

Investigation and Comparison of the Performance of RC Frames Retrofitted by Slit Damper and Prop Having Ductile Ring

Ali Moafi¹, Ali Kheyroddin², Hamid Saberi^{3*}, Vahid Saberi³

1- M.Sc. in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

2-Professor, Department of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3-Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Eyvanekey University, Semnan, Iran

ABSTRACT

Due to several reasons as the low resistance of constructed concrete and also change in codes or application of structures, some concrete frames need to be retrofitted. By adding the steel prop and curb to the reinforced concrete, many parameters such as resistance, ductility, stiffness and the resistance reduction coefficient change. This study numerically investigates the impact of adding the prop and curb, slit damper, gusset plate and also prop with a ductile ring on resistance, stiffness, ductility and energy dissipation of RC frames. For this purpose, the effect of the aforementioned methods on the linear and nonlinear moment frame behavior of reinforced concrete under monotonic loads have been numerically investigated using the ABAQUS software. Twelve samples of RC frames with one span and one story with the same characteristics were constructed and retrofitted by different methods. All frames were subjected to the monotonic loading, and pushover-displacement graphs of them were plotted. The novelty of the work was using such props and slit damper in RC frames. The results obtained from the modeling showed that although the frame retrofitted by the steel prop and curb showed a better performance in terms of resistance and stiffness, but the retrofitted frame with a ring, slit damper and gusset plate also showed a better behavior in terms of resistance and stiffness compared to the RC frame and the sample with slit damper and prop with a ductile ring as well as compared to the sample with the prop and curb showed more ductility and energy dissipation. Also the optimal pattern of reinforcement is in terms of ductility, resistance and stiffness of the slit dampers.

ARTICLE INFO

Receive Date: 19 January 2020

Revise Date: 29 April 2020

Accept Date: 02 May 2020

Keywords:

RC moment resisting frame

Ductile ring

Slit damper

Steel prop

Gusset plate

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.216405.2054>

*Corresponding author: Hamid Saberi
Email address: saberi.hamid@eyc.ac.ir

بررسی و مقایسه عملکرد سازه‌های قاب‌های بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با میراگر شکاف- دار و دستک با حلقه شکل‌پذیر

علی معافی^۱، علی خیرالدین^۲، حمید صابری^{۳*}، وحید صابری^۳

۱- کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

چکیده

اغلب ساختمان‌های مسکونی موجود در برابر زلزله به دلیل قدمت ساخت آن‌ها و نیز عدم رعایت کامل نکات فنی آیین‌نامه‌ها در حین طراحی و اجرای ساختمان‌ها، لازم است بر اساس روش‌های مناسب و اصولی سعی در ایمن‌سازی و مقاوم‌سازی سازه‌های موجود در برابر زلزله نمود. با افزودن دستک و طوقه به قاب بتن آرمه بسیاری از پارامترها نظیر مقاومت، شکل‌پذیری و سختی تغییر می‌کند. این پژوهش به صورت عددی تأثیر افزودن میراگر شکاف‌دار، صفحه فولادی، دستک و طوقه و دستک به همراه حلقه شکل‌پذیر را در مقاومت، سختی، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی در قاب‌های بتن آرمه بررسی می‌کند. برای این منظور با نرم افزار اجزاء محدود ABAQUS اثر روش‌های مذکور بر رفتار خطی و غیرخطی قاب خمشی بتن آرمه مورد بررسی قرار گرفته است. در این مطالعه ۱۲ نمونه قاب بتن آرمه یک طبقه و یک دهانه با مشخصات مشابه به روش‌های مختلف مقاوم‌سازی شده‌اند و تمام قاب‌ها تحت بار جانبی افزایش یافته قرار گرفته و نمودار نیرو-جابجایی آن‌ها ترسیم شده است. نوآوری پژوهش در استفاده از میراگر شکاف‌دار و دستک با حلقه فولادی در مقاوم‌سازی قاب‌های بتن آرمه می‌باشد. نتایج بدست آمده از مدلسازی نشان داد که نسبت به قاب مرجع اگر چه قاب مقاوم‌سازی شده با دستک عملکرد بهتری در مقاومت دارد (۵۱ درصد افزایش) ولی قاب‌های مقاوم‌سازی شده با میراگر شکاف‌دار، صفحه فولادی و دستک با حلقه رفتار بهتری در مقاومت و سختی از خود نشان می‌دهند همچنین قاب‌های مقاوم‌سازی شده با میراگر و دستک با حلقه نسبت به قاب مقاوم‌سازی شده با دستک از شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بالاتری نیز برخوردارند همچنین الگوی بهینه مقاوم‌سازی از نظر شکل‌پذیری، مقاومت و سختی میراگر شکاف‌دار می‌باشد.

کلمات کلیدی: مقاوم‌سازی قاب بتن آرمه - دستک با حلقه فولادی - میراگر شکاف‌دار - دستک و طوقه فولادی - صفحه فولادی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.216405.2054	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2020.216405.2054	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۳	۱۳۹۹/۰۲/۱۰	۱۳۹۸/۱۰/۲۹
			حمید صابری		*نویسنده مسئول:	
			Saberi.hamid@eyc.ac.ir		پست الکترونیکی:	

۱- مقدمه

بررسی زلزله‌های گذشته کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه ایران بنا به دلایل مختلفی ممکن است سازه‌های موجود نیاز به بهسازی داشته باشند که این بهسازی، شامل مقاوم‌سازی سازه‌های آسیب‌دیده توسط یک زلزله، مقاوم‌سازی و تقویت یک سازه که با آیین‌نامه‌های بارگذاری قدیم طراحی و ساخته شده‌اند، میشود، لذا بهسازی^۱ لرزه‌ای در جهت افزایش ظرفیت باربری^۲ سازه ضرورت می‌یابد. با پیشرفت علم مهندسی عمران و شروع طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود، مطالعات مختلفی در سال‌های اخیر بر روی مقاوم‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه با المان‌های فولادی صورت گرفته است. در این راستا تحقیقاتی در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با المان‌های فولادی صورت گرفته است که در ذیل به برخی از آن‌ها اشاره می‌شود:

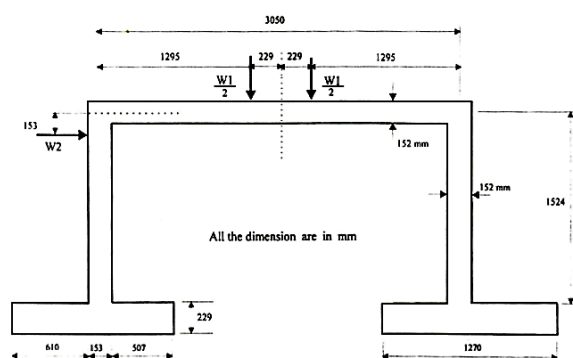
خیرالدین و همکاران [1] در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی مقاوم‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه به وسیله ژاکت فولادی، مهاربند و مهاربند با حلقه فولادی پرداختند، نتایج حاکی از افزایش شکل‌پذیری و اتلاف انرژی قاب مقاوم‌سازی شده با مهاربند و حلقه نسبت به مهاربند و ژاکت فولادی می‌باشد که دارای رفتار مناسبی نسبت به قاب مرجع نیز می‌باشد. پیمانماس و چیمهاوان [2] یک تکنیک بهسازی که به نام گسترش صفحه‌ای اتصال نامیده می‌شد استفاده کردند و ناحیه برشی اتصال را با این تکنیک گسترش دادند. بکارگیری این روش در زیر تیر و استفاده از مهار از محدودیت‌های اصلی این تکنیک بود که در عین حال می‌توانست در کاهش تنش برشی اتصال و بهبود عملکرد پیوستگی بین آرماتورهای طولی تیر و بتن در ناحیه اتصال موثر باشد. خیرالدین و همکاران [3] و شربتدار و همکاران [4-5] به منظور بهبود رفتار موضعی و کلی قاب به‌ویژه زمانی که تیر بتنی از نظر تغییر مکان قائم تحت بار ثقلی یا تغییر مکان جانبی قاب تحت بار جانبی دچار مشکل باشد، استفاده از دستک و طوقه فلزی را پیشنهاد کردند. نتایج حاصل از این روش مقاوم‌سازی نشان از بهبود ضعف‌های برشی در اتصالات و همچنین کاهش خیز قائم و ارتقاء رفتار قاب بتنی می‌دهد. در تحقیقاتی که عندلپ و همکاران انجام دادند [6-8] استفاده از یک حلقه فلزی در نقطه اتصال مهاربند به صفحه فولادی گوشه مورد مطالعه قرار گرفت. طراحی طول، قطر و ضخامت حلقه تابع نیروی محوری مورد انتظار از مهاربند است. ضمن آنکه طراحی حلقه فولادی به گونه‌ای خواهد بود که قبل از وقوع کمانش در عضو فشاری مهاربند، حلقه فولادی تسلیم شود. سانگ و همکاران [9] عملکرد لرزه‌ای میراگر شکاف‌دار را از طریق آزمایش‌های چرخه‌ای در مقیاس کامل قاب خمشی با اتصال جوشی آزمایش کردند. نتایج آزمون نشان داد که اتصال پیشنهادی رفتار بسیار خوبی را نشان می‌دهد. علاوه بر این، اتلاف انرژی و تغییر شکل پلاستیک در این سیستم تنها در ورق‌های شکاف‌دار متمرکز می‌شود. سعید و نهدی [10] به بررسی آزمایشگاهی با عنوان اعضای بادبند فولادی موضعی پرداختند. آنها بیان کردند که این تکنیک بهسازی، در افزایش عملکرد کلی اتصالات معیوب موفق بوده و عملکرد آن را تا حد اتصال تیر- ستون استاندارد نزدیک می‌کند. همچنین ایده‌های مختلفی توسط صاحبان عقیده در بحث مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی بیان شده است [11-14].

