

## مقاومسازی لرزه‌ای ستون‌های بتن مسلح با استفاده از نوارهای فلزی پیش‌تنیده

رحیم ابراهیمی<sup>۱</sup>، کریم عابدی<sup>۲</sup>، حسن افشین<sup>۳</sup>، بابک شیری<sup>۴</sup>

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز

۴- دانش آموخته کارشناسی ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۶۵B

### چکیده

با وقوع زلزله‌های مخرب در سطح جهان، بهسازی اعضای سازه‌های موجود امری اجتناب‌ناپذیر شده است. ستون‌های بتنی مسلح به عنوان مهمترین عضو در ساختمان‌ها و پل‌ها در طی زلزله‌های اخیر آسیب‌های مختلفی را تجربه کرده‌اند. عمده این آسیب‌ها را می‌توان به مقاومت فشاری کم بتن، ناکافی بودن تعداد آرماتورهای عرضی و گسیختگی وصله‌ها نسبت داد. از جمله روش‌های موثر در بهبود عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتن مسلح استفاده از نوارهای فلزی پیش‌تنیده به فرم محصورکننده‌های خارجی فعال می‌باشد که موجب بهبود خواص مکانیکی عضو تقویت شده می‌شود. در پژوهش حاضر، بهسازی ستون‌های دایره‌ای بتن مسلح در دو حالت بدون تقویت و تقویت شده با نوارهای فلزی پیش‌تنیده و با جزئیات مناسب تحت بار محوری ثابت و بار جانبی چرخه‌ای با استفاده از نرم‌افزار عناصر محدود ABAQUS v12 مورد بررسی قرار گرفته است. ضعف‌های عمدی در مشخصات مصالح ستون‌ها شامل کاهش مقاومت فشاری بتن، کاهش مقاومت میلگردهای طولی و عرضی و همچنین کاهش تعداد میلگردها جهت بروز رفتار نامطلوب ستون در نظر گرفته شده و تأثیر تقویت ستون‌های معیوب با نوارهای فلزی پیش‌تنیده در بهبود نقص‌های اعمال شده، بررسی گردید. با استفاده از نتایج بررسی‌ها میزان کارایی روش مقاومسازی در جهت بهبود پارامترهایی چون شکل‌پذیری، مقاومت برشی، سختی و میزان جذب انرژی ستون‌ها تأیید شد. در انتها با ایجاد تغییراتی در نحوه محصورسازی ستون‌ها با نوارهای فلزی پیش‌تنیده مانند افزایش فاصله نوارها و افزایش تراز نیروی پیش‌تنیدگی، مقایسه‌ای بین عملکرد ستون‌های تقویت شده انجام گرفت.

**واژه‌های کلیدی:** بهسازی لرزه‌ای، ستون بتنی مسلح، نوارهای فلزی پیش‌تنیده، بارگذاری چرخه‌ای، عناصر محدود

## ۱. مقدمه

زلزله‌ها باعث آسیب‌پذیری شدید به سازه‌های قدیمی شده است. علاوه بر سازه‌های سنتی، ساختمان‌هایی که با مصالح بتنی مسلح با مقاومت برشی ناکارآمد، شکل‌پذیری خمشی پایین، طول وصله پوششی ناکافی میلگردهای طولی و طرح جزئیات اجرایی لرزه‌ای ناکافی و در بعضی از حالات با طراحی اولیه نامناسب و ظرفیت برشی ناکافی ساخته شده‌اند، در مقابل زلزله آسیب‌پذیر هستند. به طور رایج روش‌های ترمیم و مقاوم‌سازی متنوعی همچون استفاده از جاکت RC [۱]، جاکت فولادی [۲]، استفاده از نوارهای فولادی چسبنده، جاکت FRP [۳] و کابل‌های پس‌کشیده برای سازه‌های بتنی مسلح استفاده می‌شوند [۴] که بیشتر آنها پرهزینه هستند و برای اجرا نیاز به زمان زیاد دارند و نیز در مدت مقاوم‌سازی سازه، وقفه در استفاده از آن صورت می‌گیرد. بنابراین نیاز مبرم برای ایجاد روش‌هایی با هزینه پایین و اجرای سریع احساس می‌شود [۵]. سیستم مقاوم‌سازی با نوارهای فلزی پیش‌تنیده، یک پیشنهاد عملی را برای مقاوم‌سازی ستون‌های بتنی مسلح در ساختمان‌ها و پل‌ها ارائه می‌دهد. این سیستم مقاوم‌سازی مزایای متمایزی نسبت به سیستم‌های مقاوم‌سازی دیگر دارد. به ویژه اینکه این روش قادر است فشار محصورسازی فعال و همچنین غیرفعال را به ستون اعمال کند، در حالی که روش‌های دیگر متکی بر محصورسازی غیرفعال هستند. همچنین فرآیند نصب آن نیاز به تجهیزات سنگین ندارد و پس‌تنیدگی توسط جک‌های نگهدارنده با دست صورت می‌گیرد. به علت نصب آسان و سریع، روش فوق نسبت به روش‌های دیگر ارزان است و کمتر مزاحم افراد ساکن در ساختمان‌ها و عبور و مرور خودروها در خیابان‌ها می‌شود [۶]. افزایش محصورشدگی می‌تواند به وسیله نوارهای فلزی پس‌تنیده دور ستون حاصل شود. در این حالت، تنش‌های مهارکننده‌ی جانبی لازم برای افزایش شکل‌پذیری خمشی، عمدتاً از محصورشدگی فعال ناشی می‌شود نه از فشار ناشی از اتساع جانبی هسته ستون. اگرچه در این روش کرنش‌های جانبی هسته بتنی باعث افزایش تنش محصورشدگی بتن و شکل‌پذیری خمشی ستون بتنی می‌شود، ولی عملکرد آن روی مقاومت برشی ستون چندان شناخته شده نیست.

