سطح برآمده شدند که این موضوع کاهش شدید سختی نمونه را در پی داشت. سرانجام در دررفت ۴٪، L شکل‌های تیر در امتداد طولی پاره شدند. به دلیل بالا بودن خسارت اولیه در نمونه‌های NS۲R و NS۵R، تأثیر ورق‌های FRP در رفتار نمونه‌ها، سهم بالایی نسبت به ۲ نمونه‌ی دیگر با خسارت کمتر داشت. این موضوع در منحنی‌های هیسترسیز نمونه‌های مذکور به وضوح قابل مشاهده است.

آنچه در همه‌ی نمونه‌های تقویت شده پس از آزمایش مجدد مشاهده شد، افزایش ظرفیت باربری نسبت به اتصال آسیب دیده قبل از مقاوم‌سازی است. همچنین انتهای ورق‌های روی تیر و ستون با وجود نداشتن دورپیچ از روی سطح بتن جدا نشدند. چنانچه یک دورپیچ اضافه بر روی تیر در فاصله‌ی معادل ارتفاع تیر از دورپیچ قبلی اجرا می‌شد، می‌توانست از کم‌انرژی ورق‌های L شکل جلوگیری کند. شکل ۵، نتایج مختصری از پوش منحنی‌های هیسترسیز نمونه‌های تقویت شده، کاهش سختی و استهلاك انرژی در نمونه‌ها را در کنار نمونه‌ی مینا نشان می‌دهد. شکل ۵، بیانگر این است که ظرفیت باربری و استهلاك انرژی در نمونه‌های تقویت شده‌ی NS۲R و NS۱R بیش از نمونه‌ی مینا و در سایر نمونه‌های تقویت شده با خسارت اولیه‌ی زیادتر، کمتر از نمونه‌ی میناست.

خسارت به سبب کاهش شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاك انرژی را دارد و همچنین سختی کاهش یافته در باربرداری را در نظر می‌گیرد.

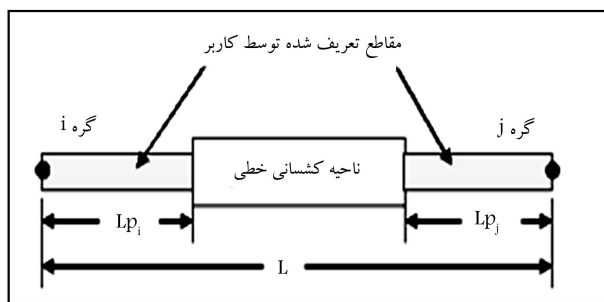
نقاط S و e بر روی نمودار، بیانگر تنش و کرنش فولاد است. توان Beta جهت کاهش سختی باربرداری و PinchX و PinchY جهت ایجاد پینچینگ در طول باربرداری استفاده می‌شوند. پارامترهای به‌کار رفته در مدل‌سازی در جدول ۲ ارائه شده است. براساس آزمایش‌های انجام شده بر روی نمونه‌های استاندارد کششی فولاد از نوع $\Phi 18$ ، تنش تسلیم میلگردهای طولی برابر 53°MPa و تنش نهایی آن 70°MPa به دست آمد. چنانچه ضریب $1/25$ در مقادیر تنش تسلیم داده

۳. معرفی مدل مصالح

جهت مدل‌سازی بتن در پژوهش حاضر از مدل $\text{Concrete}^\circ 2$ استفاده شده است که محصورشدگی به سبب وجود خاموت‌ها را براساس مدل پیشنهادی مندر و همکاران، در نظر می‌گیرد.^[۲۱] منحنی تنش - کرنش بتن در بارگذاری‌های یک‌طرفه در شکل (۱۶الف) نشان داده شده است. همچنین برای مدل‌سازی آرماتورها از مدل چندخطی Hysteretic مطابق شکل (۶ب) استفاده شده است که قابلیت ایجاد

جدول ۲. پارامترهای لازم برای مدل‌سازی رفتار مصالح فولاد و بتن.

Betta	PinchY	PinchX	F_y (MPa)	$E_t (E_c / \lambda^\circ)$	$f_t (f'_c / \lambda^\circ)$	$E_c (4700 \sqrt{f'_c})$	مقاومت فشاری (f'_c MPa)	
۰٫۰	۰٫۵	۰٫۹	۴۴۰	۲۹۱۶٫۲۷	۳٫۸۵	۲۹۱۶۲٫۷۳	۳۸٫۵	NS۵
۰٫۳	۱	۱	۴۴۰	۳۱۹۴٫۶۲	۴٫۶۲	۳۱۹۴۶٫۱۷	۴۶٫۲	NS۱R
۰٫۴	۰٫۷	۱	۴۴۰	۳۰۴۵٫۹۵	۴٫۲۰	۳۰۴۵۹٫۴۸	۴۲	NS۲R
۰٫۳	۰٫۷	۱	۴۲۰	۱۹۳۷٫۸۶	۱٫۷۰	۱۹۳۷۸٫۶۰	۱۷	NS۳R



شکل ۷. المان Beam with Hinges برای اعضاء تیر و ستون.

