



بررسی شاخص‌های خرابی قاب بتنی تقویت شده با کامپوزیت کربن / اپوکسی تحت بار چرخه‌ای

شهره علاالدینی^۱، محمد زمان کبیر^{۲*}

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

۲- استاد، مهندسی عمران - سازه، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران

* تهران، صندوق پستی ۴۴۱۳-۱۵۸۷۵، mzkabir@aut.ac.ir

اطلاعات مقاله:

دریافت: خرداد ۹۳

پذیرش: شهریور ۹۳

چکیده

رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، به عنوان یکی از سیستم‌های سازه‌ای رایج در برابر بارهای جانبی ناشی از زلزله از اهمیت بالایی برخوردار می‌باشد. با توجه به مشکلات عدیده‌ای که سیستم ساخت و ساز کشور داراست و کیفیت پایین ساختمان‌ها ناشی از عدم رعایت دقیق جزئیات اجرایی توسط مجریان اسکلت، کیفیت پایین مصالح مصرفی و وجود ساختمان‌های بسیاری که بدون توجه به ضوابط اصولی و بصورت معمارساز در کشور ساخته شده‌اند، لزوم انجام مطالعات در خصوص روش‌های بهسازی سازه‌های موجود امری ضروری می‌نماید. در دهه‌های اخیر، استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری الیافی برای بهسازی و ترمیم سازه‌های بتن مسلح، گسترش زیادی یافته است. هدف اصلی در این مقاله، دستیابی به روندی برای بهسازی بهینه قاب درگاهی بتن مسلح با استفاده از الیاف پلیمری و بررسی رفتار پس از تقویت آن تحت بارهای سیکلی، از نقطه نظر مقاومت و شکل‌پذیری محلی و کلی سازه می‌باشد. برای این منظور رفتار قاب بتن مسلح پرتال، به صورت یک مجموعه پیوسته متشکل از تیر، ستون و ناحیه اتصال بصورت آزمایشگاهی و عددی، تحت اثر توأم بارهای ثقلی و جانبی، در دو حالت بهسازی نشده و بهسازی شده مورد بررسی قرار گرفت. تحلیل عددی با استفاده از دو نرم‌افزار LS-DYNA و Seismostruct صورت گرفت و با نمونه آزمایشگاهی مقایسه شد. لذا، به منظور دستیابی به طرح بهینه بهسازی، اثرات پارامتر آرایش ورق‌های تقویتی، محصوریت و تعداد لایه‌های مصرفی در رفتار لرزه‌ای قاب بهسازی شده بررسی گردید. برای این منظور حالات مختلف تقویت از نظر رفتار هیسترتیک، منحنی‌های بار-تغییرمکان، منحنی‌های ظرفیت استهلاک انرژی، مودهای خرابی و آرایش ترک‌ها مورد بررسی و مقایسه قرار گرفت.

کلیدواژه‌گان:

قاب بتنی،
بارگذاری سیکلی،
الیاف پلیمری،
استهلاک انرژی،
شکل‌پذیری

Assessment of damage index of retrofitted RC frame by using CFRP under cyclic loading

Shohreh Alaedini¹, Mohammad-Zaman Kabir^{2*}

1- Department of civil Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.

2- Department of civil Engineering, Amirkabir University of technology, Tehran, Iran

* P.O. Box 15875-4413 Tehran, mzkabir@aut.ac.ir.

Keywords

RC frame,
Cyclic loading,
FRP,
Dissipated energy,
Ductility

Abstract

Current study investigates the seismic performance of the reinforced concrete (RC) portal frames with emphasizing on the failure at the beam-column junction. Fiber reinforced polymer (FRP) is excessively used to restore RC flexural components as beam and columns. Here, the main interest is to focus on the ductility and strength enhancement of CFRP retrofitted shear-critical parts of the RC frame under a successively lateral cyclic loading. Two types of FRP strengthening schemes, U shaped Wrap (UW) and L shaped Wrap (LW), are used as external bonded sheets. Numerical simulation is conducted using LS-DYNA FE software and Seismostruct software. Moreover, the results in terms of load displacement are validated with the experimental data. The crack pattern at the critical region, connection area, due to the shear deficient strength is studied in details for both control and retrofitted specimens. In a conducted parametric study, the optimum stacking sequence is obtained for a better performance of the RC frame subjected to the lateral cyclic loading. In this direction, the overall energy dissipation and overall ductility assessment are calculated.

Please cite this article using:

Alaedini, S., Kabir, M.Z., "Assessment of damage index of retrofitted RC frame by using CFRP under cyclic loading", In Persian, Journal of Science and Technology of Composites, Vol. 1, No. 1, pp. 45-52, 2014.

برای ارجاع به این مقاله از عبارت ذیل استفاده نمایید:

۱- مقدمه

سازه‌های بتن مسلح به عنوان بخش گسترده‌ای از سازه‌ها، چنانچه بر حسب محاسبات دقیق و ضوابط شکل‌پذیری طراحی و اجرا شوند، ساختمان‌های بسیار مطلوبی خواهند بود. اما کیفیت ساخت در برخی ساختمان‌ها به دلایل مختلف بسیار پایین است. کیفیت بد بتن، آرماتورگذاری نامناسب، اجرای بد بتن‌ریزی، مصالح نامرغوب و ... از مشکلات این سازه‌ها است. همچنین رفتار سازه‌های بتن مسلح در زلزله‌های اخیر نشان داده است که آیین‌نامه‌های طراحی که در سال‌های قبل از دهه ۱۹۷۰ تدوین یافته‌اند دارای نقایص و کمبودهایی مانند قلاب مهار انتهایی آرماتورهای عرضی، جزئیات وصله آرماتورهای طولی و ... می‌باشند. علاوه بر این، اصولاً ساختمان‌های بتنی که سیستم مقاوم در برابر بارهای لرزه‌ای در آنها صرفاً قاب خمشی است در مقایسه با قاب‌هایی که از دیوار برشی بهره می‌گیرند، عملکرد ضعیفتری دارند که علت این امر تمرکز تخریب در اتصالات است.

در صنعت ساختمان، بهسازی عبارتست از ایجاد قابلیت انجام وظیفه یا وظایفی که سازه یا اجزاء و عناصر آن که در وضع موجود قادر به انجام تمام و کمال آن وظیفه یا وظایف نیستند. این عدم توانایی ممکن است ناشی از نارسایی طرح، نامناسب بودن اجراء، بهره برداری نادرست، عدم کفایت ساختمان یا عناصر آن در اثر تغییر در ضوابط آیین‌نامه‌ها ناشی از توسعه اطلاعات مهندسی، از دست رفتن مشخصه‌های مصالح و تجهیزات به دلایل مختلف از جمله اثر فرساینده زمان، سانحه، حادثه یا حاصل تغییر و تحول در شرایط زیست و کار و سنگین‌تر شدن وظایف مورد انتظار ساختمان باشد.

