

اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای واگرای کمانش ناپذیر*

علی خیرالدین^(۱)محمد ملانی^(۲)

چکیده بررسی زلزله‌های گذشته کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه ایران در برابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها در برابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آیین‌نامه‌ها و توسعه بنا، از جمله دلایلی می‌باشند که مقاوم‌سازی را الزامی می‌سازند. در این پژوهش، مقاوم‌سازی قاب‌های بتن‌آرمه با استفاده از مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر مورد تحلیل و بررسی قرار گرفته و با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی تأثیر این پارامتر در رفتار مهاربند و به تبع آن در رفتار سازه پرداخته شده است. بررسی نتایج نشان می‌دهد که با افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی از شکل‌پذیری هسته فولادی مهاربند کمانش‌ناپذیر کاسته می‌شود و سازه مقاوم‌سازی شده نیز دچار افت‌های موضعی در مقاومت می‌شود که باعث کاهش ۵٪-۲۰٪ جذب انرژی سازه می‌گردد.

واژه‌های کلیدی مقاوم‌سازی، قاب بتن‌آرمه، مهاربند کمانش‌ناپذیر، واگرا، فاصله میان هسته و غلاف.

The Effect of Distance Between Steel Core and Steel Sheath on Behavior of Reinforced Concrete Frame Retrofitted with Eccentric Buckling Restrained Braces

A. Kheyroddin

M. Mollaei

Abstract The evaluation of the country past earthquakes show that many reinforced concrete buildings in Iran are not earthquake-resistant. Damage to buildings against earthquakes, changing land use, changing guidelines and the development of building, are among the reasons that necessitate the retrofitting. In this research, retrofitting the reinforced concrete frames with conventional concentric and eccentric and buckling restrained braces was analyzed and by changing the distance between core and steel sheath, the effect of these parameters on the behavior of bracing and consequently the structural behavior has been studied. The results showed that by increasing the distance between the core and steel sheath, the deformability of steel core of buckling restrained braced frame is reduced, and localized strength degradations are caused in the retrofitted structure that it was observed reduce of structural energy dissipation by 5-20 %.

Key Words Reinforced Concrete Frame, Buckling Restrained Bracing, Eccentric, Distance Between Steel Core and Steel sheath.

* تاریخ دریافت مقاله ۹۴/۱۲/۱۴ و تاریخ پذیرش آن ۹۵/۱۰/۱۲ می‌باشد.

(۱) استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

(۲) نویسنده مسئول: کارشناس ارشد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان.

مقدمه

بررسی زلزله‌های گذشته کشور نشان می‌دهد که بسیاری از ساختمان‌های بتن‌آرمه ایران در برابر زلزله مقاوم نیستند. آسیب دیدن ساختمان‌ها در برابر زلزله، تغییر کاربری، تغییر ضوابط آئین‌نامه‌ها و توسعه بنا، از جمله دلایلی می‌باشند که مقاوم‌سازی را الزامی می‌سازند. برای این منظور می‌توان از راه‌کارهایی مانند اضافه نمودن انواع قاب‌های مهاربندی‌شده، قاب‌های خمشی و انواع دیوارهای برشی استفاده نمود [1]. در همین راستا، از بین روش‌های موجود استفاده از مهاربند‌های فولادی به دلیل سرعت عمل و سادگی در اجرا، کم‌هزینه‌تر بودن ترمیم و یا تعویض سیستم مهاربندی آسیب‌دیده بعد از وقوع زلزله، بیشتر مورد توجه قرار می‌گیرد. در عین حال، سیستم مهاربند فولادی دارای ضعف‌هایی نیز می‌باشد؛ رفتار پس‌کمانشی ضعیف، زوال سختی و مقاومت از جمله مشکلات عمده و اساسی در عملکرد اعضای فشاری در مهاربند‌های فولادی معمولی می‌باشد [2]. سیستم مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر نوع جدیدی از سیستم‌های مهاربندی همراه با اتلاف انرژی می‌باشد که با استفاده از جزئیاتی سعی در بهبود رفتار مهاربند‌ها دارد؛ به‌گونه‌ای که رفتار مهاربند در فشار همانند رفتار آن در کشش می‌باشد و در نتیجه شکل‌پذیری و اتلاف انرژی بسیار بهتری را نسبت به مهاربند‌های معمولی از خود نشان می‌دهد [3].

در این راستا تحقیقاتی در زمینه مقاوم‌سازی ساختمان‌ها با مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر صورت گرفته است که در ذیل به برخی از آنها اشاره می‌شود:

خیرالدین و محب‌شاهدین [4] در مقاله‌ای با عنوان «مقایسه نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مهاربندی‌شده با مهاربند‌های نجسبیده و مهاربندی معمولی»، با استفاده از آنالیز غیرخطی بارافزون به بررسی رفتار سه ساختمان ۴، ۸ و ۲۰ طبقه فولادی با مهاربندی معمولی و نجسبیده پرداختند. نتایج نشان داد که مهاربند‌های نجسبیده دارای جذب انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربند‌های

معمولی می‌باشند و رفتار سازه را بهبود می‌بخشند.

ساهو و همکاران [5] با مطالعات خود یک روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد را برای طراحی مهاربند کمانش‌ناپذیر ارائه کردند. در این روش، طراحی برش پایه براساس توازن کار-انرژی با استفاده از مکانیسم تسلیم و جابه‌جایی هدف به دست آمد. در این پژوهش بیان شده است که سیستم مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌تواند به‌طور گسترده‌ای برای تحمل نیروهای جانبی در نواحی لرزه‌خیز ایالات متحده آمریکا مورد استفاده قرار گیرد.

دی سارنو و مون فردی [6] با ارائه مقاله‌ای به بررسی عملکرد لرزه‌ای یک قاب بتن مسلح مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر پرداختند. مطالعات آنها بر روی ساختمان بتنی دو طبقه متعلق به یک مدرسه انجام گرفت. برای مقاوم‌سازی ساختمان موجود از تعبیه مهاربند‌های کمانش‌ناپذیر کاهش طول‌یافته در قاب پیرامونی سازه استفاده گردید. نتایج نشان داد که مهاربند‌ها مقدار زیادی از انرژی لرزه‌ای را جذب می‌نمایند درحالی‌که سیستم قاب بتنی در برابر بارهای ثقلی مقاومت می‌کند. این امر سبب می‌شود که خرابی‌ها در مهاربند‌ها متمرکز شود و سازه بتنی در محدوده الاستیک باقی بماند. بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که مهاربند کمانش‌ناپذیر باعث افزایش مقاومت، شکل‌پذیری و اتلاف انرژی و کاهش جابه‌جایی جانبی سازه می‌گردد.