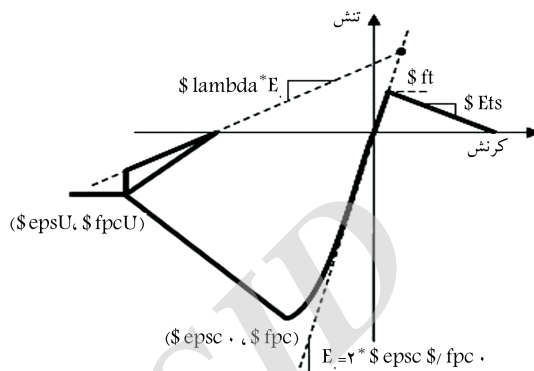
هستند. بنابراین کرنش مؤثر ورق‌های نکلایه برابر ۰٫۱۲۷ و دولایه برابر ۰٫۰۹۰۹ منظور شده است. جهت بررسی بیشتر مقاومت پیوستگی ورقه‌های FRP، مرور گسترده و کاملی در سال ۲۰۰۴ انجام شده است.^[۲۱]

به دلیل ماهیت کشسان مصالح FRP از مدل Elastic جهت مدل‌سازی رفتار آنها استفاده شده است. مدول کشسانی ورق‌های FRP برابر ۲۴۰ GPa و ضخامت هر لایه آن ۰٫۱۶۷ mm در نظر گرفته شده است. جهت مدل‌سازی اعضاء تیر و ستون از المان Beam with Hinges که نواحی خمیری انتهایی دارد، مطابق شکل ۷ استفاده شده است. استفاده از المان Beam with Hinges، امکان تعریف مفاصل خمیری را در موقعیت دلخواه و با طول دلخواه فراهم می‌سازد. مهم‌ترین مزیت المان مذکور، عدم نیاز به تعریف منحنی اندرکنش لنگر - نیروی محوری در مفصل خمیری است.

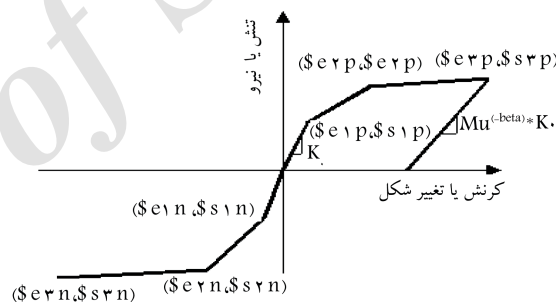
برخلاف سایر المان‌ها که حالت خمیری و نقاط انتقال‌گیری گوس در طول آن‌ها گسترده شده است، در المان Beam with Hinges نقاط گوس در نواحی خمیری انتهایی قرار دارد. در اعضاء بتنی با آرماتورهای آجدار برخلاف آنهایی که آرماتور بدون آج دارند، مفصل خمیری در یک طول قابل توجه گسترده شده است. با مدل‌سازی اتصالات و استفاده از آزمون و خطا، طول مفصل خمیری برای دو انتهای ستون‌ها ۱۰۰ mm، برای ابتدا و انتهای تیرها ۴۰۰ mm و برای میانه‌ی دهانه‌ی تیرها ۲۰۰ mm در نظر گرفته شده است.

۴. مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون بتنی

تحلیل غیرخطی اتصالات آزمایش شد تحت بارهای رفت و برگشتی براساس تاریخچه‌ی بارگذاری انجام شده در آزمایش برای هر نمونه‌ی اتصال انجام شد. مدل‌سازی با استفاده از مدل‌های مواد و همچنین المان‌های گفته شده صورت پذیرفت و اتصالات خارجی تیر به ستون در حالت مینا (بدون آسیب) و حالت خسارت دیده مدل‌سازی شدند. یکی از پیچیدگی‌های مدل‌سازی اتصالات آسیب دیده، به دست آوردن پارامترهای مدل‌سازی بتن ترک‌خورده در مفاصل خمیری شده‌ی



الف) مدل ۰۲ concrete برای بتن؛



ب) مدل Hysteretic برای فولاد.

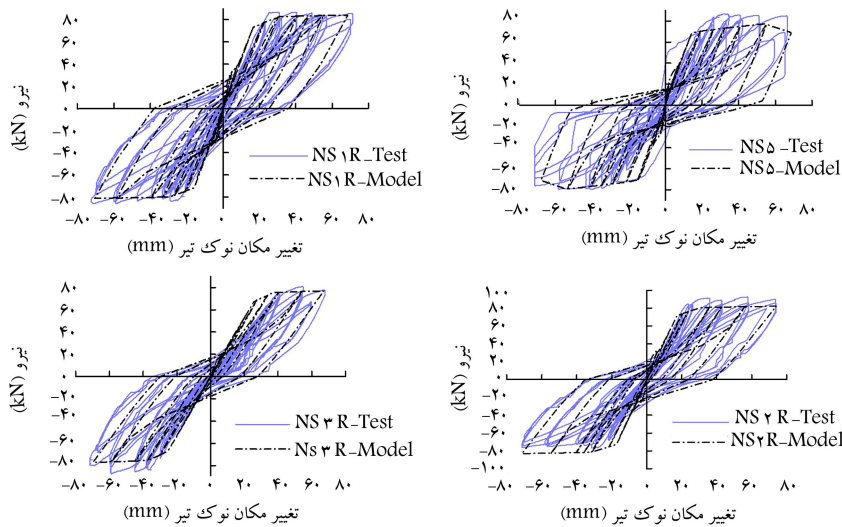
شکل ۶. انواع مدل‌های مصالح به کار رفته در مدل‌سازی.