در دهه‌های اخیر، استفاده از کامپوزیت‌های پلیمری الیافی برای بهسازی و ترمیم سازه‌های بتن مسلح، گسترش زیادی یافته است. سیستم‌های پلیمری الیافی جهت مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی از حدود اواسط سال ۱۹۸۰ میلادی مورد استفاده قرار گرفت. تعداد پروژه‌هایی که از سیستم‌های پلیمری الیافی در سراسر جهان استفاده می‌کنند، به طور چشمگیری از ده سال پیش تاکنون رشد نموده است. مزیت اصلی مصالح پلیمری الیافی، نسبت بالای مقاومت به وزن و مقاومت زیاد آن در مقابل خوردگی می‌باشد. مقاومت بالای آنها در عین حال که وزن کمی دارند، سبب می‌گردد که جابجایی و حمل و نقل آنها راحت‌تر بوده و هزینه استفاده از آنها و نیروی کار، کاهش یابد. همچنین، مقاوم بودن آنها در مورد خوردگی سبب دوام و پایا بودن عملکرد آنها می‌باشد. صفحات پلیمری الیافی حداقل دو برابر مقاومت صفحات فولادی را دارا هستند که این مقدار می‌تواند تا ۱۰ برابر مقاومت صفحات فولادی نیز باشد، در حالیکه وزن آنها فقط ۲۰ درصد وزن فولاد است [۱].

علیرغم انجام مطالعات تقریباً زیاد در دهه اخیر در خصوص تقویت اتصالات تیر به ستون در سازه‌های بتن مسلح، مطالعات آزمایشگاهی بر روی قاب‌ها و سازه‌های بتن مسلح تقویت‌شده با الیاف پلیمری الیافی، بدلیل بار مالی آزمایشات و صعوبت کار بسیار محدود می‌باشد.

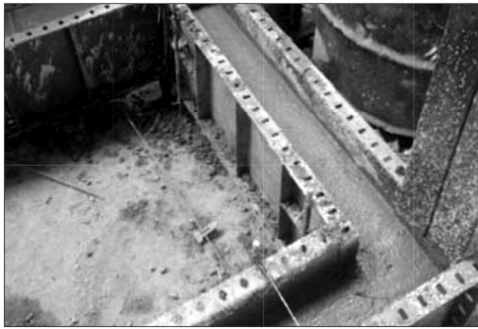
در سال‌های ۲۰۰۵ تا ۲۰۰۸ در چهارچوب طرح تحقیقاتی ارزیابی و بهبود عملکرد لرزه‌ای^۱ تعدادی آزمایش شبه‌دینامیکی توسط دی لودو ویکو^۲ و همکاران [۲] بر روی سازه‌های سه طبقه با مقیاس واقعی که نشان‌دهنده سازه‌های تیب طرح شده در دهه ۷۰ و پیش از آن در ایتالیا می‌باشد، در شهر ایتالیا^۳ انجام پذیرفت. سازه سه‌بعدی مورد بررسی توسط این محققین، تنها به منظور تحمل بارهای ثقلی طرح گردیده بود و ارتفاع طبقات آن ۳ متر و در هر دو جهت به صورت نامتقارن و دارای دو دهانه با طول‌های بین ۳ تا ۶ متر بود. این سازه که دارای ضعف‌های بسیاری از نظر عملکرد لرزه‌ای بود با الیاف پلیمری تقویت و تحت رکورد زلزله مونتنگرو هرسج نوی^۴ با ضرایب تشدید متفاوت مورد آزمایش قرار گرفت و اثرات تقویت برای المان‌های متفاوت سازه مورد بررسی قرار گرفت. سازه در ابتدا تحت آزمایش شبه‌دینامیکی دو جهته با بیشینه شتاب^۵ معادل ۰/۲ g قرار گرفت. سپس به منظور قادر ساختن سازه به تحمل شتاب بیشینه معادل ۰/۳ g سیستم بهسازی با استفاده از مواد کامپوزیت با الیاف شیشه^۶ برای آن طرح گردید. طرح بهسازی به کار رفته به منظور دستیابی به عملکرد شکل‌پذیر و مستهلک‌کننده انرژی با افزایش شکل‌پذیری ستون‌ها و اجتناب از وقوع مودهای گسیختگی ترد طرح گردید. نتایج آزمایشات نشان داد، شیوه پیشنهادی این محققین در عملکرد لرزه‌ای قاب بتن مسلح، مؤثر می‌باشد و بهسازی قاب با ورق‌های پلیمری الیافی، سازه را به تحمل تحریک لرزه‌ای حدود ۱/۵ برابر تحریک قابل تحمل در حالت بدون بهسازی، قادر می‌سازد.

در سال ۲۰۰۷ شیخ و همکاران^۷ [۳] قاب پرتال دوطبقه‌ای را که دارای ضعف برشی در تیرها بود را در دانشگاه تورنتو بصورت آزمایشگاهی تحت بار سیکلی مورد بررسی قرار دادند. این محققین ابتدا قاب تقویت‌نشده را تحت یک سیکل بارگذاری تا جایی که ترک‌های برشی مشهود در تیر بوجود آید قرار دادند. سپس تیرهای قاب را با دورپیچ‌های منقطعی از الیاف پلیمری تقویت و بارگذاری سیکلی قاب را تجدید نمودند. نتایج مطالعات این محققین افزایش مقاومت جانبی قاب و بهبود شکل‌پذیری آن را در پی داشت.