دوبینا و همکاران [6] در مقاله‌ای به بررسی رفتار سه نمونه قاب، قاب بتنی معمولی مقاوم‌سازی نشده (RC)، قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند V شکل معمولی (CBS) و قاب بتنی مقاوم‌سازی‌شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر (BRB) تحت بارگذاری‌های افزایشی خطی و چرخه‌ای پرداختند. نتایج آزمایش‌ها نشان داد که قاب بتنی اولیه بسیار ضعیف است و احتیاج به مقاوم‌سازی دارد. همچنین مهاربند‌های معمولی دارای ظرفیت بیشتری هستند و پس از اعمال چند چرخه بارگذاری، در ناحیه پلاستیک، به‌طور ناگهانی یک افت رفتار هیستریزس در اثر کمانش مهاربند فشاری اتفاق می‌افتد؛ اما رفتار قاب

استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شدند و براساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، کنترل شدند. به منظور بهبود رفتار لرزه‌ای، این ساختمان‌ها با استفاده از مهاربندهای معمولی و کمانش‌ناپذیر مورد تقویت قرار گرفتند و ستون‌های قاب‌های مهاربندی شده در کلیه مدل‌ها به وسیله زره‌پوش بتنی تقویت شدند. مدل‌ها با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی بررسی شدند و نتایج مبین این نکته است که سازه‌های دارای مهاربند معمولی به دلیل کمانش مهاربند فشاری، در نسبت تغییر مکان‌های زیاد دچار ضعف بودند و میزان جذب انرژی آنها در سازه‌های ۱۲ و ۱۸ طبقه از سازه بدون تقویت نیز کمتر شد؛ اما این نقیصه با به کارگیری مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، به دلیل رفتار تقریباً یکسان در کشش و فشار و بهره‌گیری از تمام ظرفیت این نوع مهاربندها، برطرف شد و میزان جذب انرژی بالایی نسبت به سازه دارای مهاربند معمولی و سازه بدون تقویت به دست آمد [11].

نتایج تحقیقات انجام شده توسط محققان، مؤثر بودن مهاربندهای کمانش‌ناپذیر را در بهبود رفتار سازه نشان می‌دهند.

یکی از پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار مهاربندهای کمانش‌ناپذیر و به تبع آن رفتار سازه، فاصله میان هسته و غلاف فولادی می‌باشد که تأثیر قابل توجهی بر شکل‌پذیری و مقاومت مهاربند کمانش‌ناپذیر و سازه دارد و تحقیقات محدودی در این زمینه صورت گرفته است. در این پژوهش، اثر فاصله میان هسته و غلاف فولادی در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تمام فولادی بر رفتار سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. برای این منظور، مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی نمونه قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر، با استفاده از نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس مدل‌سازی و تحلیل گردید و نتایج به دست آمده با نتایج مطالعات آزمایشگاهی مورد صحت‌سنجی قرار گرفت؛ سپس مدل‌های مختلف،

مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر بسیار مناسب‌تر است و بیشترین اتلاف انرژی را دارا می‌باشد. سختی و مقاومت در قاب مهاربندی شده با مهاربند معمولی (CBS) نسبت به قاب مهاربندی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر (BRB) بیشتر است اما جابه‌جایی نهایی در قاب BRB سه برابر قاب CBS است؛ بنابراین شکل‌پذیری قاب BRB بسیار بیشتر از قاب CBS است.

پرینز و ریچاردز [8] به بررسی عملکرد دینامیکی دو سیستم مهاربندی و اگرای کمانش‌ناپذیر (BRBF-E) و و اگرای معمولی (EBF) پرداختند. نتایج نشان‌دهنده بهتر بودن عملکرد مدل‌های BRBF-E نسبت به EBF با در نظر گرفتن معیار دریافت طبقاتی بود.

ماییدا و همکاران [9] در مقاله‌ای به بررسی رفتار اتصالات مستقیم مهاربندهای کمانش‌ناپذیر به قاب بتن‌آرمه پرداختند. نتایج نشان داد که استهلاک انرژی توسط هر مهاربند کمانش‌ناپذیر، ۱۰ برابر بیشتر از قاب بتنی است.

وادووا و همکاران [10] به بررسی بهسازی ساختمان‌های بلند بتن‌آرمه دارای دیوار برشی بتنی، با استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر پرداختند. نتایج آنها نشان داد که سیستم بهسازی شده عملکرد مناسبی را از نظر مقاومت و سختی از خود نشان می‌دهد. برای عملکرد بهتر سازه، توصیه می‌شود که ستون‌ها مقاوم‌سازی موضعی شوند. در سازه‌های اولیه که بهسازی نشده بودند، تیرها عملکرد ضعیفی را از خود نشان دادند. بعد از اضافه نمودن مهاربندهای کمانش‌ناپذیر تیرها رفتار مناسب‌تری را نشان دادند، چرخش‌های پلاستیک ۱۰ برابر کوچک‌تر شدند و حداکثر ممان ثبت شده در نواحی پلاستیک کاهش یافتند.

خیرالدین، مرتضایی و عقیلی مقاله‌ای با عنوان «بررسی رفتار مهاربندهای کمانش‌ناپذیر فلزی در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح»، ارائه نمودند. در این مقاله سازه‌های ۶، ۱۲ و ۱۸ طبقه بتن مسلح براساس

مدل سازی، تحلیل و بررسی شدند.

صحت سنجی مدل اجزای محدود

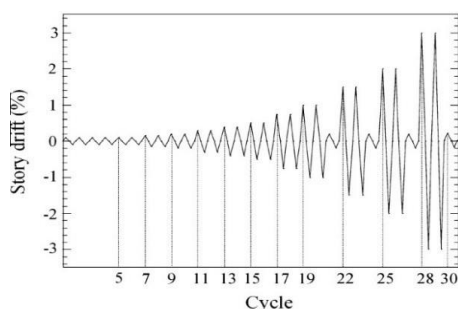
برای ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر، استفاده از روش تحلیل اجزای محدود (Finite Element) ضروری به نظر می‌رسد؛ زیرا با استفاده از این ابزار، می‌توان با هزینه کم و دقت مطلوب رفتار غیرخطی قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند را در مدل اجزای محدود شبیه سازی کرد. قبل از استفاده از روش اجزای محدود برای تحلیل و طراحی شکل‌های مختلف قاب و مهاربندها، صحت و میزان دقت نتایج حاصل از روش اجزای محدود، باید با مقایسه آن با نتایج مطالعات آزمایشگاهی ارزیابی گردد. پس از صحت سنجی (Verify) مدل اجزای محدود، می‌توان رفتار لرزه‌ای انواع قاب‌های بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر را با مشخصات مختلف بررسی نمود. در این بخش، نتایج مدل اجزای محدود یک قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر با نتایج آزمایشگاهی مقایسه می‌گردد.

نمونه آزمایشگاهی

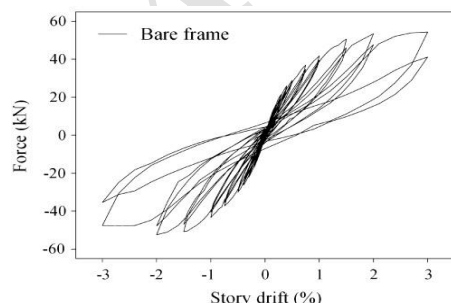
برای صحت سنجی مدل اجزای محدود، از مطالعات آزمایشگاهی انجام شده توسط خامپانیت و همکاران استفاده شده است. در این مقاله با استفاده از نتایج مدل‌های آزمایشگاهی، به بررسی روش طراحی براساس عملکرد پلاستیک سیستم قاب خمشی بتن مسلح با مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شده است [12].