تأثیر محصورسازی خارجی توسط نوارهای فولادی بر روی استوانه‌های بتنی به صورت مطالعات آزمایشگاهی توسط مقدم و همکارانش در سال ۲۰۰۸ انجام شد. نتایج بررسی نشان دادند گسیختگی ستون‌های به صورت دورپیچ مسلح شده عمدتاً به فاصله و شکل‌پذیری نوارهای محصورکننده بستگی دارد. در نمونه‌هایی که نوارها نزدیک هم قرار گرفته‌اند، گسیختگی با شکست نوار شروع و با پیشرفت ترک در بتن و گسیختگی دورپیچ‌های داخلی ادامه می‌یابد. این مود گسیختگی در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با نوارهای ترد مشاهده شد. در نمونه‌های مقاوم‌سازی شده با نوارهای شکل‌پذیر، بتن بین دو نوار مجاور خرده شد و بدون گسیختگی نوارها فرو ریخت. برخلاف بتن محصورشده با FRP، مود گسیختگی نمونه‌ها مخرب نبودند [۷]. همچنین در سال ۲۰۰۹ ستون‌های بتنی مقاوم‌سازی شده با نوارهای فلزی محصورکننده به شکل کنسول توسط مقدم و همکارانش مورد بررسی قرار گرفت که به این ستون‌ها بار محوری و تغییرمکان‌های چرخه‌ای توسط جک‌های هیدرولیکی اعمال شده است. نتایج آزمایش کاربرد این روش مقاوم‌سازی برای مدل‌های در مقیاس بزرگ ستون‌های ساختمان نشان داده شد. همچنین بهبود رفتار ستون‌های RC با استفاده از نوارهای فولادی مشاهده گردید [۸].

در پژوهش حاضر تقویت لرزه‌ای ستون‌های بتن مسلح با استفاده از نوارهای فلزی پیش‌تنیده مورد بررسی قرار می‌گیرد. در بررسی حاضر سعی شده است که میزان کارایی این روش مقاوم‌سازی در شکل‌پذیری، جذب انرژی، سختی و افزایش مقاومت مورد مطالعه قرار گیرد. فاصله بین نوارها و مقدار تراز بار محوری از جمله پارامترهایی هستند که با تغییر هر یک از آنها، رفتار لرزه‌ای ستون‌ها بررسی می‌شود.

## ۲. خواص مکانیکی مصالح

نمونه استوانه‌ای بتنی مدنظر یکی از نمونه‌های آزمایش شده توسط مقدم و همکارانش بوده و دارای مشخصات ذیل می‌باشد [۴]:

- قطر نمونه ۱۰ سانتی‌متر و ارتفاع آن ۲۰ سانتی‌متر می‌باشد.
- نمونه تحت بار محوری قرار گرفته است.

- مقاومت فشاری مشخصه بتن حدود ۵۰ مگاپاسکال بوده و چگالی آن ۲۶۰۰ کیلوگرم بر مترمکعب و ضریب پواسون ۰/۲ منظور شده است.

در آزمایشات انجام گرفته برای محصورسازی نمونه‌های بتنی از نوارهای فلزی استفاده شده است. مشخصات نوارهای محصورکننده در جدول ۴-۲ آمده است. ضریب پواسون برای نوارهای فلزی ۰/۳ و چگالی این نوارها ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب لحاظ شده است.