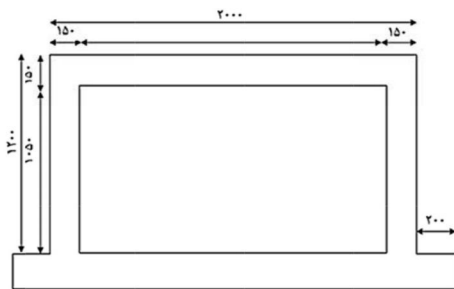
در سال ۲۰۰۸ وکیچو و همکاران^۸ [۴] از آنالیز المان محدود برای پیش‌بینی رفتار قاب‌های بتن مسلح تقویت‌شده با پلیمر الیافی استفاده نمودند. این محققین برای آنالیز المان محدود از نرم‌افزار وکتور^۹ که نرم‌افزاری با قابلیت تحلیل غیرخطی براساس مدل حوزه تنش گسترده می‌باشد استفاده نمودند و برای واریاسیون صحت و دقت مدل عددی خود از نتایج آزمایشگاهی خود که در قسمت قبل اشاره شد استفاده نمودند. این محققین با مقایسه نتایج تحلیل عددی و مشاهدات آزمایشگاهی مربوط به پاسخ هیسترتیک،

1. Seismic Performance Assessment and Rehabilitation
2. Di Ludovico
3. Ispra
4. Montenegro Herceg Novi
5. PGA
6. GFRP
7. Sheikh, Duong, Vecchio
8. Vecchio, Kim
9. VecTor

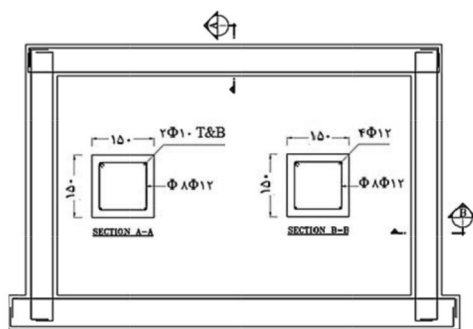
قاب بتنی، نمونه تقویت نشده و یکی از نمونه‌های تقویتی^۲ (UW)، مدلسازی شده و صحت نتایج نرم افزار بررسی شده است. نمونه تقویت نشده که نمونه کنترل (C) نام دارد دارای مقاومت فشاری بتن ۳۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی بتن ۲/۹۱ مگاپاسکال می‌باشد و مشخصات نمونه تقویت شده در شکل ۳ نشان داده شده است. برای اعمال بار جانبی از یک جک هیدرولیکی ۱۰۰۰ کیلو نیوتنی بر محور تیر، استفاده گردیده است. تجهیزات و پروتکل بارگذاری نیز در شکل ۴ و ۵ آورده شده است.



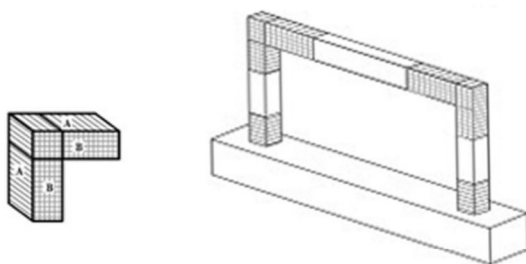
شکل ۱



شکل ۲- قالب‌گذاری و هندسه قاب آزمایشگاهی



شکل ۳- آرماتوربندی قاب آزمایشگاهی



شکل ۴- مدل‌های تقویت (تک لایه A= و دو لایه B=)

مود خرابی، آرایش ترک‌ها و تغییرشکل قاب قابلیت‌های نرم‌افزار المان محدود توسعه داده شده توسط خود را واریسی نمودند. در سال ۲۰۱۱ ژو^۱ [۵] و همکاران مطالعاتی آزمایشگاهی بر روی قاب بتن مسلح یک دهانه و یک طبقه که با الیاف پلیمری بهسازی شده بود انجام دادند. این محققین در پروژه تحقیقاتی خود ۲ قاب بتن مسلح با مقیاس ۱:۳ ساخته و رفتار نمونه‌های خود را یکی به صورت تقویت نشده به عنوان نمونه شاهد و دیگری به صورت تقویت شده توسط پلیمری الیافی در دو انتهای تیر و ستون و ناحیه اتصال را، تحت بار سیکلی جانبی مورد آزمایش قرار دادند. قاب مورد بررسی توسط این محققین از یک ساختمان صنعتی دو طبقه الگو گرفته بود. هدف اصلی این محققین، بررسی اثر تقویت پلیمر الیافی بر روی لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح بود و برای این منظور آرایش ترک‌ها و مشخصات خرابی‌های ایجاد شده در اثر تحریک سیکلی و منحنی هیستریک آرماتورها، الیاف پلیمری و اسکلت بتنی نمونه‌ها را استخراج کرده و مورد مقایسه قرار دادند. نتایج آزمایشات این محققین، بهبود عملکرد هیستریک قاب تقویت شده و افزایش ظرفیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری این نمونه را نشان داد.

لذا با توجه به پیچیدگی و تنوع مکانیزم خرابی قاب‌های بتنی تقویت شده توسط الیاف پلیمری، آنالیزهای عددی انجام شده در این زمینه محدود می‌باشد. در این مقاله قصد بر آن است که ابتدا شرح مختصری از روند تحقیق و نتایج آزمایشگاهی انجام شده ارائه شود و سپس بخش عمده‌ی مطالعه به شرح آنالیز عددی انجام شده توسط نرم افزار المان محدود LS-Dyna Seismostruct پرداخته شود. برای مطالعه در زمینه عددی، ابتدا نمونه کنترل مطابق با اطلاعات آزمایشگاهی با نرم‌افزارهای ذکر شده، ساخته و پس از کالیبره نمودن نتایج مطالعات پارامتریک در زمینه نوع آرایش لایه‌ها و نوع تقویت برای بدست آوردن بهینه‌ترین روش مقاوم سازی و بیان رفتار کلی قاب ارائه شده است.

۲- صحت سنجی نرم‌افزار

۲-۱- جزئیات مدل آزمایشگاهی

یک مجموعه شامل ۵ قاب آزمایشگاهی با مقیاس ۱ به ۳ نمونه آزمایشگاهی نسبت به نمونه واقعی ساخته (شکل ۱) و در حالات مختلف به منظور بررسی تاثیر پارامترهای تاثیرگذار در آرایش اتصال خارجی همراه با پلیمر الیافی مورد بررسی قرار گرفت. با توجه به انتخاب مقیاس ۱ به ۳ برای مدل آزمایشگاهی، ابعاد نمونه و آرماتورگذاری تیرها و ستون‌ها در شکل‌های ۱ و ۲ نشان داده شده‌اند. ستون‌ها و تیرهای قاب دارای ابعاد ۴۵ سانتیمتر در ۴۵ سانتیمتر بوده و آرماتور ستون‌ها شامل ۸ آرماتور به قطر ۲۵ میلیمتر و آرماتور تیرها شامل ۳ آرماتور سرتاسری به قطر ۲۲ میلیمتر در بالا و پایین تیر و تقویت ۲ آرماتور به قطر ۲۲ میلیمتر در نقاط ابتدایی و انتهایی تیر می‌باشد. از میان این ۵ نمونه یک نمونه تقویت نشده می‌باشد و سایر نمونه‌ها با پلیمر الیافی تقویت شده‌اند و تحت بار سیکلی قرار گرفته‌اند. برای بررسی رفتار بارگذاری چرخه‌ای