بررسی آزمایشگاهی شامل قاب بتن آرمه بدون مقاوم سازی و قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر می‌باشد. مشخصات قاب بتنی در هر دو مدل کاملاً مشابه و متعلق به ساختمان یک مدرسه در تایلند است. مدل ساخته شده دارای مقیاس ۰/۵ نسبت به قاب اصلی می‌باشد؛ ارتفاع قاب ۱/۶ متر، دهانه

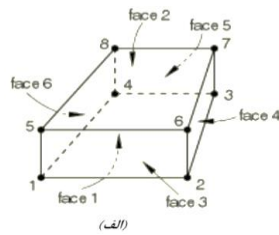
قاب ۴ متر، ابعاد ستون‌ها ۰/۱۵ × ۰/۱۵ متر و ابعاد تیر ۰/۱۵ × ۰/۳ متر می‌باشد. مهاربند استفاده شده از نوع کمانش ناپذیر تمام فلزی است. نمونه‌ها با استفاده از جک‌های هیدرولیکی تحت بارگذاری جانبی شبه‌استاتیکی با تاریخچه بارگذاری نشان داده شده در شکل (۱) قرار گرفته‌اند. علاوه بر این، نیروی ثابت ۱۵۰ کیلو نیوتن به صورت ثقلی به ستون‌ها اعمال شده است. در مطالعات آزمایشگاهی انجام شده، مقاومت جانبی مهاربندهای کمانش ناپذیر ۲ برابر مقاومت جانبی قاب بتنی در نظر گرفته شده است که نتیجه آن یک هسته مستطیل شکل با ابعاد ۲۱ × ۹ میلی‌متر و مساحت ۱۸۹ میلی‌متر مربع می‌باشد. شکل (۲) منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه و شکل (۳) منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر را نشان می‌دهد.



شکل ۱ الگوی بارگذاری چرخه‌ای [12]



شکل ۲ منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه [12]



شکل ۴ المان هشت گرهی C3D8R [13]

رابطه تنش - کرنش فشاری بتن

به منظور مدل سازی رفتار بتن در فشار از رابطه هاگنستاد که منحنی تنش - کرنش بتن در فشار را به خوبی مدل سازی می کند استفاده می گردد [14].

$$f_c = f'_c \left[\frac{2\varepsilon_c}{\varepsilon_0} - \left(\frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_0} \right)^2 \right] \quad (1)$$

در رابطه بالا f_c ، تنش در کرنش متناظر ε_c و ε_0 ، کرنش نظیر مقاومت فشاری نهایی f'_c می باشد که مقدار آن $\varepsilon_0 = 0.002$ در نظر گرفته شده است.

برای مدول الاستیسیته بتن (E_c) از رابطه (۲) استفاده شده است [14].

$$E_c = 4700 \sqrt{f'_c} \quad (2)$$

رابطه تنش - کرنش کششی بتن

باتوجه به ضعیف بودن بتن در کشش، بتن بعد از ترک خوردگی مقاومت خود را از دست می دهد؛ بنابراین در نمودار کششی تعریف شده، از قسمت صعودی منحنی صرف نظر می گردد [15].

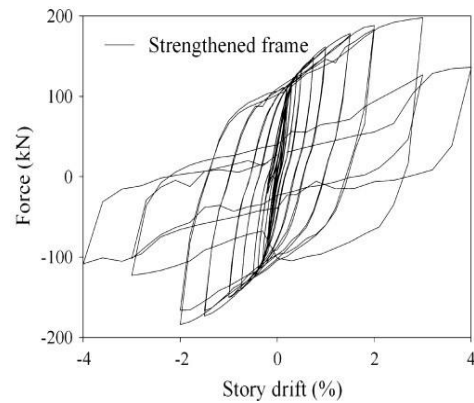
$$f_{t0} = 0.1f'_c \quad (3)$$

$$\varepsilon_{t0} = 0 \quad (4)$$

$$f_{tu} = 0.01f'_c \quad (5)$$

$$\varepsilon_{tu} = 10 \left[\frac{f_{t0}}{E_c} \right] \quad (6)$$

در روابط بالا ε_{t0} ، کرنش کششی متناظر f_{t0} ، f_{tu} ، تنش نهایی کششی و ε_{tu} ، کرنش نظیر مقاومت کششی نهایی f_{tu} می باشد.



شکل ۳ منحنی هیستریزس قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر [12]

مدل سازی نمونه آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزای محدود

در این قسمت نمونه آزمایشگاهی با استفاده از روش اجزای محدود و به کمک نرم افزار آباکوس مدل سازی می شود و نتایج مورد صحت سنجی قرار می گیرند.

مدل سازی رفتار بتن و فولاد

باتوجه به سه بعدی بودن مدل قاب و مهاربند، برای مدل سازی بتن از مدل پلاستیسیته آسیب دیده بتن و المان سه بعدی هشت گرهی C3D8R استفاده شده است (شکل ۴). پارامترهای اصلی مورد استفاده در این مدل شامل: ویسکوزیته، نمودار تنش - کرنش تک محوره فشاری بتن و نمودار تنش - کرنش تک محوری کششی بتن می باشد که در ادامه به صورت مختصر توضیح داده خواهند شد. برای سایر پارامترهای این مدل باتوجه به آنالیزهای حساسیت صورت گرفته بر روی مدل، مقادیر زاویه اتساع (Ψ) برابر ۳۶ درجه، خروج از مرکزیت (ε) برابر ۰/۱، نسبت تنش فشاری دو محوره به یک محوره (f_{b0}/f_{c0}) برابر ۱/۱۶، نسبت ثابت دوم تانسور تنش روی نصف النهار کششی (K) برابر ۰/۶۶ و ویسکوزیته (μ) برابر ۰/۰۰۱ در نظر گرفته می شود. همچنین برای مش بندی المان ها از حالت مش بندی ۵۰×۵۰ میلی متر استفاده می شود.

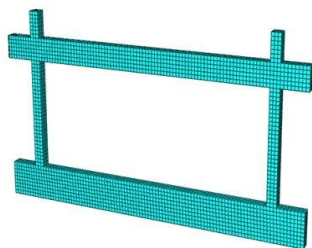
(۱) ذکر شده است. شکل (۶) مدل قاب بتنی مش‌بندی شده را نشان می‌دهد. برای مدل‌سازی میلگردها از عناصر توپر همگن 3D استفاده شده است. میلگردهای طولی از نوع (D16) و میلگردهای عرضی از نوع (D6) می‌باشند. برای مش‌بندی از المان‌های خرابایی دوگره‌ای T3D2 استفاده شده است. سایر مشخصات مربوط به میلگردها در جدول (۲) ذکر شده است.



شکل ۵ المان خرابایی T3D2 [13]

جدول ۱ مشخصات بتن مورد استفاده در قاب بتن‌آرمه

نسبت پواسون	جرم واحد حجم (Kg/m ³)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت فشاری (MPa)
۰/۱۷	۲۳۵۰	۲۳	۲۴



شکل ۶ مدل اجزای محدود قاب بتن‌آرمه مش‌بندی شده

جدول ۲ مشخصات میلگردهای مورد استفاده در قاب بتن‌آرمه

نام عضو	مساحت مقطع (mm ²)	ابعاد مش (mm)	نسبت پواسون	جرم واحد حجم (kg/m ³)	مدول الاستیسیته (GPa)	مقاومت کششی نهایی (MPa)	مقاومت کششی تسلیم (MPa)
میلگرد طولی ستون (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد طولی تیر (D16)	۲۰۱	۱۰۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۵۵۷	۳۹۰
میلگرد عرضی ستون (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۴۶۹	۳۸۰
میلگرد عرضی تیر (D6)	۲۸/۲۷	۳۰	۰/۳	۷۸۵۰	۲۰۰	۴۶۹	۳۸۰

روابط آسیب کششی و فشاری بتن

برای محاسبه متغیرهای آسیب کششی (d_t) و فشاری (d_c)، فرض شده است که در منحنی تنش-کرنش بتن، قبل از مقاومت حداکثر کششی و یا فشاری، بتن دچار آسیب نگردد و پس از آن، یعنی در فاز نرم‌شوندگی منحنی تنش-کرنش، بتن آسیب ببیند. به منظور محاسبه مقادیر متغیرهای آسیب کششی و فشاری، از روابط زیر استفاده شده است [13].

$$d_c = 1 - \frac{f_c}{f'_c} \text{ for } f_c \geq f'_c \quad (7)$$

$$d_c = 0 \text{ for } f_c \leq f'_c \quad (8)$$

$$d_t = 1 - \frac{f_t}{f_{tr}} \text{ for } f_t \leq f_{tr} \quad (9)$$

$$d_t = 0 \text{ for } f_t \leq f_{tr} \quad (10)$$

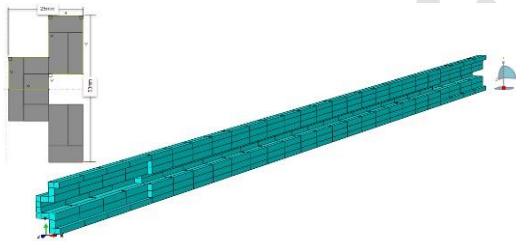
که در آن f_c و f_t به ترتیب تنش‌های فشاری و کششی در شاخه نرم‌شوندگی و f'_c و f_{tr} به ترتیب حداکثر مقاومت فشاری و کششی بتن می‌باشد.