شده در جدول ۲ ضرب شود، حاصل با مقدار فوق یکسان خواهد بود. همچنین با استفاده از نتایج آزمایش، مقاومت فشاری مشخصه‌ی بتن برابر ۳۸٫۵ حاصل شد. مقاومت فشاری بتن به دلیل محصورشدگی بتن در نمونه‌های NS۱R و NS۲R افزایش و به علت ترک خوردگی بتن در نمونه‌ی NS۳R کاهش یافته است. مقاومت فشاری بتن ترک‌خورده و بتن محصور شده از روی مدل کنت و پارک، به دست آمده است.^[۲۱]

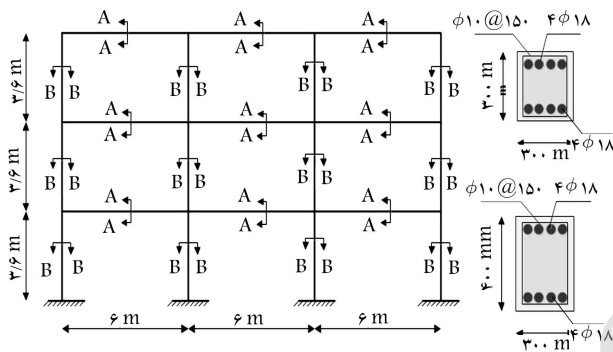
برای اعمال پدیده‌ی جداسدگی FRP از سطح بتن در تحلیل اجزاء محدود، پیشینه‌ی کرنش ورقه‌های FRP بنا به توصیه‌ی آیین‌نامه‌ی ACI 440٫۲-۰۸^[۱۸]، مشابه آنچه در برخی مطالعات^[۲۳،۲۷] پیشنهاد شده است، به مقدار کرنش مؤثر آن مطابق رابطه‌ی ۱ محدود شده است:

$$\epsilon_{fd} = 0,41 \sqrt{\frac{f'_c}{n E_f t_f}} \leq 0,9 \epsilon_{fu} \quad (1)$$

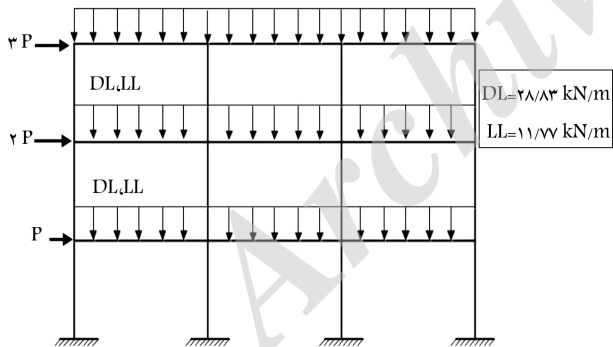
که در آن، پیشینه‌ی کرنش مجاز FRP، E_f ، t_f ، n به ترتیب مدول کشسانی، ضخامت ورقه‌های FRP و تعداد لایه‌های آن و همچنین ϵ_{fu} کرنش نهایی FRP



شکل ۸. مقایسه‌ی منحنی‌های بار - تغییر مکان نوک تیر حاصل از آزمایش و مدل‌سازی. الف) نمونه NS۵؛ ب) نمونه NS۱R؛ ج) نمونه NS۲R؛ د) نمونه NS۳R



شکل ۹. هندسه‌ی قاب و مقاطع به‌کار رفته در مدل‌سازی.



شکل ۱۰. نحوه‌ی اعمال بارهای ثقلی (زنده و مرده) و جانبی به قاب.

و قاب‌های تقویت شده استفاده شده است: تحلیل بارافزون بر روی قاب مینا برای بررسی سطوح عملکرد مفاصل خمیری و تحلیل تاریخیچه‌ی زمانی تحت شتاب پایه‌ی زلزله‌ی ال‌سترو برای بررسی رفتار پس از خسارت قاب‌های تقویت شده و محاسبه‌ی شاخص خسارت پارک و انگ استفاده شدند. مقطع اعضاء تیر و ستون در قاب مذکور، مشابه مقاطع تیر و ستون در اتصالات آزمایش شده انتخاب شده است، تا بتوان به خوبی از نتایج مدل‌سازی اتصالات استفاده کرد. شکل ۱۰، نحوه‌ی اعمال بارهای ثقلی و جانبی را نشان می‌دهد. بار زنده به شدت 11.77 kN/m

انتهایی پس از ایجاد خسارت اولیه است. در پژوهش حاضر، جهت محاسبه‌ی مقاومت فشاری بتن هسته‌ی اتصال از مدل ساختاری کنت و پارک، استفاده شده است. [۲۱]