جدول ۱- مشخصات آرماتور مصرفی

فلاد مصرفی	قطر (میلیمتر)	نوع فولاد	تنش تسلیم (مگاپاسکال)
آرماتور طولی تیر	۱۰	۳۰۰S	۳۳۰
آرماتور طولی ستون	۱۲	۴۴۵S	۴۰۰
آرماتور عرضی	۸	۳۰۰S	۳۳۰

جدول ۲- مشخصات بتن مصرفی

بتن مصرفی	مقاومت فشاری (مگاپاسکال)	مقاومت کششی (مگاپاسکال)	ν
	۳۰	۲/۹	۰/۲۹

جدول ۳- مشخصات الیاف مصرفی

خواص کامپوزیت مصرفی	E_A^1 (مگاپاسکال)	E_B^2 (مگاپاسکال)	E_C^3 (مگاپاسکال)	ضخامت (میلیمتر)
الیاف	۲۳۵۰۰۰	۱۶۷۰۰۰	۱۶۷۰۰۰	۰/۱۶۷

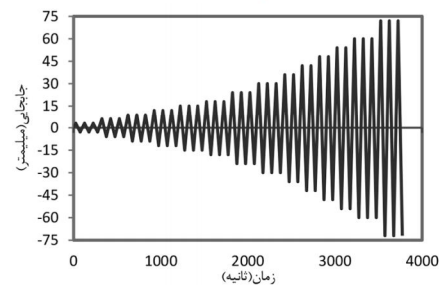
۳-۲- جزئیات مدل عددی در نرم‌افزار Siesmostruct [۷]

در این نرم افزار برای مصالح مورد استفاده در سازه پنج نوع ماده برای میلگردهای مصرفی تیر و ستون و بتن هسته مقاطع و بتن کاور روی میلگرد و پلیمر الیافی تعریف می‌گردد. برای بتن مصرفی در هسته اتصال نیز، معمولاً در کارهای آکادمیک ضریب محصورشدگی توسط خاموت‌ها ۱/۲ تعریف می‌گردد. برای فولاد از مدل دو خطی فولاد استفاده شده است. این مدل یک مدل تنش- کرنش تک محوری یا سخت شدگی کرنش سینماتیک است که در آن در طول مراحل مختلف بارگذاری محدوده ارتجاعی، ثابت باقی می‌ماند و طریقه سخت شدگی سینماتیک برای رویه تسلیم، بصورت یک تابع خطی از نمونه‌های کرنش پلاستیک می‌باشد. این مدل ساده، همچنین دارای پارامترهای کالیبراسیون بسیار ساده و کارایی محاسباتی بالا است. چهار پارامتر مدول الاستیسیته (۲۰۰ گیگا پاسکال)، مقاومت تسلیم (مطابق جدول ۱)، پارامتر سخت شونده‌گی کرنشی (۰/۰۰۱) و وزن مخصوص مصالح (پیش فرض ۷۸ کیلو نیوتن بر متر مکعب) تعریف می‌شوند. برای مدل بتن از مدل غیر خطی بتن با محدود شدگی ثابت استفاده شد. این مدل یک مدل تک محوری غیر محوری با محدود شدگی ثابت می‌باشد که در ابتدا توسط ماسد^۹ برنامه‌ریزی شد. این مدل از رابطه کلی پیشنهادی، توسط مندر^{۱۰} و همکاران تبعیت می‌کند و ضوابط چرخه‌ای آن توسط مارتینز^{۱۱} ارائه گردید [۸]. اثرات محدود شدگی ایجاد شده توسط تسلیم عرضی، مطابق با شرایط پیشنهادی مندر و همکاران می‌باشد که در آن، فشار کنترل کننده در تمام محدوده تنش- کرنش ثابت، فرض شده است. پارامترهای این مدل شامل مقاومت فشاری (۳۰ مگاپاسکال)، مقاومت کششی بتن (۲/۹ مگاپاسکال)، کرنش در تنش حداکثر (۰/۰۰۲) و وزن مخصوص (۲۴ کیلو نیوتن بر متر مکعب) می‌باشد. برای مدلسازی پلیمری الیافی از المان پلیمری^{۱۲} استفاده شود مشخصات این ماده همانند جدول ۳ می‌باشد.

به عنوان مثال، نمودار تنش - کرنش مصالح فولاد ستون و بتن و پلیمر الیافی در شکل ۶ و ۷ نشان داده شده است. و مدل قاب بتنی در شکل ۸ نشان داده شده است.



شکل ۵- جک بارگذاری



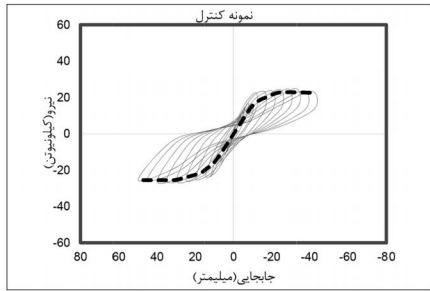
شکل ۶- پروتکل بارگذاری

۲-۲- جزئیات مدل عددی در نرم‌افزار LS-DYNA [۶]

برای مدلسازی بتن، از ماده بتن وینفریت^۱ استفاده شده است. برای مدلسازی جک فلزی جهت اعمال جابجایی از مدل ماده صلب^۲ استفاده شده است. همچنین برای مدلسازی آرماتورهای ستون از ماده پلاستیک^۳ استفاده شده است. المان‌های مورد استفاده برای بتن المان ۸ گره‌ای از نوع المان‌های سه بعدی^۴ برنامه و با فرمول بندی شماره ۱ که المان تنش ثابت^۵ می‌باشد است. المان مورد استفاده برای جک صلب، از نوع المان‌های پوسته‌ای بوده است که شماره فرمول بندی این المان در نرم‌افزار المان محدود، ۲ می‌باشد که مربوط به فرمول بندی بلیتچکو-تسای^۶ می‌باشد و از ضخامت ۰/۰۲ متر در هر ۴ نقطه انتگرال گیری برای این المان استفاده شده است. المان مورد استفاده برای آرماتورهای طولی و عرضی، المان خرابایی می‌باشد. این المان زیر مجموعه المان‌های تیر در نرم افزار المان محدود می‌باشد. شماره فرمول بندی المان ۳ به نام المان خرابا می‌باشد. با توجه به متفاوت بودن ابعاد میلگردهای طولی و عرضی از دو نوع المان خرابا^۷، با توجه به سطح مقطع آرماتورها، استفاده شده است. برای تنظیمات تحلیل از منوی دینامیک استفاده شده است. جهت مدلسازی مواد مرکب، نرم‌افزار المان محدود مذکور مدل‌های ماده متعددی را فراهم کرده است. برای مدلسازی ماده الیاف از المان الیاف^۸ استفاده شده است. مشخصات مورد نیاز برای هر نوع المان با توجه به مدل مورد استفاده در جدول ۱ تا ۳ آمده است.