برای مدل‌سازی فولاد از رفتار دو خطی تنش-کرنش و المان سه‌بعدی دوگره‌ای خرابایی T3D2 استفاده شده است (شکل ۵).

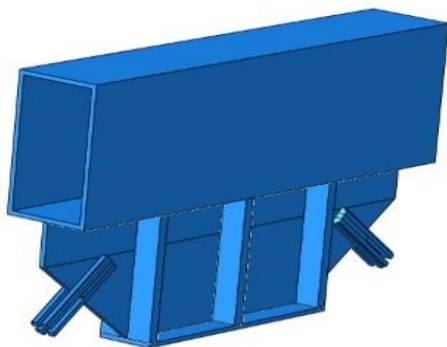
پس از تعیین پارامترهای فوق در نرم‌افزار آباکوس، مدل قاب بتن‌آرمه مدل‌سازی می‌گردد. هندسه قاب بتنی به صورت یکپارچه و با استفاده از عناصر توپر همگن 3D مدل‌سازی شده است و ابعاد آن متناسب با ابعاد مدل آزمایشگاهی است. مقاومت بتن به کار برده شده ۲۴ مگاپاسکال می‌باشد. سایر مشخصات قاب بتنی در جدول

برای مدل‌سازی غلاف فولادی از عناصر توپر همگن 3D و برای مش‌بندی از المان‌های C3D8R استفاده شده است. مقاومت کششی تسلیم و نهایی غلاف فولادی به ترتیب برابر ۴۲۰ و ۵۴۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. همچنین طول غلاف ۱۶۰ سانتی متر می‌باشد. سایر مشخصات، همانند هسته فولادی می‌باشد که در قسمت قبل توضیح داده شد. تصویر مش‌بندی شده غلاف به همراه مقطع آن در شکل (۸) نشان داده شده است.

برای مدل‌سازی اتصالات، عناصر توپر 3D مورد استفاده قرار گرفته است و مش‌بندی آنها نیز با المان‌های C3D8R انجام شده است. ضخامت ورق گاست پلیت و باکس فلزی دور تیر بتنی ۱۰ میلی‌متر است و فولاد به کار برده شده برای این اعضا مشابه فولاد به کار برده شده در غلاف محصورکننده می‌باشد. شکل (۹) عضو اتصال مهاربند به قاب بتن‌آرمه را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۰) مدل کامل شده قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر را نشان می‌دهد.



شکل ۸ مدل اجزای محدود غلاف فولادی



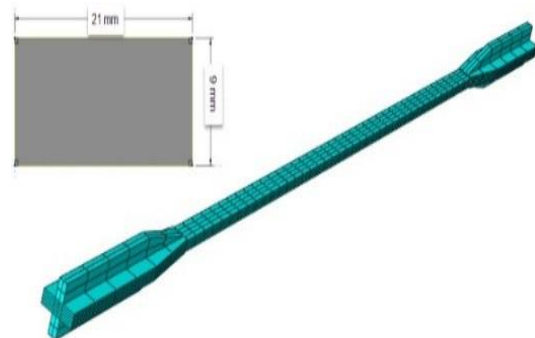
شکل ۹ مدل اجزای محدود عضو اتصال مهاربند به قاب بتن‌آرمه

برای مدل‌سازی مهاربند کمانش‌ناپذیر، هسته فولادی از نوع فولاد St37 می‌باشد که با تنش تسلیم پایین و شکل‌پذیری بالا انتخاب شده است. برای مدل‌سازی هسته فولادی از رفتار سخت‌شوندگی ترکیبی فولاد St37 استفاده شده که در جدول (۳) ارائه شده است [16].

ابعاد ناحیه مستطیل شکل هسته مهاربند ۲۱×۹ میلی‌متر و مساحت مقطع آن ۱۸۹ میلی‌متر مربع است. برای مدل‌سازی هسته از عناصر توپر همگن 3D و برای مش‌بندی از المان‌های C3D8R و اندازه مش ۲۵ میلی‌متر در راستای طولی آن استفاده شده است. تصویر هسته مش‌بندی شده مهاربند و مقطع آن در شکل (۷) نشان داده شده است. مشخصات هندسی و مکانیکی آن نیز در جدول (۴) ذکر شده است.

جدول ۳ رفتار سخت‌شوندگی فولاد St 37 [16]

Yield Stress (MPa)	C 1 (MPa)	γ_1	C 2 (MPa)	γ_2
۱۵۷	۴۶۰۰	۲۵	۹۸۰۰۰	۱۰۰۰

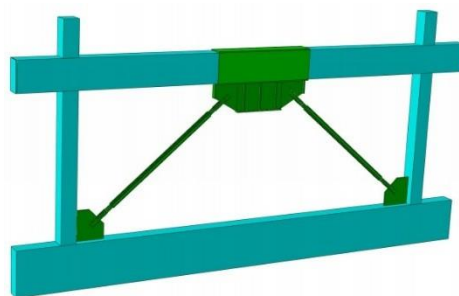


شکل ۷ مدل اجزای محدود هسته فولادی مش‌بندی شده

جدول ۴ مشخصات هسته فولادی

نسبت پواسون	مدول الاستیسیته (GPa)	جرم واحد حجم (kg/m^3)	طول کل هسته (cm)	طول ناحیه تسلیم شونده (cm)
۰٫۳	۲۱۰	۷۸۵۰	۱۶۰	۱۰۰

صفحات هسته مهاربند به غلاف فلزی، هسته کمانش موضعی می کند و هسته فلزی در غلاف فرو نمی رود. این امر در ایجاد رفتار پس کمانشی در هسته که اهمیت بسیاری در مدل سازی دارد، بسیار تأثیرگذار است.



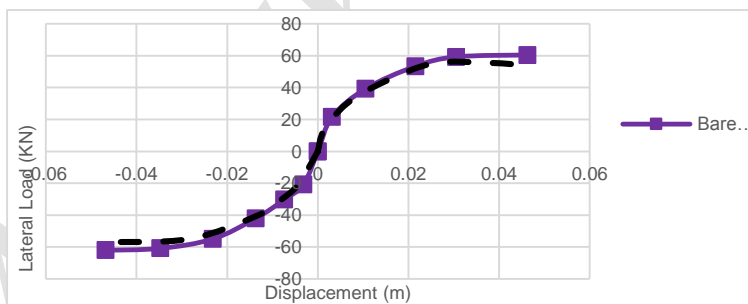
شکل ۱۰ مدل اجزای محدود قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر

نتایج صحت سنجی مدل های اجزای محدود با نمونه آزمایشگاهی

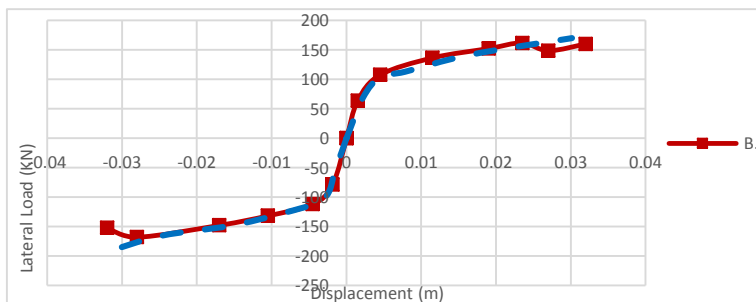
پس از ساخت مدل های اجزای محدود، مدل ها تحت بارگذاری چرخه ای قرار می گیرند. پوش منحنی های هیستریزس مدل های اجزای محدود رسم می شوند و نتایج به دست آمده با نتایج نمونه های آزمایشگاهی مقایسه می شوند.