همانطور که بحث شد مطالعات زیادی بر روی مقاوم‌سازی قاب‌های بتنی با المان‌های فولادی انجام شده که باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی و ... می‌شود. با این وجود تاکنون در مورد استفاده از حلقه شکل‌پذیر در مرکز دستک و میراگر شکاف‌دار و صفحه فولادی در اتصالات قاب‌های بتنی از نقطه نظر مقایسه چند روش مقاوم‌سازی کاری صورت نگرفته است که قابلیت انتخاب روش بهینه را طراح داشته باشد. همچنین این روش‌های مقاوم‌سازی به دلیل در دسترس بودن مصالح و سهولت اجرا و مقرون به صرفه بودن در هزینه می‌تواند به عنوان روش‌های بهینه برای مقاوم‌سازی در اختیار طراح قرار گیرد. در این راستا ۱۳ نمونه عددی شامل قاب بتن‌آرمه، قاب بتن‌آرمه با دستک و طوقه، قاب بتن‌آرمه با میراگر شکاف‌دار، قاب بتن‌آرمه با دستک و حلقه شکل‌پذیر، قاب بتن‌آرمه با صفحه فولادی مدلسازی و بررسی شدند و به دلیل شکست در قاب‌ها، نقاط پایان بارگذاری قاب‌ها نقاط شکست نمونه‌ها می‌باشد. تعمیم نتایج حاصل از این پژوهش به دیگر قاب‌ها صرفاً مختص به محدوده ابعاد قاب آزمایشگاهی مورد بررسی می‌باشد و بر اساس نمودار پوش‌آور پارامترهای مختلف از جمله مقاومت، سختی، اتلاف انرژی و شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفته است.

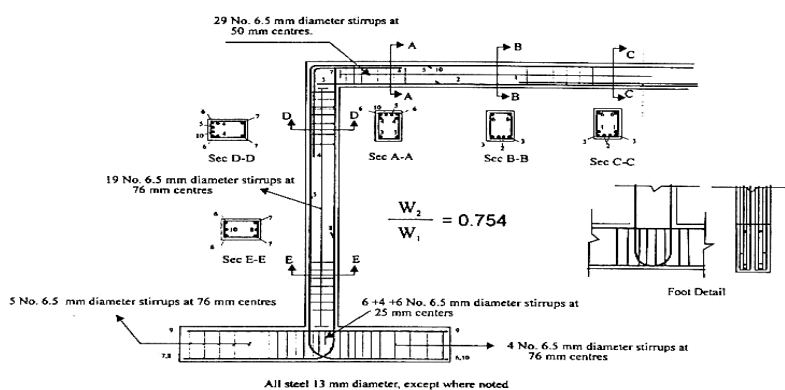
¹ Rehabilitation² Bearing capacity

۲- معرفی نمونه آزمایشگاهی

یک بررسی آزمایشگاهی برای تایید صحت روش عددی و نگرش بیشتر به ماهیت آیتم‌های المان محدود در سازه اختیار شده است. مدل آزمایشگاهی [15] که برای مطالعه انتخاب شده است قاب مسطحی با مقیاس بزرگ، یک دهانه و یک طبقه می‌باشد که در موسسه بتن و سیمان لندن مورد آزمایش قرار گرفته است. قاب دارای دو تکیه گاه ثابت و دهانه تیر برابر ۳۰۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ستون‌ها برابر ۱۵۲۴ میلی‌متر می‌باشد و همچنین مقطع عرضی قاب بصورت مستطیلی با عمق ۱۵۲ میلی‌متر و عرض ۱۰۲ میلی‌متر می‌باشد. جزئیات ابعاد و اندازه گذاری قاب در شکل ۱ نشان داده شده است. فونداسیون قاب با مقطعی با عرض ۱۰۲ میلی‌متر و عمق ۲۲۹ میلی‌متر و طول ۱۲۷۰ میلی‌متر می‌باشد. قاب با یک پایه بتنی پر آرماتور بطور کامل ساخته شده بود. تیر و مقطع گوشه قاب با ۶ درصد آرماتور کششی و ۲ درصد آرماتور فشاری آرماتورگذاری شده‌اند. جزئیات مربوط به آرماتورگذاری قاب آزمایشگاهی در شکل ۲ نشان داده شده است. پایه قاب به کف قوی آزمایشگاه پیچ شده و تکیه گاه‌های آن بطور ثابت بسته شدند همچنین از بتن با مقاومت کم برای ساخت قاب استفاده کردند. برای بارگذاری قاب از دو بار عمودی $W1$ و یک بار جانبی $W2$ با نسبت ثابت $\frac{W2}{W1}$ استفاده شده و از بار عمودی $W1$ به عنوان دو بار مساوی و متقارن با مرکز قاب استفاده شده است. خصوصیات مصالح بتن و فولاد به کار رفته در قاب آزمایشگاهی به ترتیب در جداول ۱ و ۲ نشان داده شده است.



شکل ۱- جزئیات ابعاد قاب آزمایشگاهی [15]



شکل ۲- جزئیات مربوط به آرماتورگذاری قاب آزمایشگاهی [15]

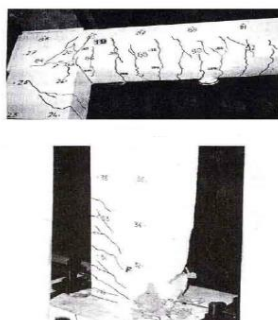
جدول ۱- خواص بتن استفاده شده در قاب آزمایشگاهی [15]

f'_c (MPa)	E_c (MPa)	f'_t (MPa)	ϵ_{Cr}	ϵ_{Cu}^*	ν^*
۱۸/۹	۱۸۹۸۰	۲/۷	۰/۰۰۰۱۴	۰/۰۰۷	۰/۱۷

جدول ۲- خواص فولاد استفاده شده در قاب آزمایشگاهی [15]

f_y (MPa)	E_s (MPa)	E_s^* (MPa)	ϵ_{Cu}	ϵ_{Cy}	$f_y(stirrups)$ (MPa)
۴۴۰	۲۰۰۰۰۰	۶۲۰۰	۰/۱۵	۰/۰۰۲۲	۳۱۰

به طور کلی پس از بارگذاری بر روی قاب ترک‌های خمشی و خمشی برشی پدیدار شد. اولین ترک‌ها در اطراف دهانه و در پایین تیر در نزدیکی چشمه اتصال و همچنین در ستون‌ها پدیدار شد. با افزایش بارگذاری ترک‌ها گسترش می‌یابد و در چشمه اتصال ترک‌ها به وجود می‌آید. همچنین با افزایش بار در قسمت تحتانی ستون باعث ترک خوردگی می‌شود و قسمتی از تیر و ستون نیز باعث شکستگی می‌شود. شکل ۳ ترک خوردگی قاب تحت بارگذاری را نشان می‌دهد.



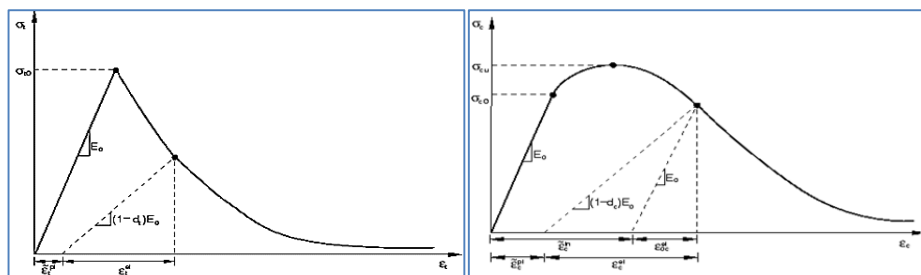
شکل ۳- ترک خوردگی قاب آزمایشگاهی تحت بارگذاری [15]

۳- اعتبارسنجی نمونه‌ی تحلیل عددی و آزمایشگاهی

یک قاب بتن‌آرمه که در آزمایشگاه مورد آزمایش قرار گرفته است توسط روش المان محدود مدلسازی شد. برای شبیه‌سازی رفتار بتن در ABAQUS با توجه به رفتار ترد و شکننده آن از گزینه‌ای به عنوان Concrete Damage Plasticity استفاده شده است که در این گزینه امکان وارد نمودن نقاط مختلف منحنی تنش - کرنش بتن در کشش و فشار وجود دارد. در این نرم‌افزار دو مکانیسم برای انهدام بتن پیش‌بینی می‌شود مکانیسم اول، ترک خوردگی تحت کشش و مکانیسم دوم، ترک خوردگی تحت فشار می‌باشد که منحنی‌های تنش - کرنش بتن معمولی به همراه پارامترهای مربوطه به شرح ذیل می‌باشد.