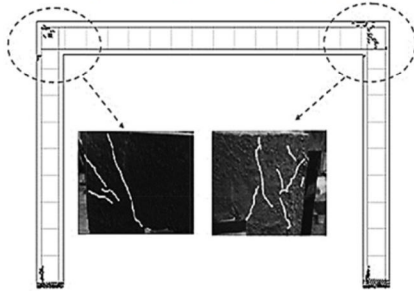
1. Winfrith
2. MAT-RIGID
3. MAT-PLASTIC-KINEMATIC
4. Solid
5. Constant stress solid
6. Belytschko-Tsay
7. Truss
8. MAT_LAMINATE_COMPOSITE_FABRIC

9. Madas
10. Mander
11. Rueda-Martinez
12. Frp_tl

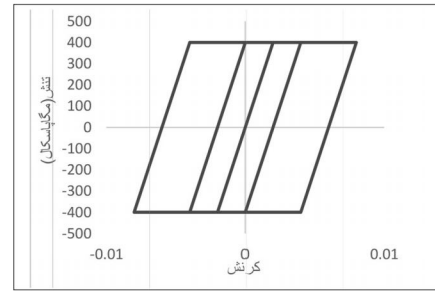


شکل ۹- صحت سنجی نمودار پوش مدل آزمایشگاهی C

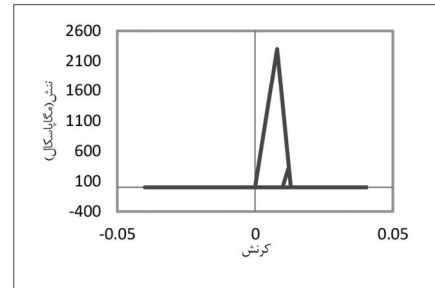
و چرخه‌ای مدل عددی المان محدود



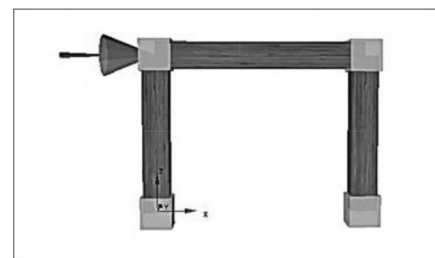
شکل ۱۰- مقایسه مکانیسم خرابی C



شکل ۶- مدل تنش - کرنش آرمانتور ستون

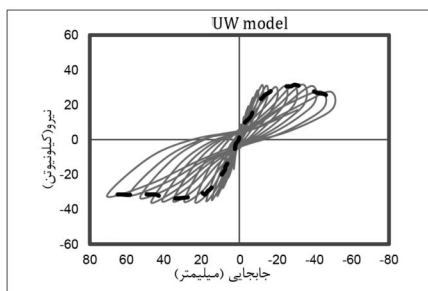


شکل ۷- مدل تنش - کرنش FRP در راستای ییاف



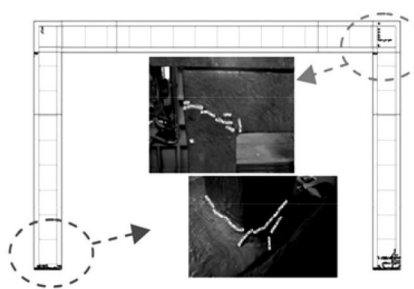
شکل ۸- مدلسازی در نرم افزار Seismostruct

جزئیات نمونه تقویتی، که در شکل ۳ آمده است، با یک لایه کامپوزیت الیافی کربنی به ضخامت $0/167$ و به طول 300 میلی‌متر از بر اتصال تیر و ستون قاب در جان آنها تقویت شده است. این اتصال نیز همانند نمونه C، تحت بارگذاری سیکلی مشابه، قرار می‌گیرد. این تقویت U شکل برای مقاوم سازی برشی، مورد استفاده قرار گرفته است. در شکل ۱۱ نمودارهای پوش مدل آزمایشگاهی و مدل تحلیلی آمده است که نشان دهنده تطابق خوبی می‌باشد. در شکل ۱۲ نشان داده شده که علاوه بر نظر کمی (منحنی بار-تغییر مکان) از نظر کیفی (آرایش ترک‌ها) نیز هم‌خوانی مناسبی بین نتایج تحلیل المان محدود و آزمایشگاهی وجود دارد.



شکل ۱۱- صحت‌سنجی نمودار پوش مدل آزمایشگاهی تقویتی

و چرخه‌ای مدل عددی المان محدود



شکل ۱۲- مقایسه مکانیسم خرابی تقویتی

۴-۲- مقایسه نتایج آزمایشگاهی و عددی

مدل آزمایشگاهی در محیط نرم افزار المان محدود و مدل فایبری برای صحت سنجی نتایج حاصل، آنالیز شد. در مدل نرم‌افزار المان محدود برای مش‌بندی پس از بررسی حساسیت نتایج نسبت به مش‌بندی المان‌ها فواصلی کمتر از طول مشخصه مصالح در نظر گرفته شدند. در شکل ۵ نمودارهای پوش حاصل از آزمایش و هیستریزس حاصل از تحلیل عددی المان محدود به منظور مقایسه و صحت سنجی مدل دیده می‌شود. با توجه به منحنی ۹ مشاهده می‌گردد که حداکثر بار در کشش به ترتیب $22/80$ و $24/86$ کیلونیوتن از آزمایش و تحلیل عددی و در فشار به ترتیب $25/53$ و $26/34$ کیلونیوتن از آزمایش و تحلیل عددی می‌باشد. با توجه به پیچیده بودن تعریف مشخصات بتن در نرم افزار و نوع مش‌بندی، اختلاف مشاهده شده قابل اغماض می‌باشد و همچنین مقادیر شیب اولیه، انعطاف‌پذیری و هم‌خوانی مناسبی دارند. در صورتی که مش‌بندی نمونه قدری ریزتر باشد نتایج حقیقی‌تری بدست می‌آید. محل مفصل پلاستیک و در واقع شکست قاب بتنی در نمونه تحلیلی در محل اتصال تیر به ستون و پای ستون می‌باشد که می‌توانیم این مکانیزم را در نمونه آزمایشگاهی هم بطور واضح مشاهده کنیم. همچنین نتایج حاصل از نرم‌افزار Seismostruct در جدول ۴ نشان داده شده است.