شکل (۱۱) پوش منحنی های هیستریزس مدل قاب بتن آرمه را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می دهد. همچنین شکل (۱۲)، پوش منحنی های هیستریزس مدل های قاب بتن آرمه مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر را در دو حالت آزمایشگاهی و اجزای محدود نشان می دهد.

یکی از موارد حائز اهمیت در مدل سازی، تعریف اندرکنش مناسب میان غلاف محصورکننده و هسته، برای جلوگیری از نفوذ هسته در غلاف و ایجاد شرایط محصورکنندگی می باشد. در حالت عادی و بدون تعریف اندرکنش، هسته مهاربند در اثر اعمال فشار کمانش کلی می کند و از غلاف عبور می کند. برای جلوگیری از تماس بین هسته و غلاف فلزی، تماس میان این دو سطح از نوع تماس سطح به سطح انتخاب می شود و اندرکنش میان صفحات برخورد از نوع Normal behavior- Hard Contact در نظر گرفته می شود. در این حالت با برخورد



شکل ۱۱ پوش منحنی های هیستریزس قاب بتن آرمه در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود



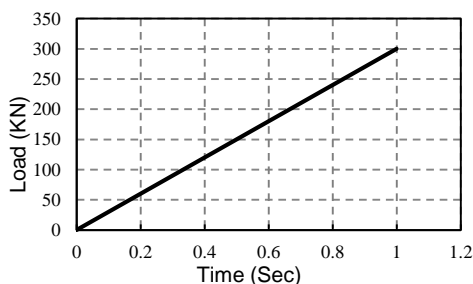
شکل ۱۲ پوش منحنی های هیستریزس قاب بتنی مقاوم سازی شده با مهاربند کمانش ناپذیر در دو حالت آزمایشگاهی و مدل اجزای محدود

بر اساس P_u موجود، لنگر مقاوم تعیین شود و کمترین لنگر مقاوم به عنوان M_c در نظر گرفته شود [17].

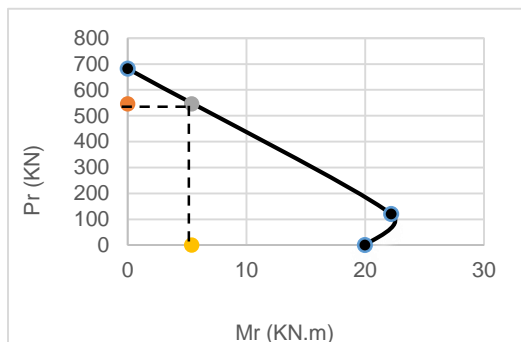
$$M_c = 5.38 \text{ KN.m}$$

$$\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b \Rightarrow M_b = 4.5 \text{ KN.m}$$

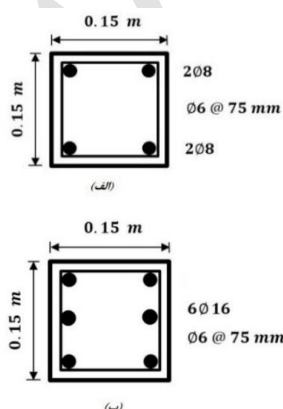
بنابراین تیر برای لنگر مقاوم 4.5 KN.m طراحی می‌شود. سایر مشخصات قاب بتنی، مانند مشخصات قاب بتنی آزمایشگاهی می‌باشد. جزئیات مقطع و آرماتورگذاری قاب بتنی در شکل (۱۵) نشان داده شده است.



شکل ۱۳ الگوی بارگذاری افزایشی خطی



شکل ۱۴ منحنی اندرکنش نیرو-لنگر (M-P)



شکل ۱۵ مشخصات مقطع و آرماتورگذاری: (الف) تیر (ب) ستون

همان‌گونه که مشاهده می‌شود نتایج اجزای محدود در حد قابل قبولی منطبق بر نتایج آزمایشگاهی می‌باشند. باتوجه به نتایج نزدیک مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشگاهی، در ادامه به منظور ساخت سایر مدل‌ها از پارامترهای مورد استفاده در مدل اجزای محدود صحت‌سنجی شده استفاده می‌گردد.

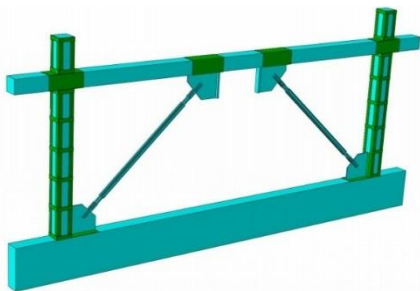
تأثیر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند

کمانش‌ناپذیر

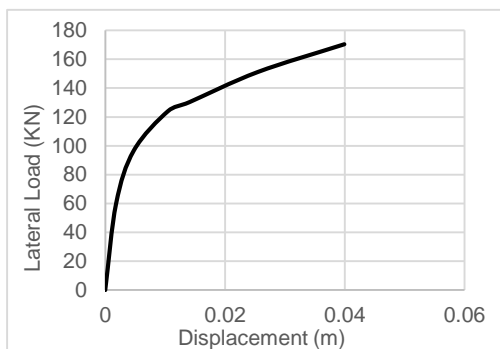
در این قسمت، به منظور بررسی اثرات تغییر در پارامتر فاصله میان هسته و غلاف فولادی بر رفتار مهاربند کمانش‌ناپذیر و رفتار قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با این گونه مهاربندها، مدل‌های مختلف اجزای محدود، مدل‌سازی و تحلیل شده و نتایج به دست آمده از آنها ارائه گردیده است. به منظور بررسی رفتار مدل‌های اجزای محدود، از آنالیز استاتیکی غیرخطی تحت بار جانبی افزایشی خطی استفاده می‌شود؛ بارگذاری به صورت تدریجی از صفر به سازه اعمال می‌شود و آن قدر بار افزایش می‌یابد تا سازه به مرحله انهدام برسد. لازم به توضیح است که منظور از بار جانبی افزایشی خطی، باری است که فرم تغییرات آن با زمان، به صورت خطی است (شکل ۱۳).