منحنی تنش - کرنش بتن تحت کشش از یک رابطه خطی تا رسیدن به تنش σ_t (مقاومت کششی نهایی) پیروی می‌کند. از این نقطه به بعد با شروع ترک خوردگی‌ها در بتن شاخه نرم شونده منحنی آغاز می‌گردد که با موضعی شدن تنش‌ها و افزایش عرض ترک در یک صفحه همراه است که در شکل ۴ نشان داده شده است [16]. منحنی تنش - کرنش بتن تحت فشار، تا رسیدن به تنش σ_T (تسلیم اولیه) از یک رابطه خطی تبعیت می‌کند. سپس مرحله غیرخطی و افزایش منحنی شروع می‌شود و تا نقطه مربوط به تنش σ_{Cu} (تنش نهایی) ادامه می‌یابد که همان نقطه مقاومت فشاری بتن است. از این نقطه به بعد شاخه نرم شونده منحنی آغاز و بتن تحت فشار، خرد می‌گردد که در شکل ۴ مشاهده می‌شود [16]. پارامترهای d_c و d_t پارامترهایی هستند که کاهش سختی بتن را بر اثر باربرداری در شاخه

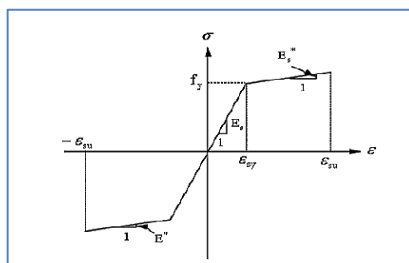
نرم شونده که بر اثر ترک خوردگی و یا انهدام بخشی از بتن اتفاق می افتد، نشان می دهد. در هنگام باربرداری که در نمودارهای شکل های ۳ و ۴ با خط چین نشان داده شده است، این دو پارامتر مقادیری بین ۰ و ۱ دارند که ۰ نشان دهنده بتن بدون خسارت و ۱ بیانگر از دست رفتن تمام مقاومت بتن می باشد. E_0 نیز نشان دهنده ضریب ارتجاعی بتن از تحمل خسارت است. معادلات مربوط به تنش و کرنش بتن به صورت رابطه ۱ و ۲ نوشته می شود. که در d_t آسیب کششی، d_c آسیب فشاری، ε_t کرنش کششی، ε_c کرنش فشاری، ε_t^{pl} کرنش پلاستیک کششی و ε_c^{pl} کرنش پلاستیک فشاری، σ_t تنش کششی و σ_c تنش فشاری هستند [16]. برای مدلسازی رفتار پلاستیک فولاد با معرفی نقطه تسلیم و سخت شدگی پس از تسلیم به نرم افزار ارائه شده است و منحنی تنش - کرنش آرماتورها مطابق شکل ۵ می باشد.



شکل ۴- منحنی تنش - کرنش بتن معمولی تحت کشش و فشار [16]

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (1)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (2)$$



شکل ۵- منحنی تنش - کرنش آرماتورها [16]

برای معرفی سطح تسلیم در نرم افزار ABAQUS لازم است تا پارامترهای مربوط به آن در برنامه تعریف شوند. در اینجا لازم است تا به این پارامترها به طور خلاصه اشاره شود و در جدول ۳ مقادیر پارامترها بیان نشان داده شود.

f_{bo}/f_{c0} : نسبت حداکثر تنش فشاری، در حالت دو محوره به حداکثر تنش فشاری تک محوره [17].

Ψ و ε : در نرم افزار ABAQUS برای مدل کردن خاصیت پلاستیسیته بتن از تابع پتانسیل جریان پلاستیک یا تابع هیپربولیک دراکر - پراگر استفاده می شود که به پارامترهای ε (خروج از مرکزیت) و Ψ (زاویه اتساع) وابسته است در این پژوهش، مقادیر مذکور به ترتیب $\Psi = 30$ و $\varepsilon = 0/1$ معرفی شده اند. مقادیر کمتر از ۰/۱ برای خروج از مرکزیت ممکن است در شرایطی که محصور شدگی سازه کم است منجر به واگرایی در تحلیل شود. همچنین، سازه های با رفتار خمشی وابستگی چندانی به تغییرات زاویه اتساع ندارند و این پارامتر، بیشتر در سازه های با رفتار محوری مؤثر است [17].

kc : این پارامتر تعیین کننده شکل مقطع عرضی سطح تسلیم است که برای این متغیر عدد ۰/۶۶۶۷ در نظر گرفته شده است [17].

ویسکوزیته: به منظور پرهیز از واگرایی تحلیل، که ممکن است در اثر ایجاد ترک یا خرد شدن بتن در مدل به وجود آید، ماده بتن در نرم افزار با استفاده از پارامتر ویسکوزیته به صورت یک ماده ویسکوپلاستیک در نظر گرفته می شود. انتخاب مقدار کم این پارامتر علاوه بر اینکه اثری در پاسخ سازه ندارد به همگرایی در تحلیل نیز کمک می کند [17].

علت انتخاب اعداد، استفاده از پژوهش های مشابه با تطبیق با این پژوهش بگونه ای که با سعی و خطای عددی بهترین و نزدیکترین پاسخ با نمونه آزمایشگاهی حاصل شده است.

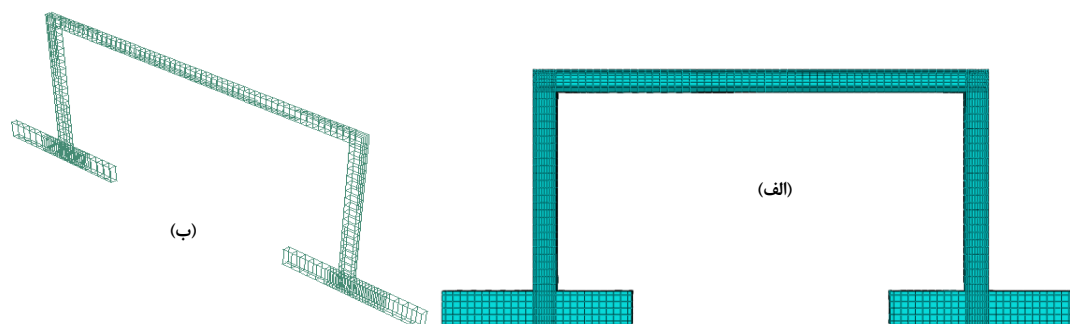
جدول ۳- پارامترهای سطح تسلیم (CDP) در نرم افزار

Viscosity parameter	kc	Eccentricity (ϵ)	Ψ	f_{b0}/f_{c0}
۰/۰۰۱	۰/۶۶۶۷	۰/۱	۳۰	۱/۱۶

شکل هندسی قاب بتنی با به کارگیری از عناصر جامد همگن 3D مدلسازی شده و ابعاد و اندازه آن با ابعاد مدل آزمایشگاهی متناسب می باشد. مقاومت بتن استفاده شده ۱۸/۹ مگاپاسکال می باشد. برای مش بندی قاب از المان های سه بعدی ۸ گرهی (C3D8R) با ابعاد مش بندی ۵۰ میلی متر را در نظر گرفتیم زیرا نتایج مدل اجزاء محدود به نتایج آزمایشگاهی در این ابعاد نزدیک تر می باشد و با افزایش مقدار مش بندی این اختلاف بیشتر می شود به صورتی که در حالت مش بندی با ابعاد ۷۰ میلی متر اختلاف زیادی بین نتایج اجزاء محدود و آزمایشگاهی به وجود آمد؛ بنابراین در تحلیل مدل های اجزاء محدود از ابعاد مش بندی ۵۰ میلی متر استفاده می شود که در شکل ۶ (الف) مش بندی مدل قاب بتن آرمه را نشان می دهد. برای مدلسازی آرماتورها از عناصر جامد همگن 3D استفاده شده است. برای مش بندی از المان های خرپایی ۲ گرهی (T3D2) با ابعاد ۵۰ میلی متر مانند قاب بتنی استفاده شده است و همچنین خصوصیات فولاد مورد استفاده برای آرماتور مانند جدول ۲ می باشد همچنین در شکل ۶ (ب) مدل آرماتورگذاری قاب را نشان می دهد و در جدول ۴ مشخصات مدلسازی قاب بتنی نشان داده شده است.