جدول ۱. مشخصات نوار فولادی [۴]

عرض (میلیمتر)	ضخامت (میلیمتر)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	تنش نهایی (مگاپاسکال)	کرنش نهایی	نیروی پیش تنیدگی (نیوتن)	مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)
۱۶	۰/۵	۱۰۳۳	۱۰۳۳	۰/۰۱	۲۷۰۰	۲۰۰

### ۳. مدل سازی عددی

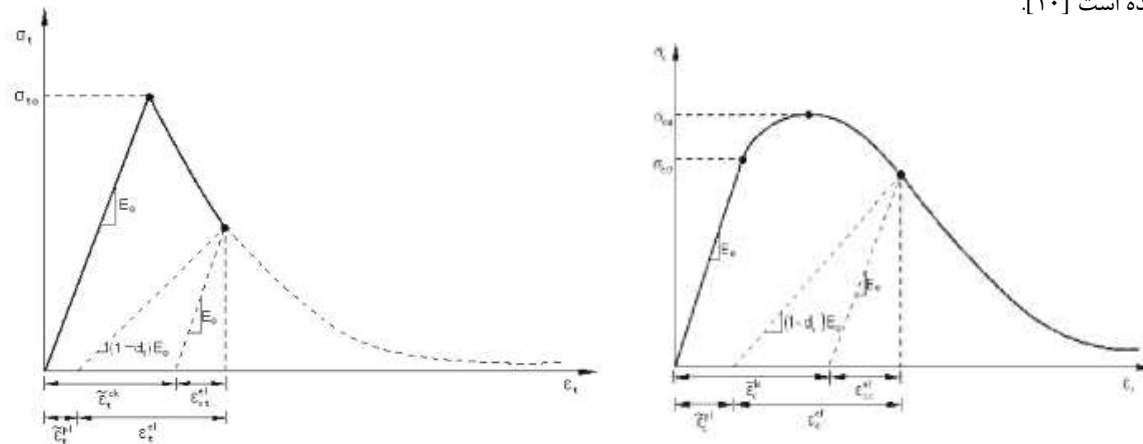
امروزه روش تحلیل اجزای محدود ابزار کارآمدی برای تحلیل اعضای سازه‌ای می‌باشد. مزیت این روش در مقایسه با روش آزمایشگاهی که زمان بر و با صرف هزینه بالا می‌باشد، دسترسی به اطلاعاتی از جمله چگونگی گسترش تنش‌ها و تغییرشکل‌ها می‌باشد. به منظور صحت‌سنجی مدل سازی عددی رفتار ستون‌های بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با استفاده از نوارهای فلزی پیش‌تنیده از نرم افزار عناصر محدود ABAQUS 6.12 استفاده شده است.

#### ۳-۱. انواع المان‌های سازه‌ای مدل

به منظور بیان رفتار ساختاری بتن از المان C3D8 استفاده شده است که المان هشت گرهی از نوع Solid می‌باشد. همچنین المان S4 نشان دهنده رفتار نوار فلزی بوده که المانی ۴ گرهی از نوع Shell و در هر گره دارای ۶ درجه آزادی (۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی) می‌باشد [۹]. المان Shell برای تحلیل سازه‌های پوسته‌ای نازک مناسب است.

#### ۳-۲. مدل مورد استفاده برای تعیین رفتار بتن

مدل مورد استفاده برای تحلیل اجزای محدود ستون بتنی، مدل پلاستیک آسیب دیده بتن می‌باشد. این مدل برای بارگذاری‌های مختلف کاربرد داشته و با بیان رفتار مجزای بتن در فشار و کشش رفتار این ماده را به صورت واقعی‌تری بیان می‌کند. در این مدل با استفاده از مفاهیم الاستیک آسیب دیده ایزوتروپیک و پلاستیک کششی و فشاری، رفتار غیرخطی بتن بیان می‌شود. این مدل قابلیت استفاده در محاسبات استاتیکی و دینامیکی را داراست. در شکل ۱ نمودارهای تنش-کرنش بتن در کشش و فشار تک محوره آورده شده است [۱۰].