نتایج مطالعات آزمایشگاهی انجام شده بر روی مدل قاب بتن‌آرمه توسط خامپانیت و همکاران، نشان می‌دهد که تحت بارگذاری، خرابی ابتدا در پای ستون اتفاق می‌افتد؛ نتایج مدل اجزای محدود نیز این رفتار را نشان می‌دهد. باتوجه به این که مدل آزمایشگاهی قاب بتن‌آرمه، از تئوری ستون قوی و تیر ضعیف تبعیت نمی‌کند، برای انجام پژوهش، باتوجه به ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، تیر به گونه‌ای طراحی می‌گردد که تئوری ستون قوی و تیر ضعیف در قاب بتن‌آرمه رعایت گردد. برای تأمین شرایط ستون قوی و تیر ضعیف در اتصالات تیرها به ستون‌ها، باید رابطه $\sum M_c \geq 1.2 \sum M_b$ برقرار باشد. در محاسبه M_c ستون‌ها، باید با استفاده از منحنی اندرکنش M-P و تحت تمامی ترکیبات بارگذاری موردنظر و

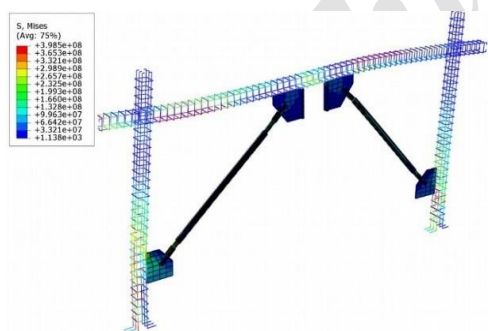
میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد. شکل (۱۸)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۱۹)، هسته و غلاف فولادی را در مهاربند کمانش‌ناپذیر نشان می‌دهد.



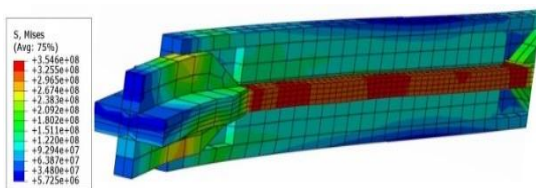
شکل ۱۶ مدل اجزای محدود قاب بتنی مقاوم‌سازی شده



شکل ۱۷ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-0



شکل ۱۸ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-0



شکل ۱۹ تنش وارد بر هسته و غلاف فولادی در مدل BRBF-S-0

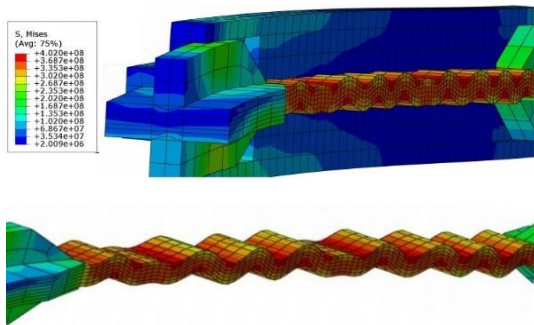
پس از طراحی قاب بتن‌آرمه، قاب بتن‌آرمه به وسیله مهاربندهای واگرای کمانش‌ناپذیر با نسبت طول تیر پیوند به طول دهانه قاب (e/L) ۰/۰۷۵، مقاوم‌سازی می‌گردد. با توجه به نتایج تحلیل‌ها، افزودن مهاربندها به قاب، باعث افزایش تنش‌های برشی در ستون‌ها می‌گردد؛ بنابراین ستون‌ها به وسیله پروفیل فولادی تقویت می‌شوند. ستون‌ها توسط چهار عدد پروفیل نبشی (L 40×40×3 mm) تقویت شده و نبشی‌ها توسط ورق‌هایی (PL 30×3 mm) به یکدیگر متصل می‌شوند. سطح مقطع چهار عدد نبشی، به مقدار ۴٪ سطح مقطع ستون (0.04×15×15 mm²) در نظر گرفته شده است. مدل قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده در شکل (۱۶) مشاهده می‌شود.

پس از مقاوم‌سازی قاب بتن‌آرمه، با تغییر فاصله میان هسته و غلاف فولادی، به بررسی رفتار سازه طی مدل‌های مختلف پرداخته می‌شود.

مدل BRBF-S-0

این مدل، شامل قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و بین هسته و غلاف فولادی فاصله آزاد در نظر گرفته نشده است (S=0). لازم به ذکر است که تماس میان هسته و غلاف فولادی از نوع تماس سطح به سطح تعریف شده است.

نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود. با توجه به شکل (۱۷)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۹۶ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴/۳ میلی‌متر، اولین ترک در ستون و لبه گاست پلیت رخ می‌دهد. با افزایش تدریجی بار، در تیر پیوند و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۷۰ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۰

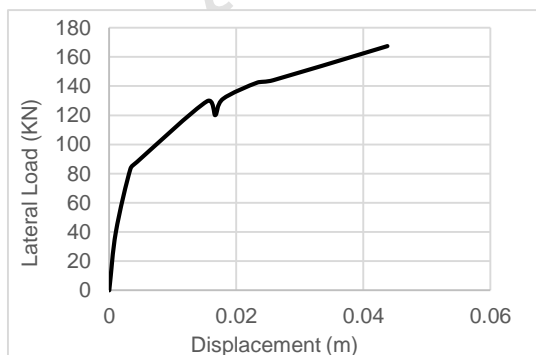


شکل ۲۲ کمانش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-1

مدل BRBF-S-2

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند. نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۳) مشاهده می‌شود.

باتوجه به شکل (۲۳)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۷۵ کیلونیوتن و تغییر مکان ۲/۷ میلی‌متر، اولین ترک در ستون و لبه گاست پلیت رخ می‌دهد. به تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها، تیر پیوند و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۶۷ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۴ میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد. شکل (۲۴)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۵)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.

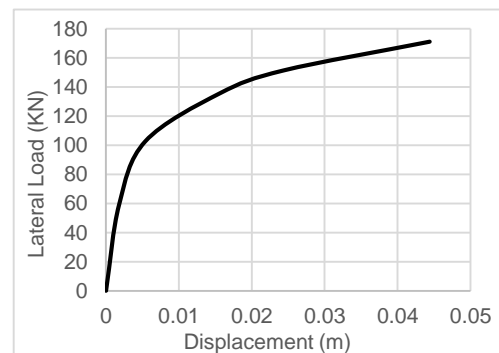


شکل ۲۳ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-2

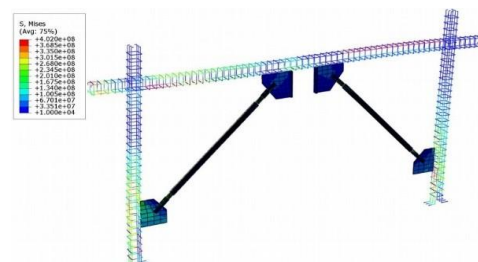
مدل BRBF-S-1

این مدل، شامل قاب بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کمانش‌ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصله میان هسته و غلاف فولادی ۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است ($S=1$).

نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۰) مشاهده می‌شود. باتوجه به شکل (۲۰) مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۸۶ کیلونیوتن و تغییر مکان ۳/۴ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلیت رخ می‌دهد. به تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌گردد و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۷۱ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۴ میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد. شکل (۲۱)، تنش‌های نهایی وارد به میلگردها و شکل (۲۲)، کمانش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.

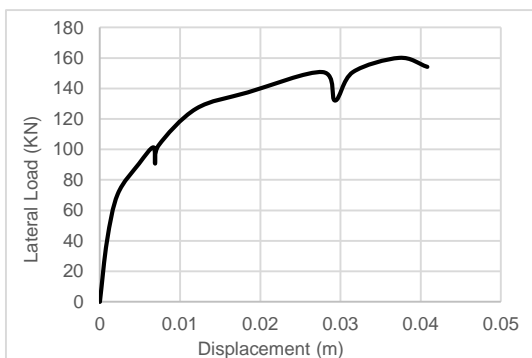


شکل ۲۰ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-1

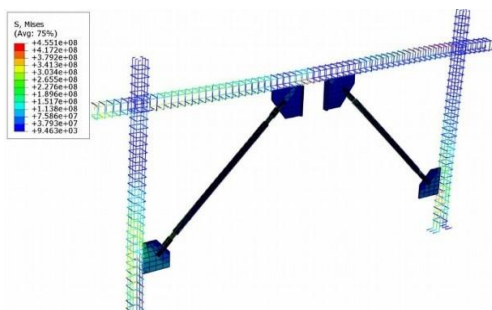


شکل ۲۱ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-1

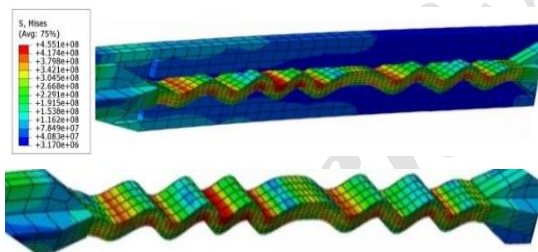
(۲۸)، کماتش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.