جدول ۴- مشخصات مدل قاب بتنی

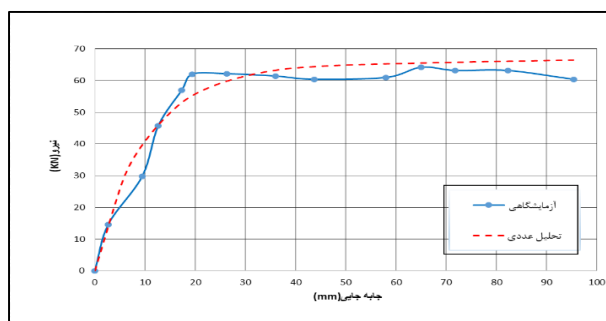
نسبت پواسون	نوع المان	ابعاد مش- بندی (mm)	مقاومت کششی (MPa)	مدول الاستیسیته (MPa)	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۱۷	C3D8R	۵۰×۵۰	۲/۷	۱۸۹۸۰	۱۸/۹



شکل ۶ - مش بندی مدل قاب بتن آرمه (الف) مدل آرماتورگذاری قاب بتنی (ب)

یکی از مهم ترین قسمت های مدل سازی در نرم افزار، تعیین شرایط تکیه گاهی، بارگذاری و اندرکنش میان المان ها می باشد. این موارد باید به گونه ای تنظیم گردد که بیشترین مطابقت را با مدل آزمایشگاهی داشته باشند. در این مدل سازی شرایط مرزی به گونه ای انتخاب شده است که باعث گیردار شدن به صورت کامل در مدل در قسمت فونداسیون قاب بتنی می گردد، برای این منظور درجات آزادی انتقالی و چرخشی در راستای هر سه محور در سطح گیردار می شوند. در بخش تعریف اندرکنش، تنها اندرکنش موجود در قاب بتن آرمه، اندرکنش میان آرماتورها و بتن است که از نوع ناحیه مدفون^۳ شده استفاده شده است.

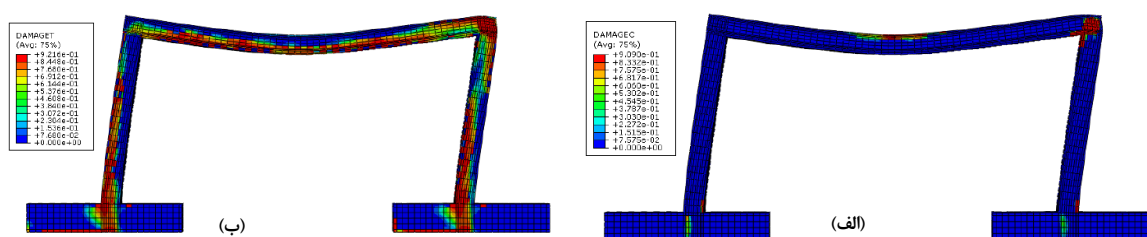
پس از آنالیز طبق شکل ۷ میتوان فهمید که تطبیق مناسبی بین نمودار روش عددی با آزمایشگاهی وجود دارد و اختلاف متوسط دو منحنی کمتر از ۱۰ درصد می باشد که نشان از دقت مناسب نرم افزار دارد. همانطور که در جدول ۵ مشاهده می شود نتایج اجزاء محدود در حد قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی می باشند.



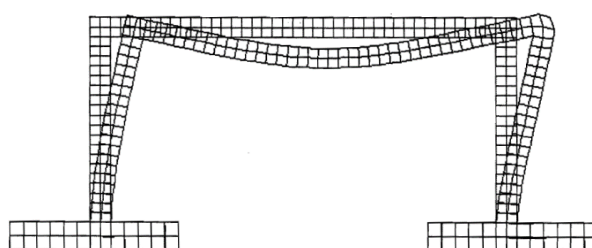
شکل ۷: نمودار صحت سنجی تحلیل عددی با قاب آزمایشگاهی

پس از صحت سنجی، نتایج بدست آمده نشان می دهد که در خسارت فشاری قاب در قسمت چشمه اتصال سمت راست، قسمت فوقانی تیر و پای ستون ها آسیب دیده اند در خسارت کششی قسمت تحتانی تیر و ستون ها و حتی فونداسیون نیز آسیب دیده است که در شکل ۸ خسارت های کششی و فشاری قاب نشان داده شده است. شکل شماتیک تغییر شکل قاب تحت بارگذاری نیز در شکل ۹ نشان داده شده است.

³ Embedded Region



شکل ۸- آسیب کششی (الف) و فشاری (ب) قاب بتن آرمه



شکل ۹- شکل شماتیک تغییر شکل قاب بتن آرمه تحت بارگذاری بارگذاری

۴- مدل سازی نمونه ها

برای بررسی اثر سیستم های مقاوم سازی بر رفتار قاب بتن آرمه تحت بار جانبی افزایشده^۴، ۱۲ نمونه قاب با انواع مقاطع المان های مقاوم سازی در نرم افزار ABAQUS مدل سازی و تحلیل شده اند که مشخصات مصالح مورد استفاده و هندسه آن ها مطابق جدول ۶ می باشد. در ضمن شکل ۱۶ نحوه مقاوم سازی قاب های مش بندی شده مورد نظر با المان های مقاوم سازی را نشان می دهد. این سیستم ها در هر سه نمونه تقویت شده در برابر بارهای جانبی، تحت فشار و کشش قرار می گیرند. تماس بین طوقه های فلزی و بتن با پیوستگی کامل^۵ و بدون لغزش فرض شده است. دستک ها و طوقه ها به علت ضخامت کم، با المان چهار گرهی shell با نام S4R مدل می شوند و اتصال بین طوقه با بتن نیز توسط قید Tie تعریف می شود. نمونه ها به شرح زیر نام گذاری شده اند:

نمونه اول: قاب بتن آرمه (F)

نمونه دوم: قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با دستک و حلقه شکل پذیر و طوقه (FR1, FR2, FR3)

نمونه سوم: قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با میراگر شکاف دار و طوقه (FD1, FD2, FD3)

نمونه چهارم: قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با صفحه فولادی و طوقه (FS1, FS2, FS3)

نمونه پنجم: قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با دستک و طوقه (FP1, FP2, FP3)

در این روش مقاوم سازی، طوقه های فلزی روی تیر و ستون بتن آرمه در فواصل معین از اتصال تیر به ستون قرار گرفته و دستک فلزی، دو طوقه فلزی را به هم متصل می کند. وجود طوقه های فلزی متشکل از ۴ ورق L شکل موجب تماس کامل طوقه های فلزی با سطح بتن شده و از سر خوردگی طوقه ها و تمرکز تنش در محل اتصال با سطح بتن جلوگیری می کند.

⁴ Monotonic

⁵ Perfect Bond

۴-۱- جزئیات نمونه‌ها

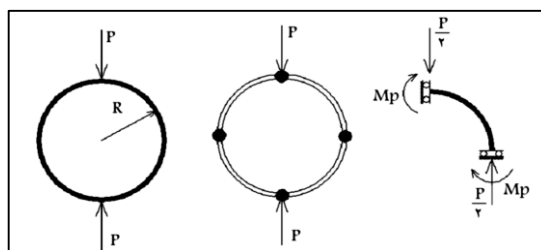
برای نمونه‌های FR1, FR2, FR3 که در آن از حلقه شکل‌پذیر استفاده شده است از دو حلقه بدون شکاف و به طول ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت‌های ۷، ۱۰، ۱۴ میلی‌متر در مرکز دستک و دستک به مرکز طوقه‌ها متصل شده‌اند. اولین نکته‌ای که باید به آن توجه کرد قطر و ضخامت حلقه است که با توجه به این نکته حلقه باید باعث افزایش شکل‌پذیری و جلوگیری از کمانش دستک شود و نقش فیوز را در سازه ایجاد کند که اندازه حلقه از رابطه ۳ بدست می‌آید و شکل ۱۰ محل تشکیل مفاصل خمیری تحت بارگذاری حلقه را نشان می‌دهد. همچنین طول طوقه‌ها در تیر و ستون ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. مش‌بندی نمونه‌ها ۱۳ میلی‌متر نیز می‌باشد و شماتیک قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۱ نشان داده شده است.

$$2M_p = \frac{P \cdot R}{2} \rightarrow P = \frac{4M_p}{R}$$

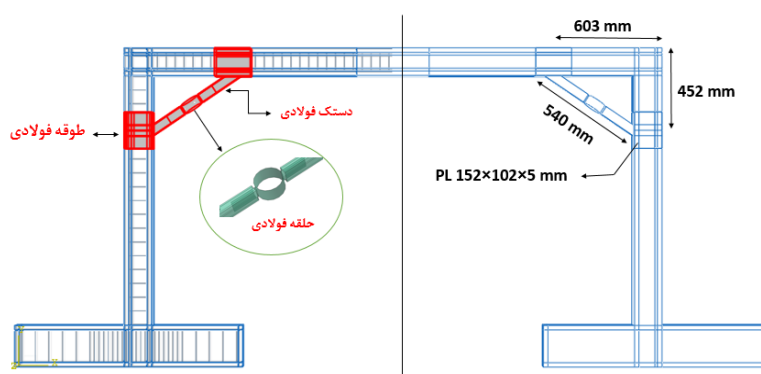
$$M_p = \frac{t^2 l \sigma_y}{4}$$

$$P = \frac{t^2 l \sigma_y}{R}$$

(3)