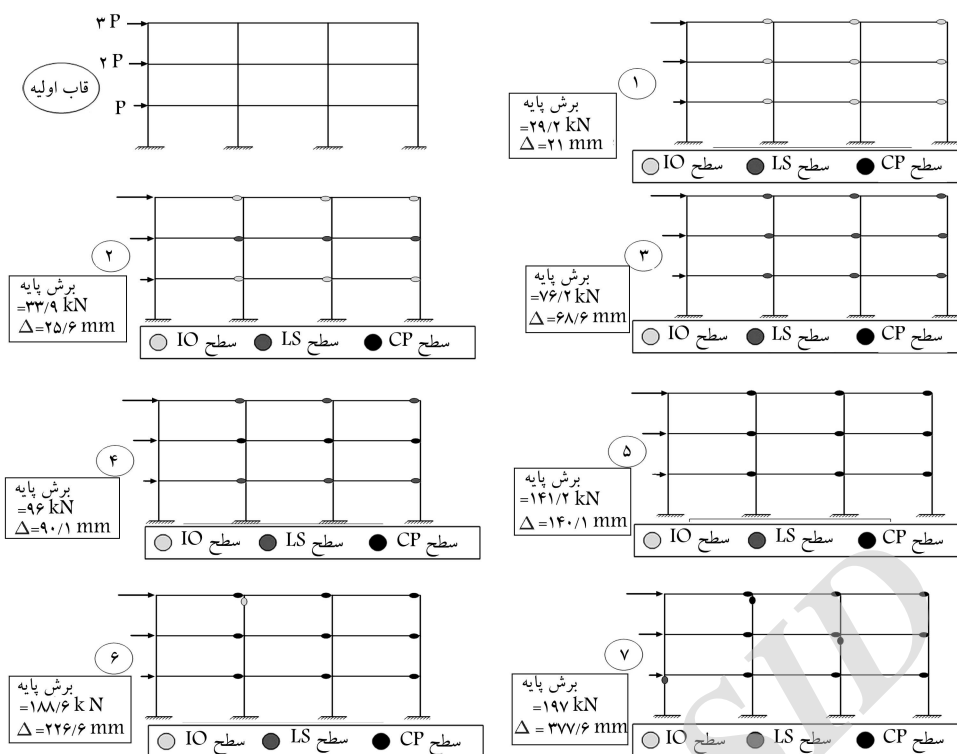
۱.۴. مدل‌سازی اتصالات

مدل‌سازی اتصالات تیر به ستون آزمایش شده براساس مشخصات مصالح که قبلاً مطابق جدول ۲ ارائه شده است، انجام شد. جهت تطبیق بهتر نتایج مدل‌سازی با آزمایش، جهت در نظر گرفتن اثر ترک خوردگی اعضاء تیر و ستون ضرایب کاهش ممان اینرسی مقاطع تیر و ستون بر طبق مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، [۲۵] به ترتیب برابر 0.75 و 0.7 اعمال شد. نتایج مدل‌سازی اتصالات دوبعدی تیر به ستون بتنی در شکل ۸ مشاهده می‌شود. لازم به ذکر است، به دلیل سهم تعیین کننده‌ی ورقه‌های FRP در دو نمونه‌ی با خسارت بالا، رفتار آزمایشگاهی و تحلیلی آن دو بسیار شبیه هم بوده است. به همین دلیل فقط به بیان نتایج نمونه‌ی NS۳R اکتفا شده است. مطابق شکل ۸، نتایج مدل‌سازی اتصالات هم‌خوانی بسیار خوبی با نتایج حاصل از آزمایش دارد. دقت روش در زمینه‌ی پیش‌بینی ظرفیت باربری، سختی بارگذاری و باربرداری و نیز سطح داخل منحنی‌ها کاملاً مشخص است. لذا می‌توان از مدل مربوط به اتصال NS۵ برای نواحی بدون ترک و از مدل‌های مربوط به اتصالات NS۱R، NS۲R و NS۳R جهت مدل‌سازی مفاصل خمیری به ترتیب در محدوده‌ی سطوح عملکرد IO، LS و CP استفاده کرد.

۵. بررسی سطوح عملکرد یک قاب دوبعدی

۱.۵. هندسه‌ی مدل و نحوه‌ی بارگذاری

پس از اینکه مدل ارائه شده در مقیاس اتصال خارجی تیر به ستون با نتایج حاصل از آزمایش تأیید شد، یک قاب دوبعدی ۳ طبقه به‌عنوان سازه‌ی مینا در محیط نرم‌افزار Opensees مدل‌سازی و تحلیل شد. قاب نشان داده شده در شکل ۹، شامل ۳ دهانه به طول ۶ متر و ۳ طبقه هر کدام به ارتفاع ۳/۶ متر است. این قاب در مطالعات قبلاً، [۲۶] جهت اعمال اندیس خسارت پیشنهادی ارائه شده است. در پژوهش حاضر، از دو نوع بارگذاری جانبی برای مقایسه‌ی قاب مینا بدون تقویت



شکل ۱۱. روند تشکیل مفاصل خمیری در قاب مینا در تحلیل بارافزون.