شکل ۲۶ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-3



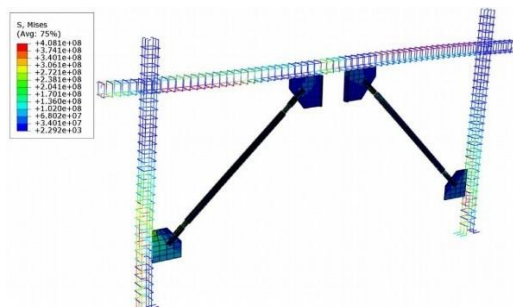
شکل ۲۷ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-3



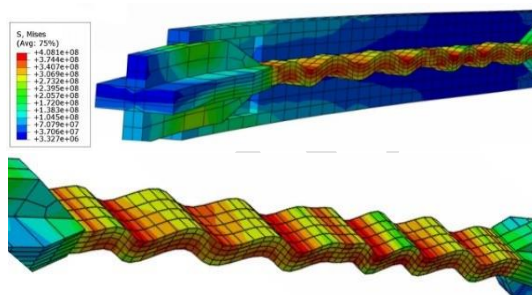
شکل ۲۸ کماتش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-3

مدل BRBF-S-4

این مدل، شامل قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کماتش‌ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصله بین هسته و غلاف فولادی ۴ میلی‌متر در نظر گرفته شده است ($S=4\text{ mm}$). نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۹) مشاهده می‌شود. باتوجه به شکل (۲۹)، مشاهده می‌گردد که تحت



شکل ۲۴ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-2



شکل ۲۵ کماتش هسته درون غلاف فولادی در مدل BRBF-S-2

مدل BRBF-S-3

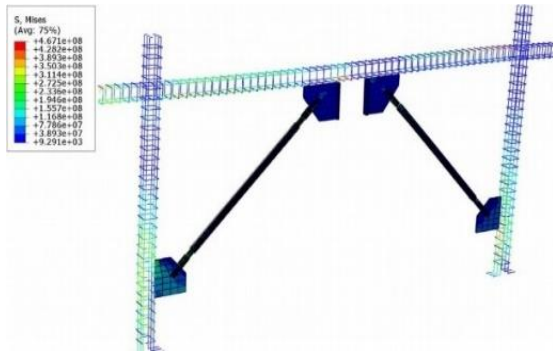
این مدل، شامل قاب بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند کماتش‌ناپذیر واگرا و با نسبت $e/L=0.075$ می‌باشد که ستون‌ها توسط پروفیل فولادی تقویت شده‌اند و فاصله بین هسته و غلاف فولادی ۳ میلی‌متر در نظر گرفته شده است ($S=3\text{ mm}$).

نمودار نیرو-تغییر مکان مدل فوق، از ابتدای بارگذاری تا مرحله انهدام، در شکل (۲۶) مشاهده می‌شود. باتوجه به شکل (۲۶)، مشاهده می‌گردد که تحت بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۸۶ کیلونیوتن و تغییر مکان $3/8$ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلست رخ می‌دهد. به تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک‌خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۵۴ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۱ میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد. شکل (۲۷)، تنش‌های نهایی وارد بر میلگردها و شکل

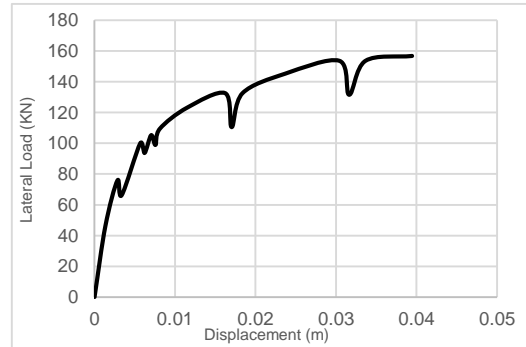
می‌شود. نهایتاً در نیروی ۱۵۷ کیلونیوتن و تغییر مکان ۴۰ میلی‌متر، سازه به مرحله شکست می‌رسد.

شکل (۳۰)، تنش‌های نهایی وارد بر میلگردها و شکل (۳۱)، کماتش هسته درون غلاف فولادی را نشان می‌دهد.

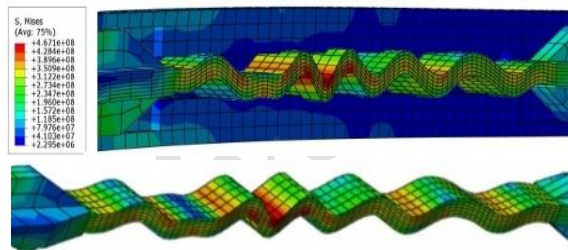
بارگذاری اعمال‌شده، در ابتدا رفتار قاب تقریباً به صورت خطی می‌باشد. در نیروی ۷۸ کیلونیوتن و تغییر مکان ۳/۷ میلی‌متر، اولین ترک در تیر پیوند و لبه گاست پلیت رخ می‌دهد. به تدریج که بار افزایش می‌یابد، در ستون‌ها و تیر نیز ترک‌هایی رخ می‌دهد. بعد از مرحله ترک‌خوردگی، رفتار سازه به تدریج غیرخطی می‌شود و از سختی سازه کاسته



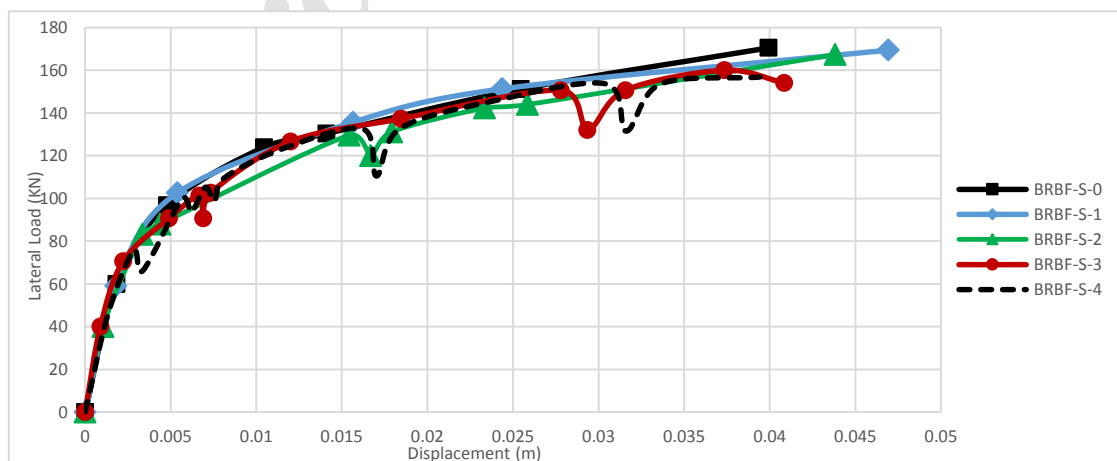
شکل ۳۰ تنش نهایی وارد بر میلگردهای مدل BRBF-S-4