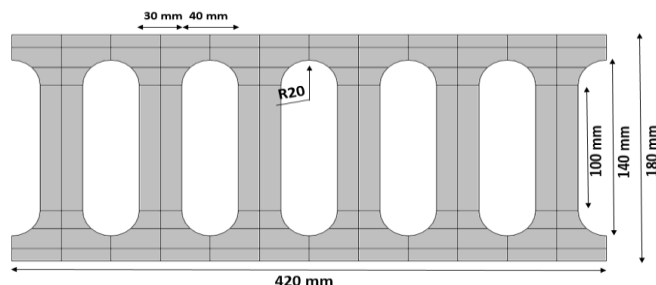
شکل ۱۰- بارگذاری حلقه فولادی و محل تشکیل مفاصل خمیری [6]



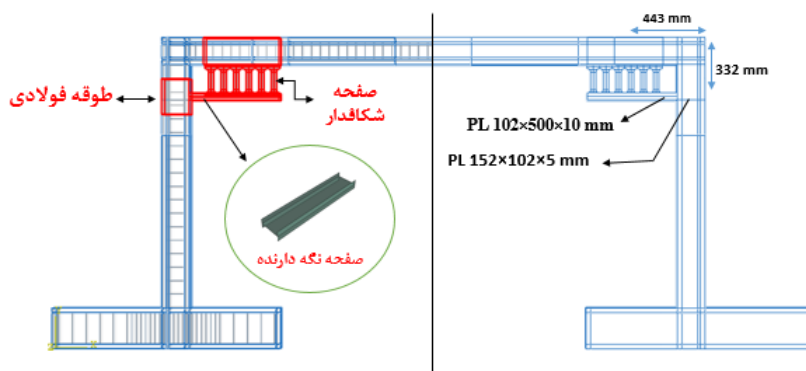
شکل ۱۱- قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با دستک و حلقه و جزئیات طوقه

برای نمونه‌های FD1, FD2, FD3 که در آن از میراگر شکاف‌دار استفاده شده است از یک صفحه نگه‌دارنده زیر صفحه شکاف‌دار استفاده شده که به طوقه ستون متصل می‌شود و همچنین صفحه شکاف‌دار به طوقه تیر متصل می‌شود. ابعاد و اندازه‌گذاری صفحه شکاف-

دار در شکل ۱۲ نشان داده شده است. همچنین طول طوقه‌های تیر و ستون به ترتیب برابر ۴۲ و ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد. ابعاد مش مورد استفاده برای میراگر ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است و همچنین شماتیک قاب مقاوم‌سازی شده در شکل ۱۳ نشان داده شده است.

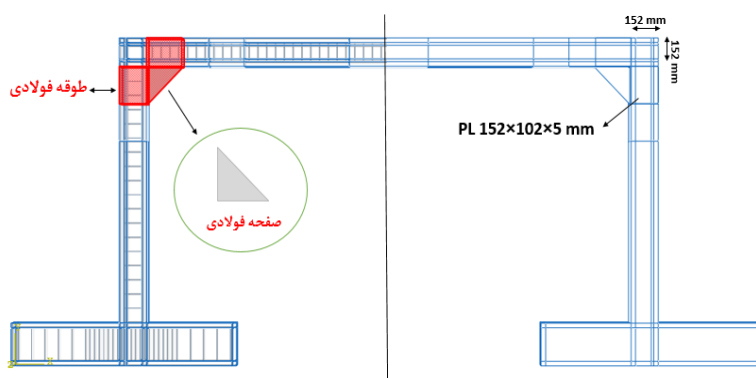


شکل ۱۲- جزئیات ابعاد هندسی صفحه شکافدار فولادی



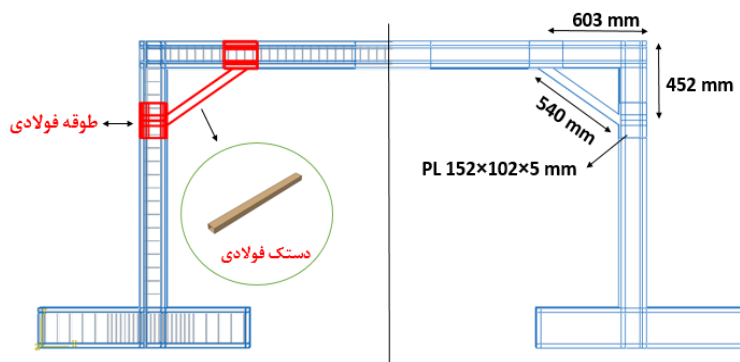
شکل ۱۳- قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با میراگر شکافدار و جزئیات طوقه

در شکل ۱۴ روش مقاوم‌سازی مورد استفاده با صفحه فولادی (FS1, FS2, FS3) را نشان می‌دهد. برای بررسی تاثیر صفحه فولادی و طوقه روی قاب بتن‌آرمه، سه قاب توسط صفحه فولادی تکی در دو سمت اتصال تقویت شده‌اند. طول طوقه‌ها ۲۰ سانتی‌متر و ضخامت آن‌ها ۵ میلی‌متر می‌باشد و همچنین اندازه مش‌بندی صفحه فولادی ۲۸ میلی‌متر در نظر گرفته شده است.



شکل ۱۴- قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با صفحه فولادی و جزئیات طوقه

در نمونه‌های FP1, FP2, FP3 از یک دستک فولادی برای مقاوم‌سازی قاب استفاده شده است که دستک‌ها به وسیله طوقه‌ها به تیر و ستون متصل شده‌اند همچنین طول طوقه‌ها ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد و دستک‌ها به مرکز طوقه‌ها در دو سمت اتصال متصل شده‌اند. اندازه مشبندی مورد استفاده در دستک ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده و همچنین در شکل ۱۵ قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با دستک فولادی و جزئیات طوقه نمایش داده شده است.



شکل ۱۵- قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با دستک فولادی و جزئیات طوقه

جدول ۶ (الف) - مشخصات هندسی و مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی برای میراگر شکاف‌دار

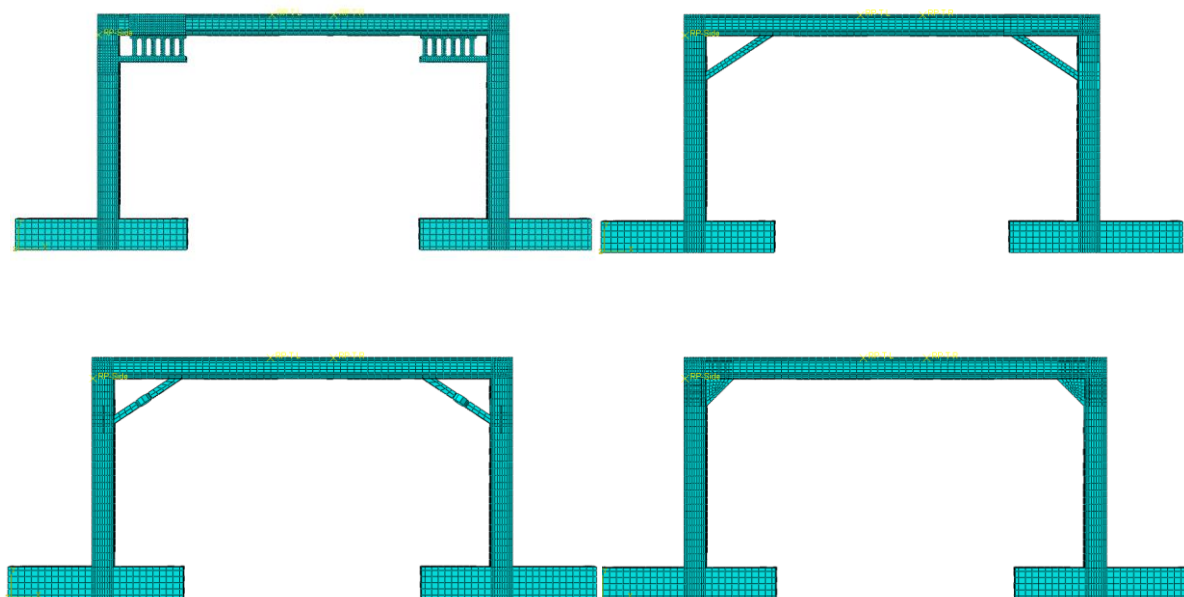
نمونه‌ها	V	طوقه (mm)(Box)	عرض (mm)	ضخامت (mm)	ارتفاع (mm)	شعاع (mm)	صفحه نگه‌دارنده (mm)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
FD1	0.25	152×102×5	30	3	100	20	102×500×10	288	464	2.1×10 ⁵
FD2			30	6	100	20	102×500×10			
FD3			30	9	100	20	102×500×10			

جدول ۶ (ب) - مشخصات هندسی و مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی برای دستک با حلقه و طوقه

نمونه‌ها	V	طوقه (mm)(Box)	قطر خارجی (mm)	ضخامت حلقه (mm)	دستک (mm)(Box)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
FR1	0.25	152×102×5	104	7	50×30×7	240	400	2.1×10 ⁵
FR2			104	10	50×30×10			
FR3			104	14	50×30×14			

جدول ۶ (ج) - مشخصات هندسی و مصالح مورد استفاده در مدل‌سازی برای دستک و صفحه فولادی و طوقه