۴- بررسی نتایج

۴-۱- مقاومت

بررسی نتایج از چند منظر، اختلاف در مقاومت نمونه‌ها با تغییر نوع تقویت و آرایش ییاف و همچنین اثرات آنها بر روی انرژی مستهلک شده بر رفتار قاب مورد بررسی قرار می‌گیرد. نتایج حاصل برای نمونه‌های تقویتی در جدول ۶ آمده است. همانطور که ملاحظه می‌شود بهترین نمونه از لحاظ افزایش مقاومت نمونه LW-۹۰/۰ نسبت به نمونه کنترل افزایش ۱۱۶/۶ درصدی در کشش و افزایش ۱۰۶/۹ درصدی در فشار دارد.

جدول ۶- مقادیر افزایش مقاومت نمونه‌های پارامتریک

نمونه	مقادیر نیروی بیشینه (کیلو نیوتن)		درصد اختلاف مقاومت با نمونه کنترل (%)	
	کشش	فشار	کشش	فشار
C	۲۴/۸۶	۲۶/۳۴	-	-
LW ۰/۰-	۴۸/۲۳	۵۷/۰۶	۹۴	۱۱۶/۶
LW ۰/۹۰-	۵۳/۸۴	۵۴/۵۱	۱۱۶/۶	۱۰۶/۹
LW ۴۵-/۴۵-	۴۰/۹۴	۴۲/۲۵	۶۴/۷	۶۰/۴
UW ۰/۰-	۳۶/۰۴	۳۳/۶۶	۳۶/۸	۳۵/۴
UW ۰/۹۰-	۴۵/۸۹	۳۹/۸۲	۷۴/۲	۶۰/۲
UW ۴۵-/۴۵-	۳۰/۹۲	۲۹/۲۰	۱۷/۴	۱۷/۵

۴-۲- شاخص‌های خرابی و رفتار غیرخطی سازه

شاخص‌های خرابی و شکست که در مقالات و تحقیقات علمی معرفی شده‌اند دارای ویژگی‌های مختلف بوده و می‌توان آنها را برای انواع المان‌ها و زیرالمان‌های سازه‌ای (شاخص‌های محلی) و یا حتی برای کل سازه، (شاخص‌های کلی) به کار برد. شاخص محلی برای هر المان (تیر، ستون؛ مفصل و ...) و هر شرایط بارگذاری (محوری، برشی، خمشی)، کالیبره می‌شود و به طور معمول این کالیبراسیون با انجام رگرسیون‌ها بر روی نتایج آزمایشگاهی انجام می‌شود. مقالات متعددی در سالهای اخیر منتشر شده که هر یک روابط متفاوتی را ارائه نموده‌اند که به طور کلی در بیشتر آن، به سازه‌های بتن‌آرمه پرداخته شده است.

اولین پارامتر خرابی که مورد استفاده قرار گرفته است، نرمی (شکل‌پذیری) جنبشی و یا چرخه‌ای است که می‌توان آن را بر مبنای چرخش، انحنا و جابجایی تعریف کرد (μ)، انتخاب نوع چرخه‌ای و یا جنبشی معادل این است که فرض شود شکست سازه ناشی از رسیدن به جابجایی حداکثر خمیری است؛ یا اینکه به دلیل چرخه‌های متعدد خمیری و رسیدن به جذب مقدار انرژی معین می‌باشد. آزمایش نشان داده است که وقوع شکست در مورد المان‌های بتن‌آرمه با جزئیات طراحی مناسب که دچار شکست برشی و یا ضعف چسبندگی میان فولاد و بتن نشوند، به حداکثر جابجایی خمیری وابسته است. بنابراین،

نتایج حاصل از صحت سنجی نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی در دو نرم افزار در جدول ۴ نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود نتایج حاصل از نرم‌افزار المان محدود هم‌خوانی مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. لذا برای قسمت مطالعات پارامتریک از نرم‌افزار LS-DYNA استفاده می‌کنیم.

جدول ۴- صحت‌سنجی نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی

نمونه	F _{LS-DYNA}		F _{Seismostuct}		F _{Experimental}	
	کشش	فشار	کشش	فشار	کشش	فشار
C	۲۴/۸۶	۲۶/۳۴	۳۰	۲۲/۸۸	۲۵/۵۲	۲۲/۸۸
UW	۳۱/۶۴	۳۵/۹۸	۳۷	۳۱/۴۷	۳۵/۵۵	۳۱/۴۷

۳- مطالعات پارامتریک

انجام مطالعات پارامتریک همواره در دستیابی به نتایج بیشتر و بررسی عوامل متعدد، مفید و اجتناب‌ناپذیر می‌باشد. در این قسمت، پارامترهای مؤثر در رفتار قاب تقویت‌شده با ییاف پلیمری بررسی و اثرات تغییرات هر پارامتر در راستای دستیابی به یک آرایش بهینه برای تقویت، مورد بررسی قرار گرفته‌اند. برای دستیابی به این آرایش، مدل‌هایی با در نظر گرفتن اثر نوع تقویت و اثر راستای ییاف مدلسازی گردیده است. در جدول ۵ مشخصات مدل‌های ساخته شده و تفاوت آنها ذکر شده است.

تقویت قاب‌ها با دو رویکرد کلی تقویت خمشی و تقویت برشی قاب انجام پذیرفت. به منظور تقویت خمشی قاب، با توجه به ثابت بودن تراز بار ثقیلی، ییاف کربن بصورت L- شکل در بالا و پایین اتصال مطابق جدول نصب گردیدند. میزان امتداد این ییاف از بر اتصال به اندازه ۲ برابر بعد اتصال در نظر گرفته شد (۳۰ سانتیمتر). در این نمونه‌ها وجوه ناحیه اتصال فاقد تقویت بود. همچنین به منظور تقویت برشی ناحیه اتصال در قاب ییاف کربن بصورت U- شکل مورد استفاده قرار گرفتند. در نواحی ابتدایی و انتهایی تیر و ستون‌ها، دورپیچی به عرض ۳۰ سانتیمتر اجرا گردید و همچنین در دو مدل در نواحی اتصال ستون به فونداسیون از دورپیچی به طول ۳۰ سانتیمتر استفاده شده است. مشخصات ییاف مصرفی در جدول ۳ ارائه گردیده است. ضخامت ییاف مصرفی ۰/۱۶۷ میلیمتر می‌باشد.