شکل ۱. نمودارهای تنش-کرنش بتن در کشش و فشار تک محوره [۱۰]

پارامترهای خسارت پلاستیک بتن که در نرم افزار وارد می‌شوند، مطابق ذیل می‌باشند:  
 زاویه اتساع: از لحاظ فیزیکی زاویه اصطکاک داخلی بتن می‌باشد که با توجه به راستی آزمایشی و درستی نتایج آزمایشگاهی برابر ۴۵ درجه لحاظ شده است.  
 پتانسیل خروج از مرکزیت پلاستیک: عدد کوچک مثبتی است که برابر نسبت مقاومت کششی به مقاومت فشاری بتن بوده و مقدار پیش فرض آن ۰/۱ می‌باشد.  

$$\frac{f_{bo}}{f_{co}}$$
 نسبت مقاومت فشاری دو محوره بتن به مقاومت فشاری تک محوره آن می‌باشد و طبق نتایج حاصل از آزمایشات برابر ۱/۱۶ است.  
**K:** در مدل خسارت پلاستیک بتن مقدار پیش فرض این ضریب برابر ۰/۶۶۷ می‌باشد که بر اساس آزمایشات فشاری سه محوره و تحلیل‌های عددی پیشنهاد شده است.  
 پارامتر ویسکو الاستیک: این ضریب برای همگرایی بهتر گام‌ها در آباکوس بوده و مقدار ۰/۰۰۱ در مدل سازی استفاده شده است.

### ۳-۳. مدل سازی اندرکنش

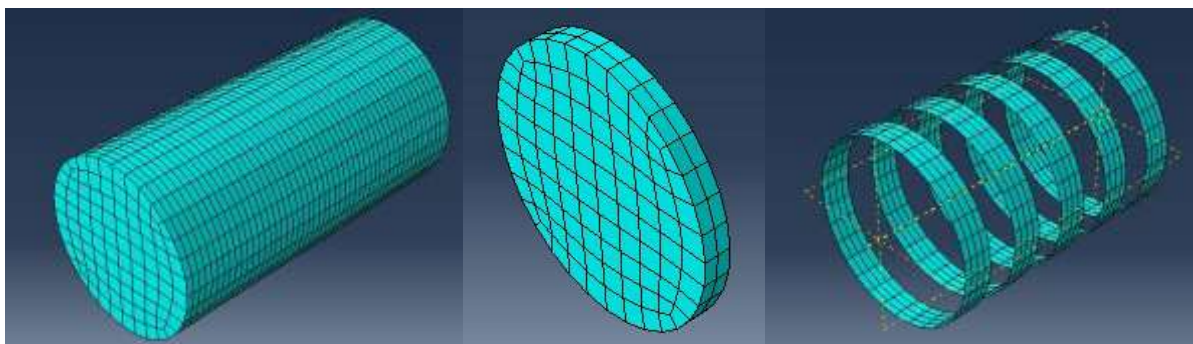
در مدل سازی‌ها برای ایجاد اندرکنش بین نوارهای فلزی و بتن از تماس سطح به سطح در نرم‌افزار آباکوس استفاده شده است [۱۱]. اثر متقابل سطوح تماسی بین نوارها و بتن از دو مولفه نرمال بر سطح و مماس بر سطح تشکیل می‌شود. مولفه‌های مماسی از حرکت نسبی سطوح و تنش‌های برشی اصطکاکی (در صورت وجود اصطکاک) تشکیل می‌شود. برای تعریف رفتار مماسی از ضریب اصطکاک ۰/۵ بین نوارهای فلزی و بتن استفاده شده است و در تعریف رفتار عمودی شرایط فشار نسبت به نفوذ سطح در تماس مشخص می‌شود که با انتخاب گزینه **Hard Contact** اجازه نفوذ دو سطح به یکدیگر داده نمی‌شود.

### ۳-۴. نوع تحلیل به کار رفته و نحوه بارگذاری

تحلیل مورد استفاده در پژوهش حاضر از نوع **Static, General** می‌باشد و برای مسائلی که در آن‌ها بتوان از اثرات اینرسی صرف نظر کرد، مورد استفاده قرار می‌گیرد. این تحلیل همچنین قادر به حل مسائل خطی و غیرخطی بوده و معادلات تعادل مستقل از زمان حل می‌گردد. بارگذاری مدل سازی مشابه شرایط آزمایشگاهی تحت کنترل تغییر مکان بوده و تغییر مکان به صورت استاتیکی با حرکت سطح بالا به طرف پایین اعمال می‌شود.