نمونه‌ها	V	طوقه (mm)(Box)	صفحه فولادی (mm)	دستک (mm)(Box)	f_y (MPa)	f_u (MPa)	E_s (MPa)
FP1	0.25	152×102×5	200×200×3	50×30×3	240	400	2.1×10 ⁵
FP2				50×30×4.5			
FP3				50×30×6			
FS1				200×200×3			
FS2				200×200×6			
FS3				200×200×9			



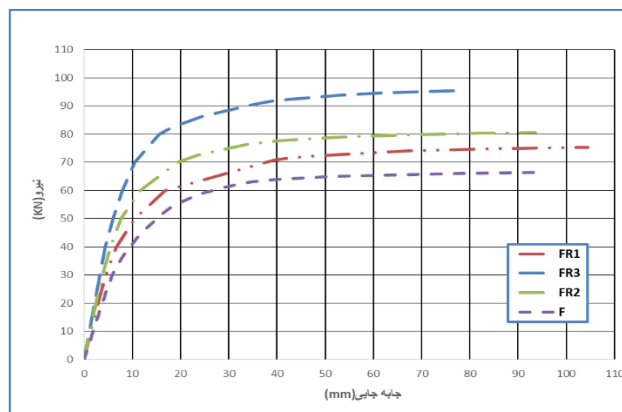
شکل ۱۶- مش بندی قاب‌های مقاوم‌سازی شده

۵- نتایج مدل سازی

شکل ۱۷ تا ۲۰ نمودار نیرو - جابه‌جایی قاب‌های مقاوم‌سازی شده را به همراه قاب مرجع F (تقویت نشده) نشان می‌دهد. نمودار بار تغییر مکان قاب‌های مقاوم‌سازی شده نشان می‌دهد سختی، مقاومت نهایی و انرژی جذب شده (مساحت زیر منحنی) در همه نمونه‌ها افزایش پیدا می‌کند.

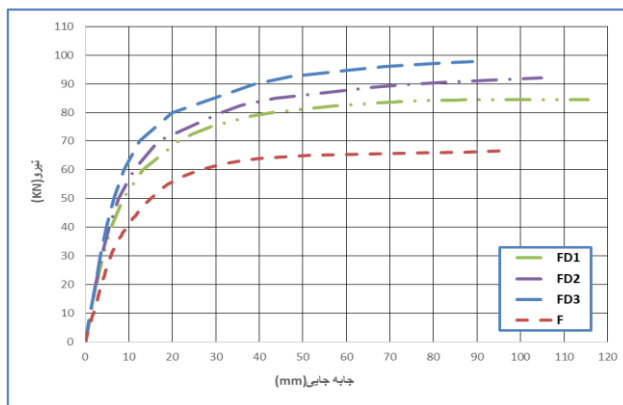
۵-۱- بررسی مقاومت

مقدار مقاومت تسلیم (P_y) در قاب تنها بدون مقاوم‌سازی برابر ۵۷ کیلونیوتن و مقاومت نهایی برابر ۶۶ کیلونیوتن می‌باشد. مقدار مقاومت تسلیم قاب مقاوم‌سازی شده با دستک و حلقه در ضخامت‌های ۷، ۱۰، ۱۴ به ترتیب برابر ۶۶، ۷۲ و ۸۳ کیلونیوتن و مقاومت نهایی قاب به ترتیب ضخامت برابر ۷۶، ۸۱ و ۹۶ کیلونیوتن می‌باشد که به‌طور متوسط مقاومت تسلیم ۲۳ درصد و مقاومت نهایی ۲۸ درصد افزایش پیدا کرده است. مقدار جابه‌جایی قاب FR1, FR2, FR3 و F بر حسب میلی‌متر به ترتیب برابر ۱۰۹/۵، ۹۳/۶، ۷۸/۴ و ۹۵/۳ می‌باشد که نسبت به قاب F قاب FR2 و FR3 کاهش پیدا کرده است.



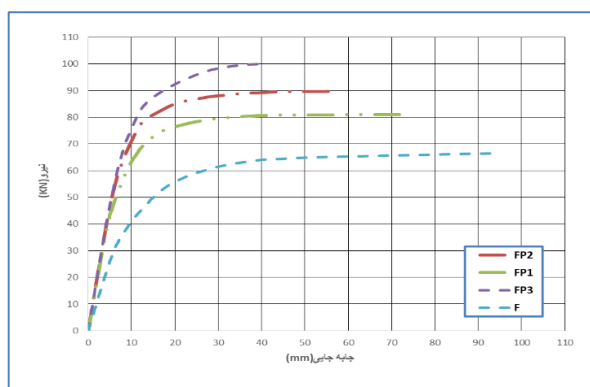
شکل ۱۷- نمودارهای نیرو - جابه‌جایی قاب‌های مقاوم‌سازی شده با دستک و حلقه

در قاب‌های FD1, FD2 و FD3 مقدار مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی قاب به ترتیب برابر ۷۲/۵، ۸۰، ۹۰، ۸۴/۴، ۹۲، ۹۷/۸ کیلونیوتن می‌باشد که مقاومت تسلیم قاب با میراگر شکاف‌دار نسبت به قاب تنها به صورت میانگین، ۳۶ درصد و مقاومت نهایی آن ۳۹ درصد افزایش داشته. تغییر مکان قاب نیز بر حسب میلی‌متر به ترتیب ۱۱۵/۴، ۱۰۴/۷، ۸۸/۹ می‌باشد که با افزایش ضخامت و سختی، جابه‌جایی نیز کاهش می‌یابد.

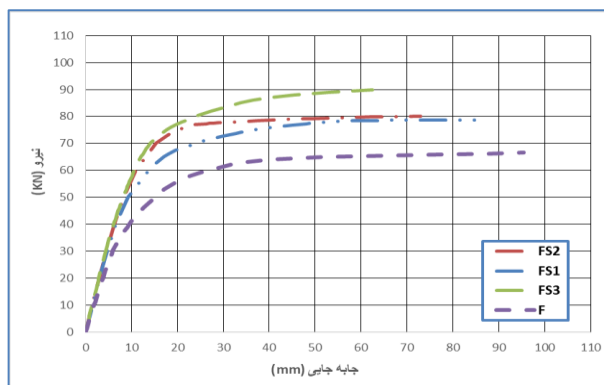


شکل ۱۸- نمودارهای نیرو - جابه‌جایی قاب‌های مقاوم سازی شده با میراگر شکاف‌دار

همانطور که مشاهده می‌شود بیشترین مقاومت نهایی و کمترین تغییر مکان جانبی مربوط به قاب FP3 می‌باشد که مقاومت نهایی آن برابر ۱۰۰ کیلونیوتن و جابه‌جایی آن برابر ۴۰ میلی‌متر است. در قاب FP1 و FP2 نیز به ترتیب مقاومت نهایی و جابه‌جایی برابر ۸۹/۷، ۸۱ کیلونیوتن و ۵۷/۶، ۷۲/۷ میلی‌متر و مقاومت تسلیم قاب FP1, FP2, FP3 به ترتیب برابر ۷۴، ۷۸، ۷۴ و ۸۷ کیلونیوتن می‌باشد که به طور متوسط مقاومت نهایی ۳۷ درصد و مقاومت تسلیم ۳۳ درصد افزایش می‌یابد. در قاب‌های FS1, FS2, FS3 مقدار مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی قاب به ترتیب برابر ۶۷/۳، ۷۴، ۸۰ و ۷۸/۶، ۸۰/۴، ۹۰ کیلونیوتن می‌باشد که مقاومت تسلیم قاب با صفحه فولادی نسبت به قاب تنها به صورت میانگین، ۲۲/۷ درصد افزایش داشته است و مقاومت نهایی آن ۲۵/۶۶ درصد افزایش می‌یابد. تغییر مکان قاب نیز بر حسب میلی‌متر به ترتیب ۱۰۰/۲، ۸۶/۸ و ۶۴/۴ می‌باشد که با افزایش ضخامت و سختی، جابه‌جایی نیز کاهش می‌یابد. با توجه به افزایش نیروها امکان دارد.