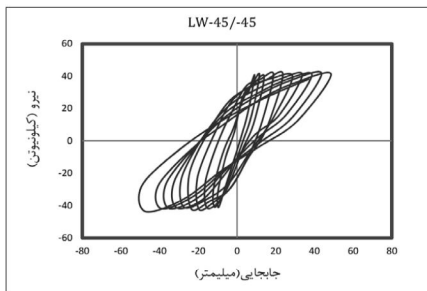
جدول ۵- نمونه‌های پارامتریک

آرایش ییاف			نوع تقویت
۰/۰	-۴۵/۴۵	۰/۹۰	LW
۰/۰	-۴۵/۴۵	۰/۹۰	UW

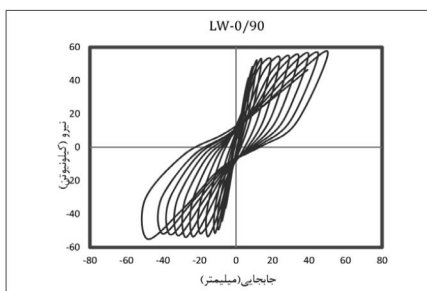
بهترین نمونه از لحاظ انرژی مستهلک شده، نمونه LW-45/45-45 می‌باشد که مقدار آن حدود ۱۵۰۰ ژول می‌باشد که نسبت به نمونه کنترل افزایش ۶۹ درصدی دارد. نمودارهای هیستریزس نمونه‌های LW-90/0-90، LW-45/45-45، UW-90/0-90 در اشکال ۱۳ تا ۱۶ نشان داده شده است.

جدول ۷- مقادیر انرژی مستهلک شده و شکل پذیری نمونه‌های پارامتریک

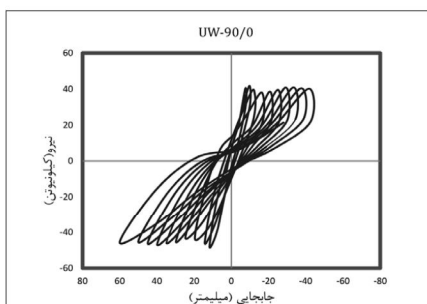
نمونه‌ها	D_F	انرژی مستهلک شده (ژول)	μ
LW-0/0	۰/۷۶	۱۰۰۱۷	۶/۱۱
LW-45/45	۰/۷۸	۹۵۵۱	۷/۳۳
LW-90/90	۰/۸۰	۹۴۵۲	۶/۸۵
UW-0/0	۱/۰۶	۱۱۷۳۲	۷
UW-45/45	۱/۰۲	۱۴۶۲۳	۶/۱
UW-90/90	۱/۰۴	۱۱۵۵۹	۶/۶۲
			۶/۵
			۶/۷۹
			۵/۴
			۶/۳۲
			۶/۱
			۵/۴۵



شکل ۱۳- نمودار هیستریزس بهترین نمونه خمشی از لحاظ انرژی مستهلک شده



شکل ۱۴- نمودار هیستریزس بهترین نمونه خمشی از لحاظ افزایش مقاومت



شکل ۱۵- نمودار هیستریزس بهترین نمونه برشی از لحاظ افزایش مقاومت

به کار بردن شکل پذیری جنبشی به عنوان شاخص خرابی برای این سازه‌ها، مناسب است. همچنین، در مورد سازه‌هایی که رفتاری با ویژگی‌های زوال تجمعی و تدریجی دارند و تحت اثر زمین لرزه‌های ضربه‌ای و یا کوتاه مدتی قرار گیرند که بتوان آنها را با یک چرخه بزرگ شبیه‌سازی نمود نیز، می‌توان ارزیابی خرابی را با شاخص نرمی و یا شکل‌پذیری جنبشی انجام داد.

همانطور که می‌دانیم، شکل پذیری وابسته به دو پارامتر جابجایی نهایی معادل ۰/۸ بار نهایی، Δu و جابجایی نظیر تسلیم Δy است که توسط رابطه زیر بیان می‌گردد. برای بدست آوردن مقادیر فوق، نیاز به نتایج آزمایشگاهی (منحنی بار-جابجایی) و در صورت نبودن این نتایج می‌توان با تقریب خوبی از نتایج روش عددی استفاده نمود. که در مقاله نیز از روش گفته شده شکل‌پذیری گزارش شده است.

$$\mu = \frac{\Delta u}{\Delta y} \quad (1)$$

انرژی جذب شده پلاستیک (E_{pl})، اولین بار به عنوان یک معیار اندازه‌گیری خرابی که جذب انرژی تجمعی را در نظر می‌گیرد، به کار برده شد. محققین مختلفی در این مورد به مطالعه پرداخته و تغییرات متعددی را در این شاخص به وجود آورده‌اند. این تغییرات معمولاً در راستای اصلاح فاکتورهایی برای در نظر گرفتن ویژگی‌های خاص هندسی و بارگذاری برای سازه‌های بتن آرمه، بوده است. برای مثال، مطالعه آزمایشگاهی روی میزان ظرفیت جذب انرژی المان‌ها توسط سوزوکی^۱ و همکاران انجام شده، و سپس کراتزیگ^۲ اصلاحاتی را روی آن انجام داد [۹-۱۲].

شاخص‌های خرابی که بر پایه میزان جذب انرژی تعریف شده‌اند، به دلیل سادگی در محاسبه ۶ مورد استقبال قرار گرفته‌اند. روش دیگر بر پایه افزایش خرابی تدریجی تحت بارگذاری چرخه‌ای، معرفی شده و معمولاً با فرض روی دادن پدیده خستگی ناشی از تعداد پایین چرخه‌های هیستریزس^۳، مدلسازی می‌شوند. یک شاخص تجمعی تغییر شکل کلی را می‌توان با معرفی تئوری‌های شناخته شده آقایان کافین و مانسون^۴ و ماینر^۵ ارائه کرد [۴].

$$D_F = \sum_{i=1, n} \left(\frac{\delta_i - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} \right)^b \quad (2)$$

در رابطه ۲:

n : تعداد حلقه‌های هیستریزس،

δ_i : حداکثر جابجایی در هر چرخه،

δ_y : جابجایی تسلیم و

δ_u : حداکثر جابجایی نهایی می‌باشند.

مقدار به دست آمده از این شاخص خرابی بر پایه ثابت که به مصالح سازه وابسته است و تعداد جابجایی‌های (δ_i) مستقل پلاستیک (n) بدون توجه به ترتیب روی دادن آنها محاسبه می‌شود. مقادیر شکل‌پذیری کلی سازه و انرژی مستهلک شده در جدول ۷ نشان داده شده است.