خاک نوع III با بیشینه‌ی شتاب $0.3g$ در منطقه‌ی با خطر لرزه‌خیزی زیاد استفاده شد. با در نظر گرفتن بارهای زنده و مرده‌ی نشان داده شده در شکل ۱۰ و نیز با احتساب ضریب مشارکت بار زنده برابر 0.2 ، جرم مؤثر طبقه در هر دهانه قابل محاسبه است. جرم هر طبقه به صورت متمرکز در گره‌های ابتدا، وسط و انتهای تیرها قرار گرفت. با اعمال شتاب پایه‌ی زلزله‌ی ال‌سنترو به قاب دویعدی و برداشت خروجی تغییرمکان جانبی بام، مطابق شکل ۱۲ (الف تا ز) است.

به طور کلی، ایجاد خسارت اولیه در سازه‌ها سبب کاهش مقاومت، سختی و ظرفیت استهلاک انرژی می‌شود. از این رو تقویت اتصالات آسیب‌دیده در سازه‌ها توسط سیستم FRP تا حد مشخصی توانایی جبران خسارت‌های وارده را داشته است و پس از تراز مذکور، پارامترهای یاد شده قابل بازگشت به سازه نیستند. از این رو چنانکه در شکل ۵ ارائه شده است، به دلیل کاهش سختی و ظرفیت استهلاک انرژی در اتصالات با خسارت اولیه‌ی بالاتر از دریفت 1.5% و به دنبال آن کاهش قابل توجه سختی و استهلاک انرژی سازه، رفتار نرم‌تری از سازه قابل انتظار است که نتیجه‌ی آن افزایش دوره‌ی تناوب سازه است. لذا با توجه به شکل ۵، پاسخ سازه‌های تقویت شده بیش از سازه‌ی مینای بدون تقویت است.

جدول ۳، میانگین جذر مجموع مربعات (RMS) پاسخ قاب‌ها، بیشینه‌ی پاسخ و دوره‌ی تناوب مود اول طبقه‌ی بام را در سطوح مختلف خسارت به همراه درصد اختلاف آن با پاسخ قاب مینا نشان می‌دهد. همچنین جدول مذکور نشان می‌دهد چنانچه کمتر از 10% اختلاف بین RMS پاسخ‌ها، بیشینه‌ی پاسخ و دوره‌ی تناوب مود اول قاب‌های تقویت شده نسبت به قاب مینا مجاز باشد، تراز آسیب ۴ (Level 4) آخرین تراز است که از آن پس سیستم تقویت نتوانسته است تغییر مکان‌ها را در محدوده‌ی قاب مینا حفظ کند. این امر گویای این نکته است که تراز آسیب ۴ معادل دریفت طبقه‌ی 3.1% آخرین سطح آسیب‌پذیر توسط سیستم تقویت است. با توجه به مطالب ارائه شده می‌توان نتیجه گرفت که سطح ترمیم‌پذیر در سازه‌های

و بار مرده به شدت 28.83 KN/m روی تیرها وارد شدند. همچنین بار جانبی در تحلیل بارافزون بر طبق الگوی مثلثی به طبقات وارد شد.

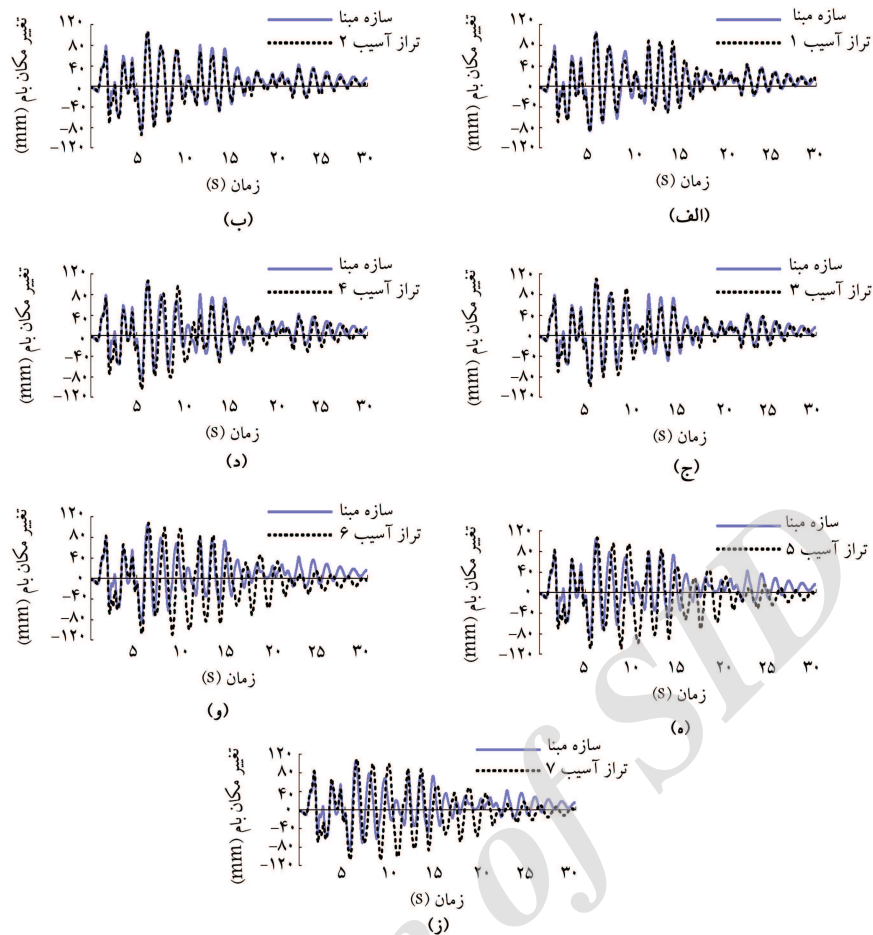
۲.۵. بررسی سطوح عملکرد سازه‌ی توسط تحلیل بارافزون