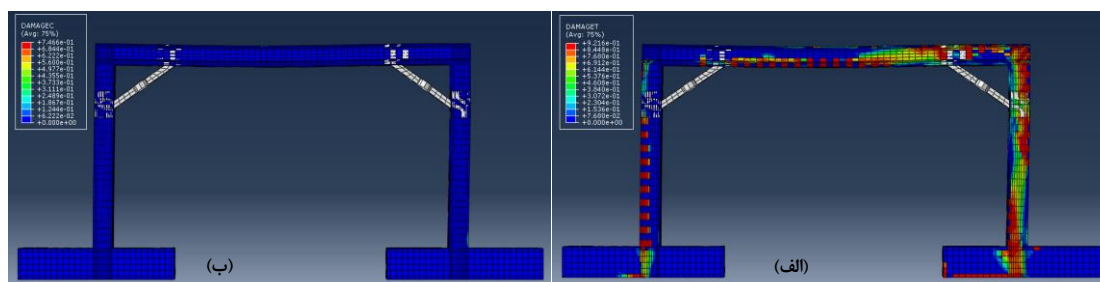
شکل ۱۹- نمودارهای نیرو - جابه‌جایی قاب‌های مقاوم سازی شده با دستک فولادی



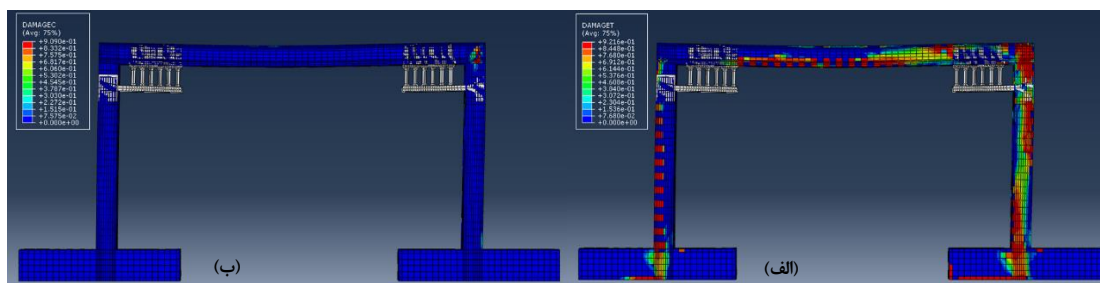
شکل ۲۰- نمودارهای نیرو - جابه‌جایی قاب‌های مقاوم سازی شده با صفحه فولادی

۵-۲- مشاهدات ترک‌ها و خسارت‌ها

در شکل ۲۱ تا ۲۴ خسارت‌های کششی قاب در ستون‌ها و فونداسیون کاهش پیدا کرده همچنین خیز قائم تیر و خسارت کششی تیر به شدت کم شده است و مفصل پلاستیک را از ناحیه چشمه اتصال دور کرده است. خسارت فشاری قاب FR3 بسیار کم و ناچیز می‌باشد که نشان از بهبود رفتار قاب در این حالت دارد. در شکل ۲۲ خسارت کششی قاب FD3 مانند قاب FR3 می‌باشد با این تفاوت که در ناحیه چشمه اتصال، خسارت فشاری بیشتری متحمل شده است ولی به نسبت قاب تنها به شدت کاهش پیدا کرده است.



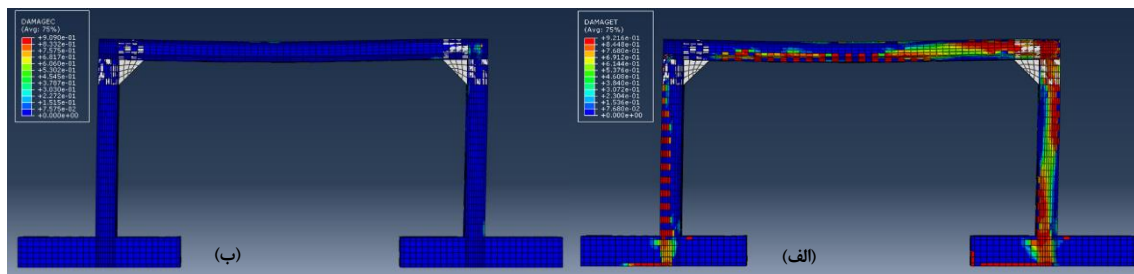
شکل ۲۱- خسارت‌های فشاری (الف) و کششی (ب) قاب FR3



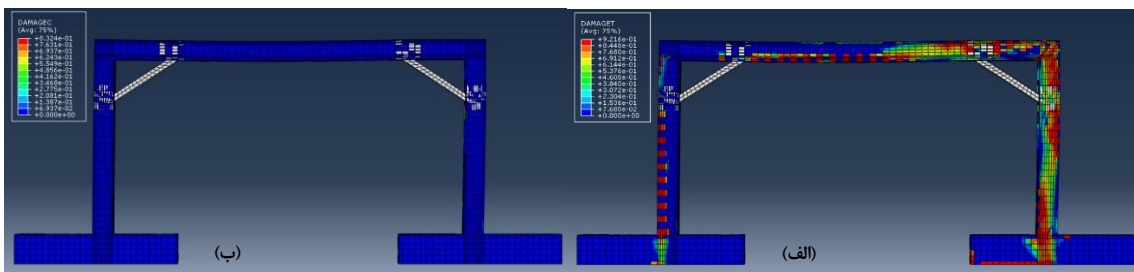
شکل ۲۲- خسارت‌های فشاری (الف) و کششی (ب) قاب FD3

با افزایش مساحت المان‌های مقاوم‌سازی خسارت‌های کششی و فشاری کاهش و مقاومت نهایی و سختی افزایش پیدا می‌کند در شکل‌های ۲۳ و ۲۴ نیز خسارت‌های کششی و فشاری نیز در ستون‌ها و تیر کاهش می‌یابد و در قاب FP3 خسارت فشاری بسیار ناچیز می‌-

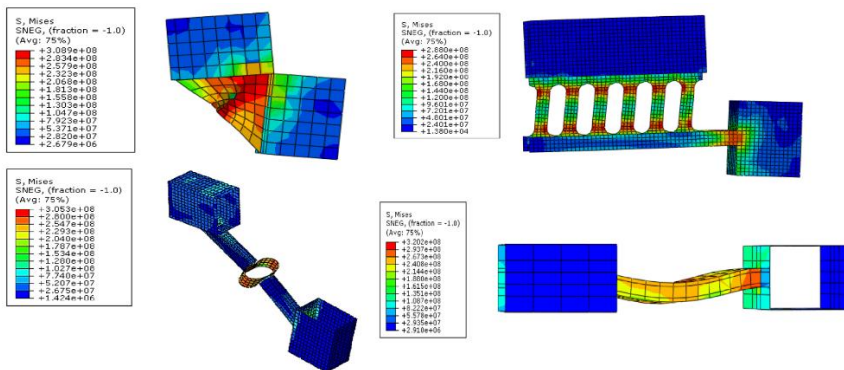
شود. شکل ۲۵ جاری شدن المان‌های مقاوم‌سازی را نشان می‌دهد که به چه صورت در برابر نیرو تغییر شکل می‌دهند. همچنین روش‌های مقاوم‌سازی باعث می‌شود ترک خوردگی‌ها در ناحیه چشمه اتصال به شدت کم شده و مفصل پلاستیک را از چشمه اتصال دور کند.



شکل ۲۳- خسارت‌های فشاری (الف) و کششی (ب) قاب FS3



شکل ۲۴- خسارت‌های فشاری (الف) و کششی (ب) قاب FP3



شکل ۲۵- فیوز شدن المان‌های مقاوم‌سازی در قاب‌های FS1, FS1, FR1, FD1

مزیت تمرکز خرابی در حلقه‌های فولادی و صفحه شکاف‌دار سبب می‌شود که از ورود اعضای سازه‌ای به مرحله غیرخطی جلوگیری کند و اعضای سازه‌ای به حالت الاستیک باقی بمانند و همچنین حلقه به‌عنوان یک فیوز جهت کنترل کمانش دستک عمل می‌کند. با توزیع ارتفاع شکاف‌ها به حالت شکاف‌های با ابعاد مشخص به صورت ثابت با یک نسبت مشخص عملکرد بهتری را از خود نشان می‌دهد و موجب توزیع بهتر تنش در سطح میراگر شده است.

۳-۵- بررسی شکل پذیری، سختی و اتلاف انرژی

جدول ۷ شامل اطلاعاتی از قبیل اتلاف انرژی (E)، تغییرمکان‌های نظیر جاری‌شدگی میلگرد طولی (Δ_y)، ضریب شکل‌پذیری، به این مفهوم که ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی (Δ_u) می‌باشد که به صورت نسبت تغییرمکان نهایی (Δ_u) به تغییرمکان تسلیم قاب (Δ_y) تعریف می‌گردد $\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$ ، همانطور که مشاهده می‌شود با افزودن المان‌های مقاوم‌سازی، گرچه میزان تغییرمکان‌های نهایی آن‌ها با افزایش مساحت کاهش می‌یابد ولی ضریب شکل‌پذیری افزایش پیدا می‌کند که بیشترین شکل‌پذیری نسبت به قاب مرجع برای نمونه FD1 است. نتایج بررسی‌ها از مدلسازی میزان شکل‌پذیری قابل قبول المان‌های پیشنهادی و قابلیت بالای استهلاک انرژی را نشان می‌دهد. برای هرنمونه نیز سختی (K) در هر تغییرمکان مورد نظر محاسبه شده است که با افزایش مساحت مقاطع سختی نیز افزایش می‌یابد که بیشترین سختی متعلق به نمونه FP3 می‌باشد. در این نمونه در طراحی صورت گرفته، اعضا با نسبت تنش موجود به مجاز بین ۰/۶ تا ۰/۸ می‌باشند که پس از بررسی و مقایسه تنش‌ها در قبل و بعد از مقاوم‌سازی مشخص می‌شود نیروی اضافی که از طریق دستک‌ها به ستون‌ها و دیگر اعضا منتقل می‌شود در حدی نبوده که از میزان مجاز آن در اعضا فراتر رود، با این حال در صورت افزایش از حد مجاز می‌توان افزایش ظرفیت محوری و خمشی را با جعبه‌ای کردن و یا جوش دادن صفحات فولادی مانند شکل ۲۶ تعبیه کرد.