1. Suzuki et al
2. Krazig et al
3. Low-Cycle Fatigue
4. Coffin & Manson
5. Miner

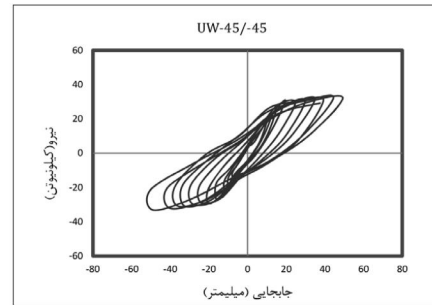
مقاومت نمونه‌های تقویت، به میزان قابل ملاحظه‌ای افزایش یافت. ظرفیت استهلاک انرژی هر نمونه ناشی از عملکرد غیرخطی در داخل و حوالی ناحیه‌های اتصال در قاب، با جمع سطح زیر منحنی بار-تغییر مکان در ترازهای مختلف تغییر مکانی، محاسبه می‌گردد که انرژی مستهلک شده بصورت قابل ملاحظه‌ای با تقویت قاب با الیاف پلیمری الیافی افزایش می‌یابد.

در حالت لایه چینی ۰/۰، ۹۰/۰ و ۴۵/۴۵- و تقویت خمشی نمونه با زاویه ۴۵/۴۵- استهلاک انرژی بیشتری دارد در حالیکه نمونه‌های ۰/۰ و ۹۰/۰ مقاومت افزون تری داشتند.

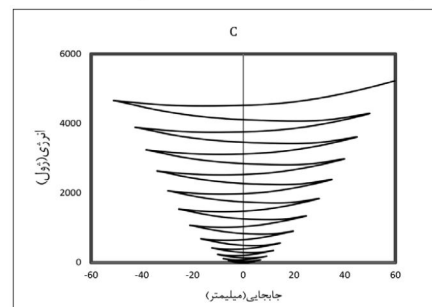
در حالت دو لایه لایه چینی ۰/۰، ۹۰/۰ و ۴۵/۴۵- و تقویت برشی نیز نمونه با زاویه ۴۵/۴۵- استهلاک انرژی بیشتری دارد، در حالیکه نمونه‌های ۰/۰ و ۹۰/۰ مقاومت افزون تری داشتند.

منابع و ماخذ

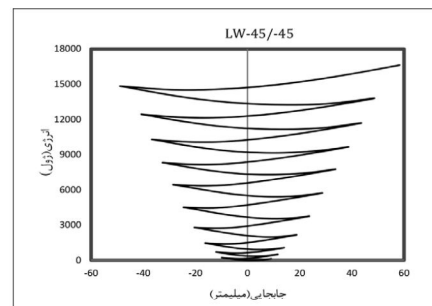
- [1] Design Guidelines And Customer agreement executive improvement of existing concrete structures using reinforced materials FRP, Publication 345, State Planning Organization and Management, (1385)(In Persian).
- [2] Balsamo, A., Colombo, A., Manfredi, G., Negro, P., Prota, A., "Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates", Engineering Structures 27 (2005) p.p.769-780.
- [3] Duong, K., Sheikh, A., and Vecchio, F., "Seismic Behavior of Shear-Critical Reinforced Concrete Frame: Experimental Investigation", ACI Structural Journal, 104, 3 (2007).
- [4] Kim, S., Vecchio, F., "Modeling of Shear-Critical Reinforced Concrete Structures Repaired with Fiber-Reinforced Polymer Composites", ASCE (2008).
- [5] Zhu, J., Wang, X., Xu, Z., Weng, C., "Experimental study on seismic behavior of RC frames strengthened with CFRP sheets", Composite structures, Elsevier, 93(2011) p.p.1595-1603.
- [6] Livermore software Technology corporation (LSTC), LS-DYNA keyword user manual, (2009).
- [7] Seismostruct keyword user manual, (2012).
- [8] Martinez-Rueda, J.E. Elnashai, A.S. "Confined concrete model under cyclic load," Materials and structures. (1997), pp139-147.
- [9] Cosenza, E.; Manfredi, G., "Damage indices and damage measures", Prog. Struct. Eng Mater. (2000), p.p 50-59.
- [10] Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., Cosenza, E., "Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP", Earthquake Eng Struct. Dyn.; 37(2008) p.p.141-162.
- [11] Suzuki M, Akakura Y, Adachi H, & Ozaka Y. Evaluation of damage index for reinforced concrete structures. Concrete Library of JSCE (1995) 26- 1-17.
- [12] Kratzig WB, Meyer IF & Meskouris K. Damage evolution in reinforced concrete members under cyclic loading. In: Proceedings 5th International Conference on Structural Safety and Reliability (ICOSSAR '89), San Francisco, USA, (1989). Vol II. 795-802.



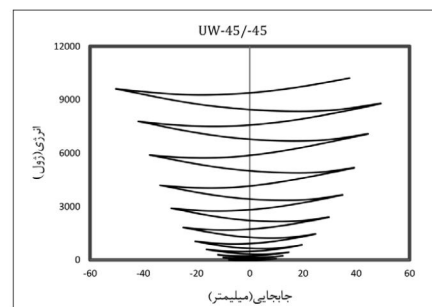
شکل ۱۶- نمودار هیستریزس بهترین نمونه برشی از لحاظ انرژی مستهلک شده نمودارهای استهلاک انرژی تجمعی نمونه کنترل و بهترین نمونه از هر مدل تقویت در اشکال ۱۷ تا ۱۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۷- نمودار انرژی مستهلک شده نمونه کنترل



شکل ۱۸- نمودار انرژی مستهلک شده بهترین نمونه الگوی خمشی



شکل ۱۹- نمودار انرژی مستهلک شده بهترین نمونه الگوی برشی

۵- جمع‌آوری نتایج

نتایج تحلیل قاب‌ها، نشان‌دهنده این است که نواحی اتصال تیر به ستون و ناحیه اتصال ستون به فونداسیون، نواحی بحرانی در رفتار قاب تحت بارهای جانبی می‌باشند. نواحی اتصال، مقاومت و سختی خود را تحت بارهای ناشی از زلزله از دست می‌دهند که این امر می‌تواند موجب خرابی و فروپاشی کلی قاب گردد. با توجه به این امر و با احتساب ظرفیت اتصال به عنوان پارامتر تعیین کننده در رفتار قاب، ایمنی کلی قاب در برابر بارهای لرزه‌ای با کنترل این پارامتر قابل دسترسی می‌باشد.