با انجام تحلیل بارافزون تا دریفت 4% بر روی قاب مینا، دوران خمیری در انتهای تیرها و ستون‌های قاب به دست آمدند و مفاصل خمیری با توجه به آیین‌نامه‌ی FEMA-۳۵۶ مشخص شدند.^[۱۹] روند تشکیل مفاصل خمیری و وضعیت قرارگیری آنها بر روی سازه به همراه برش پایه و تغییر مکان بام در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

مطابق شکل ۱۱، پس از شناسایی روند تشکیل مفاصل خمیری، سازه‌های آسیب دیده در ۷ تراز مختلف جهت انجام مقاوم‌سازی دسته‌بندی شدند (Level ۱ تا Level ۷). این ۷ تراز طوری انتخاب شدند که در هر کدام نسبت به تراز قبل، مفاصل خمیری جدید با سطح عملکرد پایین‌تر در قاب به وجود آید. هر کدام از سطوح ۷ گانه‌ی مذکور، بیانگر وضعیت اولیه‌ی سازه‌ی آسیب‌دیده قبل از مقاوم‌سازی است. مقاوم‌سازی مفاصل خمیری براساس سطح عملکرد آنها انجام شد. بدین معنی که براساس خسارت هر عضو تیر یا ستون در هر سطح عملکرد (IO، LS یا CP) در هر مرحله از بارگذاری، با توجه به اتصالات آزمایشگاهی، تقویت توسط FRP در سطوح هفت گانه انجام شد و سازه‌های تقویت شده مجدداً تحلیل بارافزون شدند. لازم به ذکر است که جهت وارد کردن اثر دوطرفه بودن نیروهای زلزله، مفاصل خمیری در شکل ۱۱ به صورت قرینه نمایش داده شده‌اند.

۶. تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی قاب دویعدی

برای انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی از شتاب پایه‌ی زلزله‌ی ال‌سنترو برای



شکل ۱۲. تاریخچه‌ی پاسخ قاب‌ها تحت اثر شتاب پایه‌ی زلزله‌ی ال سنترو.

جدول ۳. مقایسه‌ی پاسخ قاب‌ها در سطوح مختلف خسارت هفت‌گانه.

دوره‌ی تناوب مود اول طبقه‌ی بام (s)		بیشینه‌ی پاسخ بام (mm)		RMS پاسخ‌ها		شناسه‌ی قاب
درصد اختلاف با سازه‌ی مینا		درصد اختلاف با سازه‌ی مینا		درصد اختلاف با سازه‌ی مینا		
-	۱,۴۹	-	۱۰۴	-	۰,۵۹۲۸	سازه مینا
-۴	۱,۴۳	۰,۳۶	۱۰۴,۳۸	۳,۷۸	۰,۶۱۵۲	Level ۱
۰,۶۷	۱,۵۰	۲,۶۱	۱۰۶,۷۲	-۱,۴۰	۰,۵۸۴۵	Level ۲
۴,۶۹	۱,۵۶	۵,۵۹	۱۰۹,۹۲	۴,۵۵	۰,۶۱۹۸	Level ۳
۶,۷۱	۱,۵۹	۱,۷۱	۱۰۵,۷۸	۸,۵۹	۰,۶۴۳۷	Level ۴
۱۴,۰۹	۱,۷۱	۱,۹۰	۱۰۵,۹۸	۳۲,۵۴	۰,۷۸۵۷	Level ۵
۱۵,۴۳	۱,۷۲	۲,۹۶	۱۰۷,۰۸	۳۳,۶۰	۰,۷۹۲۰	Level ۶
۱۶,۱۱	۱,۷۳	۵,۲۶	۱۰۹,۴۷	۳۵,۳۴	۰,۸۰۲۳	Level ۷

جدول ۴. مقایسه‌ی شاخص خسارت قاب‌های تقویت شده و قاب مینا تحت شتاب پایهی زلزله‌ی ال‌سنتر.

شاخص خسارت پارک و انگ. [۲۷]							قاب مینا	نوع قاب
Level۷	Level۶	Level۵	Level۴	Level۳	Level۲	Level۱		
۰٫۷۵	۰٫۷۵	۰٫۷۷	۰٫۵۸	۰٫۵۶	۰٫۶	۰٫۶۱	۰٫۷۵	طبقه‌ی اول
۰٫۹۴	۰٫۹۶	۰٫۹۶	۰٫۷۱	۰٫۶۱	۰٫۵۲	۰٫۶۴	۰٫۷۱	طبقه‌ی دوم
۰٫۶۵	۰٫۶۹	۰٫۷	۰٫۵۱	۰٫۴۹	۰٫۴۸	۰٫۴۶	۰٫۵۱	طبقه‌ی سوم
۰٫۸۱	۰٫۸۳	۰٫۸۳	۰٫۶۱	۰٫۵۶	۰٫۵۴	۰٫۵۸	۰٫۶۸	شاخص خسارت کل قاب

$$DI_{Story} = \frac{\sum DI_i E_i}{\sum E_i} \quad (3)$$

که در آن، DI_{Story} شاخص خسارت طبقه، DI_i شاخص خسارت عضو i ام و E_i مجموع انرژی مستهلک شده در عضو i ام است.