شکل ۲۹ نمودار نیرو-تغییر مکان مدل BRBF-S-4



شکل ۳۱ کماتش هسته درون غلاف فولادی مدل BRBF-S-4



شکل ۳۲ منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مدل‌های BRBF-S

جدول ۵ نتایج تحلیل مدل‌های BRBF-S

نام مدل	فاصله بین هسته و غلاف	P_{cr} (KN)	δ_{cr} (m)	P_u (KN)	δ_u (m)	E (KN.m)
BRBF-RC-S-0	۰	۹۶	۰/۰۰۴۳	۱۷۰	۰/۰۴	۵/۴۳
BRBF-RC-S-1	۱	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۷۱	۰/۰۴۴	۶/۰۶
BRBF-RC-S-2	۲	۷۵	۰/۰۰۲۷	۱۶۷	۰/۰۴۳	۵/۵
BRBF-RC-S-3	۳	۸۶	۰/۰۰۳۸	۱۵۴	۰/۰۴۱	۵/۲
BRBF-RC-S-4	۴	۷۸	۰/۰۰۳۷	۱۵۷	۰/۰۴	۴/۶۵

نتیجه‌گیری

باتوجه به بررسی و مقایسه نتایج مدل‌های BRBF-S، نتایج زیر به دست می‌آیند:

افزایش فاصله میان هسته و غلاف فولادی، باعث افت موضعی مقاومت در سازه می‌گردد و هر اندازه که فاصله بیشتر می‌شود تعداد افت‌های موضعی در سازه افزایش و تغییرشکل جانبی سازه نیز کاهش می‌یابد. اگر بین هسته و غلاف فولادی فاصله وجود نداشته باشد ($S=0$)، از تغییرشکل جانبی سازه کاسته می‌شود. مقدار جذب نیروی وارد به سازه، رابطه مستقیمی با تعداد نیم‌موج‌ها به دلیل کماتش موضعی و به تبع آن تعداد برخوردهای هسته به غلاف دارد و هرچه تعداد برخوردها بیشتر باشد مقدار جذب نیرو توسط سازه نیز بیشتر می‌شود. هرچه فاصله میان هسته و غلاف کمتر باشد، در جابه‌جایی‌های کوچک نیز تشکیل نیم‌موج‌ها و برخوردهای هسته به غلاف شکل می‌گیرد؛ ولی با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، برای تشکیل نیم‌موج‌ها و برخوردها نیاز به جابه‌جایی‌های بزرگ‌تر می‌باشد. بنابراین

در برخی جابه‌جایی‌ها به دلیل عدم برخورد هسته به غلاف، جذب نیرو توسط سازه افت می‌نماید و تا لحظه برخورد هسته به غلاف نیز این افت باقی می‌ماند.

مدل BRBF-S-1 با فاصله ۱ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی دارای بیشترین تغییرشکل، مقاومت نهایی و جذب انرژی، نسبت به سایر مدل‌ها می‌باشد.

در فواصل ۱ تا ۲ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی، هسته بهترین رفتار را از لحاظ شکل‌پذیری دارد و بیشترین تعداد نیم‌موج به دلیل کماتش موضعی را درون غلاف فولادی دارد که خود باعث جذب انرژی بیشتر می‌گردد. با افزایش فاصله میان هسته و غلاف، تعداد نوسانات کاهش می‌یابد و از جذب انرژی توسط مهاربند کاسته می‌شود.

نتایج بررسی‌ها نشان می‌دهد که فاصله ۱ تا ۲ میلی‌متری میان هسته و غلاف فولادی بهترین رفتار را از نظر تغییرشکل و مقاومت سازه دارد و باعث افزایش جذب انرژی سازه می‌گردد.

مراجع

۱. خیرالدین، ع، «بررسی رفتار ساختمان‌های بتن‌آرمه تقویت‌شده به کمک بادبند فلزی»، مجله دانشکده مهندسی دانشگاه فردوسی مشهد، سال ۱۵، شماره اول، (۱۳۸۲).

2. Xie, Q, "State of the Art of Buckling-restrained Braces in Asia", *Journal of Constructional Steel*

- Research*, pp. 727-748, (2005).
۳. بیدختی. ا، «بررسی آزمایشگاهی و عددی ورق فولادی کمانش ناپذیر غلاف‌شده با پروفیل ناودانی»، پایان‌نامه کارشناسی ارشد سازه، دانشگاه سمنان، (۱۳۹۲).
۴. خیرالدین. ع، محب‌شاهدین. س، «مقایسه نتایج تحلیل بارافزون سازه‌های مهاربندی‌شده با مهاربندهای نجسبیده و مهاربندی معمولی»، هفتمین کنگره بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس تهران، (۱۳۸۵).
5. Sahoo. D.R, Chao. S.H, "Performance-based Plastic Design Method for Buckling-restrained Braced Frames", *Engineering Structures*, Vol. 32, pp. 2950-2958, (2010).
6. DiSarno. L, Manfredi. G, "Seismic Retrofitting with Buckling Restrained Braces: Application to an existing non-ductile RC framed building", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, pp. 1279-1297, (2010).
7. Dubina. D, Bordea. S, Dinu. F, "Experimental and Numerical Investigation of Non-seismic Reinforced Concrete Frames Strengthened with Concentric Steel Braces", *III ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering*, Corfu, Greece, (2011).
8. Prinz.G.S, Richards. P.W, "Dynamic Performance Comparison between Buckling-Restrained Braced Frames in Concentric and Eccentric Configurations, *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, (2012).
9. Maida. Y, Qu. Z, Sakata. H, Wada. A, "Subassemblage Test of Continuously Buckling Restrained Braced RC Frames", *15th World Conference on Earthquake Engineering*, Lisbon, Portugal, (2012).
10. Vaduva. M. G, Marin. L. M, and Cretu. D. I, "Improving the Seismic Response of Tall Reinforced Concrete Buildings using Buckling Restrained Braces," *15th world conference on earthquake engineering*, Lisbon, Portugal, (2012).
۱۱. خیرالدین. ع، مرتضایی. ع، عقیلی. ر، «بررسی رفتار مهاربندهای کمانش‌تاب فلزی در به‌سازی لرزه‌ای ساختمان‌های بتن مسلح»، مجله علمی - پژوهشی عمران مدرس، دوره پانزدهم، شماره یک، (۱۳۹۴).
12. Khampanit. A., Leelataviwat. S, Kochnin. J, Warnitchai. P, "Energy-based Seismic Strengthening Design of Non-ductile Reinforced Concrete Frames Using Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 81, pp. 110-122, (2014).
13. ABAQUS 6.14 Documentation, Analysis User's Manual.
۱۴. امید. م، بهنام‌فر. ف، بهفرنیاک، «مدل‌سازی تحلیلی المان محدود اتصالات بتنی»، دومین کنفرانس ملی بتن ایران، تهران، انجمن بتن ایران، (۱۳۸۹).
۱۵. شهبازی. ر، یکرنگ‌نیا. م، «راهنمای کاربردی Abaqus به‌همراه مسائل مهندسی عمران، سازه و ژئوتکنیک»، ویرایش دوم، انتشارات علم عمران، (۱۳۹۳).

16. Razavi Tabatabaei. S.A, Mirghaderi. S.R, Hosseini. A, "Experimental and Numerical Developing of Reduced Length Buckling-restrained Braces", *Engineering Structures*, Vol. 77, pp. 143-160, (2014).
۱۷. راهنمای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، «طرح و اجرای ساختمان‌های بتن‌آرمه»، ویرایش سال ۱۳۸۸، انتشارات توسعه ایران، (۱۳۹۰).

Archive of SID