شکل ۲۶- حالت‌های مقاوم‌سازی ستون و تیر در صورت نیاز به تقویت [۱۸]

جدول ۷- مقدار شکل‌پذیری، سختی، اتلاف انرژی، مقاومت نهایی و تسلیم

نمونه‌ها	$K \left(\frac{N}{mm} \right)$	مقاومت تسلیم		مقاومت نهایی		μ	$E (KJ)$	$\frac{K}{K(F)}$	$\frac{PU}{PU(F)}$	$\frac{\mu}{\mu(F)}$	$\frac{E}{E(F)}$
		$\Delta_y (mm)$	$P_y (KN)$	$\Delta_u (mm)$	$P_u (KN)$						
F	2475	20	57	95.37	66	4.75	12.7	1	1	1	1
FR1	3071	18.4	66	109.5	76	5.95	17.4	1.24	1.15	1.25	1.37
FR2	3940	16.27	72	93.6	81	5.75	17.6	1.59	1.22	1.21	1.38
FR3	5044	13	83	71.62	96	5.51	17.4	2.03	1.45	1.16	1.37
FD1	3395	18.66	72.5	115.5	84.4	6.19	21	1.37	1.28	1.30	1.65
FD2	3451	20	80	104.8	92	5.24	20.5	1.39	1.39	1.1	1.61
FD3	4234	17.33	90	88.88	97.8	5.12	18.5	1.71	1.48	1.07	1.45
FS1	3230	18.26	67.3	100	78.6	5.47	16.3	1.30	1.19	1.15	1.28
FS2	4090	17.88	74	86	80.4	4.81	15.3	1.65	1.22	1.01	1.20
FS3	4217	14.22	80	62.48	90	4.39	11	1.70	1.36	0.92	0.86
FP1	5060	12.36	74	72.97	81	5.9	15.3	2.04	1.23	1.24	1.20
FP2	5802	11.6	78	57.65	89.7	4.96	14.5	2.34	1.36	1.04	1.14
FP3	6251	11.5	87	40	100	3.48	7	2.52	1.51	0.73	0.55

۶- نتیجه گیری

طبق تحقیقات و تحلیل‌های انجام شده روی قاب بتن‌آرمه مرجع انتخاب شده و قاب‌های مقاوم‌سازی شده تحت بار جانبی افزایش‌دهنده، نتایج زیر را می‌توان بدست آورد:

۱. وقتی که یک قاب بتنی با دستک بهسازی می‌گردد قاب بهسازی شده با داشتن سختی بالا، تحت بارهای جانبی مانند یک خرابی قائم عمل میکند. همانطور که در نتایج بدست آمده از این تحلیل نیز دیده می‌شود، نمونه اول که یک قاب خمشی بتنی می‌باشد بیشترین بار تحمل شده ۶۶ کیلونیوتن را ثبت نمود در صورتیکه نمونه پنجم که نمونه بهسازی شده نمونه اول با دستک و طوقه است بیشترین بار تحمل شده ۱۰۰ کیلونیوتن را ثبت کرد. هرچند این نمونه سختی جانبی بالایی را در ناحیه الاستیک از خود نمایش می‌دهند اما بدلیل کماتس دستک‌ها، تحت بارهای جانبی دچار زوال سختی و مقاومت می‌شوند.
۲. در نمونه دوم از دو حلقه در محل مرکز دستک‌ها استفاده شد تا بصورت فیوز عمل کرده و از کماتس دستک جلوگیری کرده و شکل‌پذیری را افزایش دهد که با مشاهده نمودارهای این نمونه شاهد افزایش شکل‌پذیری و نیز تحمل بار ۹۶ کیلونیوتن هستیم.
۳. با افزودن دستک و طوقه به سیستم قاب بتن‌آرمه، سختی مرحله رفتار خطی و غیر خطی قاب بطور قابل توجهی افزایش یافته که این افزایش سختی، با افزایش سطح مقطع دستک در قاب‌های مقاوم‌سازی شده در مرحله رفتار غیرخطی قاب‌ها مشهود است.
۴. در نمونه سوم میزان جذب انرژی قاب‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به قاب مرجع تا ۶۵ درصد افزایش یافته و باعث تمرکز تنش در صفحه شکاف‌دار می‌شود که موجب دور شدن مفصل پلاستیک از چشمه اتصال می‌شود.
۵. با افزودن المان‌های مقاوم‌سازی به قاب بتن‌آرمه، تغییر مکان نهایی قاب‌های مقاوم‌سازی شده نسبت به قاب مرجع، کاهش می‌یابد که کمترین تغییر مکان مربوط به نمونه مقاوم‌سازی شده با دستک و طوقه می‌باشد.
۶. وجود دستک، صفحه شکاف‌دار و صفحه فولادی درجه نامعینی سازه را افزایش می‌دهد و می‌تواند به عنوان سیستم دفاعی اول، بارهای جانبی و لرزه‌ای را مستهلک کند و همچنین باعث می‌شوند خسارت‌های کششی و فشاری و همچنین خیز افقی و قائم به شدت کاهش پیدا کند.
۷. می‌توان به عنوان الگوی بهینه سازی مقاوم‌سازی از نظر ظرفیت باربری، سختی و شکل‌پذیری قاب‌ها به ترتیب میراگر شکاف دار، دستک با حلقه فولادی، دستک و صفحه فولادی اشاره کرد.

مراجع

- [1] Sepahrad, R. Kheyroddin, A. Saljoughian, M. Kafi, MA (2019). *Experimental evaluation of RC frames retrofitted by steel jacket, X-brace and X-brace having ductile ring as a structural fuse*. Journal of Building Pathology and Rehabilitation, Springer Nature Switzerland.
- [2] Pimanmas A, Chaimahawan P, (2010). *Shear strength of beam-column joint with enlarged joint area*. Engineering Structures, 32: 2529-45.
- [3] Kheyroddin A, Khalili A, Emami E, Sharbatdar MK, (2016). *An innovative experimental method to upgrade performance of external weak RC joints using fused steel prop plus sheets*. Steel Compos Struct 21(2):443-460.
- [4] Sharbatdar MK, Kheyroddin A, Emami E, (2012). *Cyclic performance of retrofitted reinforce concrete beam column joints using steel prop*. Constr Build Mater 36:287-294.
- [5] Sharbatdar.M.Kazem, Kheyroddin.A, Emami.E, (2012). *Experimental Investigation of Composite RCDiagonal Steel Prop Joints Subject to Cyclic Load*. 16th International Conference on Composite Structures.
- [6] Andalib, Z. and et al. (2012). *Modeling and analysis of steel ring devised in off-centric braced frame with the goal of improving ductility of bracing systems*. Tehran (Iran): Iran Scientific and Industrial Researches Organization.

- [7] Andalib, Z. and et al. (2019). *Numerical evaluation of ductility and energy absorption of steel rings constructed from plates*. Engineering Structures, Volume 169, 15 August 2018, Pages 94-106.
- [8] Andalib Z, Kafi MA, Kheyroddin A, Bazzaz M, (2014). *Experimental investigation of the ductility and performance of steel rings constructed from plates*. J Constr Steel Res 103:77-88.
- [9] Oh SH, Kim YJ and Ryu HS, (2009). *Seismic Performance of Steel Structures with Slit Dampers*. Engineering Structures Vol. 31, No. 9, pp.
- [10] Said A., Nehdi M, (2008). *Rehabilitation of RC frame joints using local steel bracing*. Structure and Infrastructure Engineering. Maintenance, 4(6): 431-447.
- [11] Sharma A, (2013). *Seismic behavior and retrofitting of RC frame structures with emphasis on beam-column joints - experiments and numerical modelling*. PhD Thesis, IWB, University of Stuttgart (under review).
- [12] Kheyroddin A, Gholhaki M. Pachideh GH, (2019). *Seismic evaluation of reinforced concrete moment frames retrofitted with steel braces using IDA and Pushover methods in the near-fault field*. Journal of Rehabilitation in Civil Engineering, Volume 7, Issue 1 - Serial Number 13 Page 227-241.
- [13] Hemmati A, Kheyroddin A, Farzad M, (2020). *Experimental study of reinforced concrete frame Rehabilitated by concentric and eccentric bracing*. Volume 8, Issue 1 - Serial Number 17 Pages 97-108.
- [14] Hemmati SA, Bafghi MAB, Kheyroddin A, (2018). *Experimental investigation of pod on the behavior of all-steel buckling restrained braces*. Journal of Constructional Steel Research 150:186-194.
- [15] Cranston, W. B, (1965). *A computer method for inelastic analysis of plane frames*. TRA 386, Cement and Concrete Association, London
- [16] ABAQUS 6.14 Documentation, Analysis User's Manual.
- [17] Shirazi. H and Esfahani. M. R. (2011). *Effect of Joint Reinforcement on Ductility and Performance of Exterior Concrete Beam-Column Joints*. Civil Engineering Department, Ferdowsi University of Mashhad.
- [18] Khalili A, Kheyroddin A, Sharbatdar.M.Kazem, Emami E (2016). *Study on the Nonlinear Behavior of Strengthened RC Frames using Steel Prop and Crub in Connections and Strengthening of Beam and Column, Modeling in Engineering Semnan University*