مطابق جدول ۴، تقویت اتصالات آسیب دیده تا تراز آسیب ۴ (منطبق با دریافت طبقه‌ی ۳٪) سبب کاهش اندیس خسارت پارک و انگ در کل قاب شده است، چرا که پس از عبور از دریافت ۳٪، اندیس خسارت قاب آسیب دیده بیش از قاب در حالت میناست، که این به روشنی گویای ترمیم‌ناپذیر بودن قاب پس از سطح آسیب مذکور است.

۸. نتیجه‌گیری

در بخش ارائه‌ی نتایج آزمایش، کاهش ظرفیت باربری، سختی و استهلاک انرژی اتصالات در خسارت‌های بالاتر از ۱٫۵٪ نشان داده شده است. سپس با در نظر گرفتن اثرات کاهش سختی باربرداری/ بارگذاری مجدد و افت سطح انرژی مستهلک شده در آرماتورهای فولادی و نیز اثرات ترک‌خوردگی بتن آسیب دیده‌ی اتصال در مدل‌سازی اتصالات آزمایش شده، دقت مناسب مدل‌سازی نسبت به نتایج حاصل از آزمایش نشان داده شده است. در ادامه، تحلیل بارافزون و تاریخچه‌ی زمانی یک قاب ۳ طبقه نشان داد که سطح ترمیم‌پذیر در سازه‌های قابی زمانی است که تیرها در آستانه‌ی فروریزش قرار گیرند (شروع ناحیه‌ی CP) و هیچ ستونی از مرحله‌ی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) فراتر نرود. بررسی رفتار دینامیکی قاب‌ها پس از مقاوم‌سازی و مقایسه‌ی شاخص خسارت قاب‌ها نتیجه می‌شود که در قاب خمشی بررسی شده در نوشتار حاضر، مقاوم‌سازی با استفاده از روش تقویت خارجی توسط ورقه‌های FRP توانایی جبران ظرفیت و شکل‌پذیری سازه‌ی آسیب دیده را تا دریافت ۳٪ دارد. با استفاده از روش مذکور می‌توان سطح ترمیم‌پذیر را در سازه‌های سه‌بعدی با ارتفاع‌های مختلف مطالعه کرد.

قاب‌ی زمانی است که تیرها در آستانه‌ی فروریزش (CP) قرار گیرند و در ضمن، هیچ ستونی از مرحله‌ی قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) فراتر نرود. از این لحظه به بعد، سیستم تقویت خارجی توسط ورقه‌های FRP دیگر جوابگو نخواهد بود.

۷. شاخص خسارت

برکاربردترین شاخص خسارت توسط پارک و انگ، [۲۷] مطابق رابطه‌ی ۲ معرفی شده است که در آن به‌عنوان یک شاخص ترکیبی تغییر مکان غیرکشسان و انرژی مستهلک شده به‌صورت خطی با هم ترکیب می‌شوند:

$$DI_{PA} = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_f - \delta_y} + \beta \frac{\int dE}{F_y \delta_f} \quad (2)$$

که در آن، δ_m بیشینه‌ی تغییر مکان در هر چرخه، δ_f تغییر مکان بیشینه در بارگذاری یک‌طرفه، δ_y تغییر مکان در لحظه‌ی جاری شدن، $\int dE$ مجموع انرژی مستهلک شده و F_y ظرفیت جاری شدگی نمونه است. همچنین پارامتر بدون بعد β به‌عنوان ضریب کالیبراسیون مدل (در اینجا مساوی ۰٫۱۵) به‌کار می‌رود. شاخص DI_{PA} بزرگ‌تر از ۱، نشان دهنده‌ی تخریب کامل عضو، DI_{PA} کمتر از ۰٫۵ نشان‌دهنده‌ی قابل تعمیر بودن عضو و DI_{PA} کمتر از ۰٫۲ مبین آسیب ناچیز در عضو است. چنانچه تحت شتاب پایهی زلزله، اندیس خسارت پارک و انگ در تمام مفاصل خمیری به‌دست آید، از روی میانگین‌گیری وزنی در هر طبقه براساس میزان انرژی مستهلک شده در هر عضو مطابق رابطه‌ی ۳ می‌توان اندیس خسارت طبقه و از روی آن اندیس خسارت کلی سازه را به‌دست آورد. این کار برای تمام حالات هفت‌گانه‌ی نشان داده‌شده در شکل ۱۱ با رعایت تقارن در موقعیت مفاصل خمیری انجام و با قاب مینا مقایسه شده است، که نتایج در جدول ۴ قابل مشاهده است.

منابع (References)

1. Barbato, M. "Efficient finite element modelling of reinforced concrete beams retrofitted with fibre reinforced polymers", *Computers & Structures*, **87**(3), pp. 167-176 (2009).

2. Karbhari, V.M. and Niu, H. "FE investigation of material and preload parameters on FRP strengthening performance of RC beams II: Results", *Journal of Reinforced Plastics and Composites*, **27**(12), pp. 1245-1267 (2007).

3. Malek, A.M., Saadatmanesh, H. and Ehsani, M.R. "Pre-

- diction of failure load of R/C beams strengthened with FRP plate due to stress concentration at the plate”, *ACI Structural Journal*, **95**(2) (1998).
4. 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*, **27**(5), pp. 507-522 (2008).
 5. Pestic, N. and Pilakoutas, K. “Concrete beams with externally bonded flexural FRP-reinforcement: Analytical investigation of debonding failure”, *Composites Part B: Engineering*, **34**(4), pp. 327-33 (2003).
 6. Rabinovich, O. and Frostig, Y. “Closed-form high-order analysis of RC beams strengthened with FRP strips”, *Journal of Composites for Construction*, **4**(2), pp. 65-74 (2000).
 7. Teng, J. and et al. “Intermediate crack-induced debonding in RC beams and slabs”, *Construction and Building Materials*, **17**(6), pp. 447-462 (2003).
 8. Yang, Z., Chen, J. and Proverbs, D. “Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams”, *Construction and Building Materials*, **17**(1), pp. 3-13 (2003).
 9. Parvin, A. and Granata, P. “Numerical study of structural joints reinforced with composite fabrics”, *Structures and Materials*, **21**, pp. 411-421 (1998).
 10. Mostofinejad, D. and Talaieitaba, S. “Finite element modeling of RC connections strengthened with FRP laminates”, *Iranian Journal of Science and Technology, Transaction B, Engineering*, **30**(B1), pp. 21-30 (2006).
 11. Sattarifard, A. and Sharbatdar, M.K. “Experimental study on strengthening of RC connections with FRP sheets by embedding surface grooves”, *Sharif Journal of Civil Engineering*, **31**(2), pp. 41-50 (2015).
 12. Antonopoulos, C.P. and Triantafillou, T.C. “Experimental investigation of FRP-strengthened RC beam-column joints”, *Journal of Composites for Construction*, **7**(1), pp. 39-49 (2003).
 13. Garcia, R. and et al. “Seismic strengthening of severely damaged beam-column RC joints using CFRP”, *Journal of Composites for Construction*, **18**(2), pp. 04013048 (2013).
 14. Mahini, S.S. and Ronagh, H.R. “Web-bonded FRPs for relocation of plastic hinges away from the column face in exterior RC joints”, *Composite Structures*, **93**(10), pp. 2460-2472 (2011).
 15. Realfonzo, R., Napoli, A. and Pinilla, J.G.R. “Cyclic behavior of RC beam-column joints strengthened with FRP systems”, *Construction and Building Materials*, **54**, pp. 282-297 (2014).
 16. Tsonos, A.G. “Effectiveness of CFRP-jackets and RC-jackets in post-earthquake and pre-earthquake retrofitting of beam-column subassemblages”, *Engineering Structures*, **30**(3), pp. 777-793 (2008).
 17. Zamani B.E. and Shariatmadar, H. “Strengthening and rehabilitation of exterior RC beam-column joints using carbon-FRP jacketing”, *Materials and Structures*, **49**(6), pp. (2016).
 18. ACI440.2R-08, “Guide for the design and construction of externally bonded FRP system for strengthening concrete structures”, Michigan (USA) (2008).
 19. FEMA356, “Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings: Rehabilitation requirement S.” American Society of Civil Engineers Washington, DC (2000).
 20. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, NO. 360, “Management and planning organization, office of deputy for technical affairs, technical criteria codification & earthquake risk”, Tehran, Iran (2007).
 21. Mander, J.B., Priestley, M.J. and Park, R. “Theoretical stress-strain model for confined concrete”, *Journal of Structural Engineering*, **114**(8), pp. 1804-1826 (1988).
 22. Kent, D.C. and Park, R. “Flexural members with confined concrete”, *Journal of the Structural Division*, **97**(7), pp. 1969-1990 (1971).
 23. Chen, J. and Teng, J. “Anchorage strength models for FRP and steel plates bonded to concrete”, *Journal of Structural Engineering*, **127**(7), pp. 784-791 (2001).
 24. Sayed-Ahmed, E., Bakay, R. and Shrive, N. “Bond strength of FRP laminates to concrete: State-of-the-art review”, *Electronic Journal of Structural Engineering*, **9**, pp. 45-61 (2009).
 25. *Design and Construction of Concrete Structures*, Iranian National Building Code, Part 9 (2010).
 26. Ghobarah, A., Abou-Elfath, H. and Biddah, A. “Response-based damage assessment of structures”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **28**(1), pp. 79-104 (1999).
 27. Park, Y.-J. and Ang, A.H.-S. “Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete”, *Journal of Structural Engineering*, **111**(4), pp. 722-739 (1985).