### ۳-۵. مش بندی

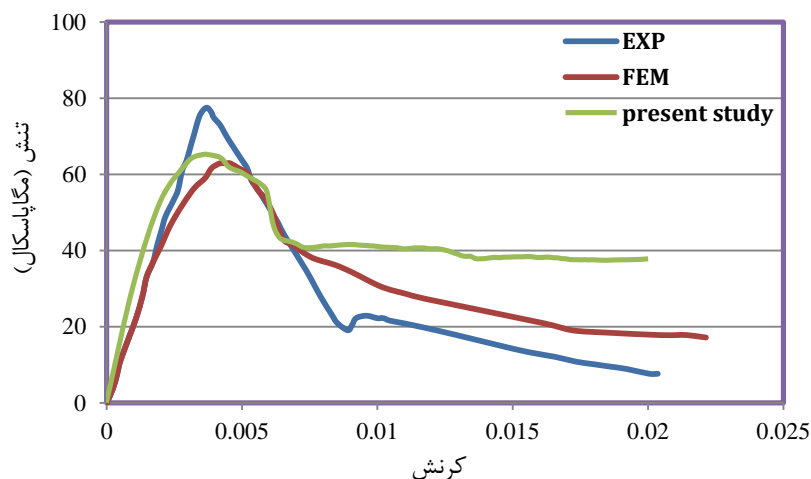
گام اول در گسسته‌سازی و حل معادلات ایجاد مش بندی مناسب در مدل می‌باشد. نوع شکل المان، تکنیک مش بندی و تعداد یا اندازه المان از مواردی است که باید در مش بندی عناصر مورد توجه قرار گیرد. در این مدل سازی برای اعضا سه بعدی نمونه بتنی و پرکننده از المان‌های شش وجهی و برای اعضای دو بعدی نوار فلزی از المان‌های چهارگوش استفاده شده است. در شکل ۲ نحوه مش بندی اعضا نشان داده شده است.



شکل ۲. مش بندی اعضا

#### ۴. بررسی صحت مدل سازی

جهت بررسی صحت سنجی تأثیر نوارهای فولادی بر رفتار ستون بتنی، خروجی نتایج مدل سازی عددی انجام شده توسط نرم افزار آباکوس به صورت منحنی تنش- کرنش آزمایشگاهی و تحلیلی نمونه استوانه‌ای  $۱۰ \times ۲۰$  سانتی متری محصور شده توسط نوار فلزی که توسط دکتر مقدم و همکارانش مورد بررسی قرار گرفته و نیز منحنی تحلیلی مدل حاضر در شکل ۳ نشان داده شده است.



شکل ۳. مقایسه منحنی تنش - کرنش

با توجه به شکل ۳، مدل سازی با نرم افزار آباکوس تا حد قابل قبولی رفتار نمونه را در مراحل مختلف پیش بینی کرده است. تا حدود ۸۰ درصد تنش فشاری ماکزیمم، سه منحنی تقریباً بر هم منطبق هستند. تنش فشاری ماکزیمم پیش بینی شده در مطالعه حاضر از تنش فشاری ماکزیمم پیش بینی شده توسط نمونه آزمایشگاهی حدود ۱۵ درصد کمتر و از تنش فشاری ماکزیمم پیش بینی شده مدل سازی توسط دکتر مقدم و همکارانش حدود ۵ درصد بیشتر است. شیب تیز در تنش فشاری ماکزیمم و افت ناگهانی نیرو پس از تنش فشاری ماکزیمم در منحنی آزمایشگاهی باعث وجود اختلاف در منحنی های آزمایشگاهی و تحلیلی می باشد.

#### ۵. طبقه بندی نمونه های تحلیلی

به منظور مدل سازی تحلیلی ایجاد ضعف عمدی در ستون های بتنی مسلح با سه حالت مختلف در نظر گرفته شده است. با در نظر گرفتن ستون هایی با مقطع دایره ای با طول  $۳/۶$  متر و قطر  $۱/۲$  متر و با لحاظ کردن ۳ حالت ضعف ایجاد شده، ۴ نمونه مطابق جدول ۲ در حالت ستون بتنی مسلح بدون تقویت شده و با اعمال نوارهای فلزی پیش تنیده به نمونه های مورد بررسی در مجموع ۹ نمونه ستون مورد بررسی قرار گرفته است.

جدول ۲. مشخصات ستون های مورد بررسی

نوع حالت	مقاومت میلگرد عرضی (مگاپاسکال)	مقاومت طولی (مگاپاسکال)	میلگرد عرضی	میلگرد طولی	مقاومت بتن (مگاپاسکال)	لاغری	نمونه
مرجع	۳۲۰	۳۲۰	$\Phi 12 \text{ at } 150 \text{ mm}$	$34\Phi 32$	۴۰	۳	C1
اول	۳۲۰	۳۲۰	$\Phi 12 \text{ at } 150 \text{ mm}$	$34\Phi 32$	۲۰	۳	C2
دوم	۸۰	۱۶۰	$\Phi 12 \text{ at } 150 \text{ mm}$	$34\Phi 32$	۴۰ (هسته) ۲۰ (پوشش)	۳	C3
سوم	۳۲۰	۳۲۰	$\Phi 12 \text{ at } 300 \text{ mm}$	$24\Phi 32$	۴۰	۳	C4

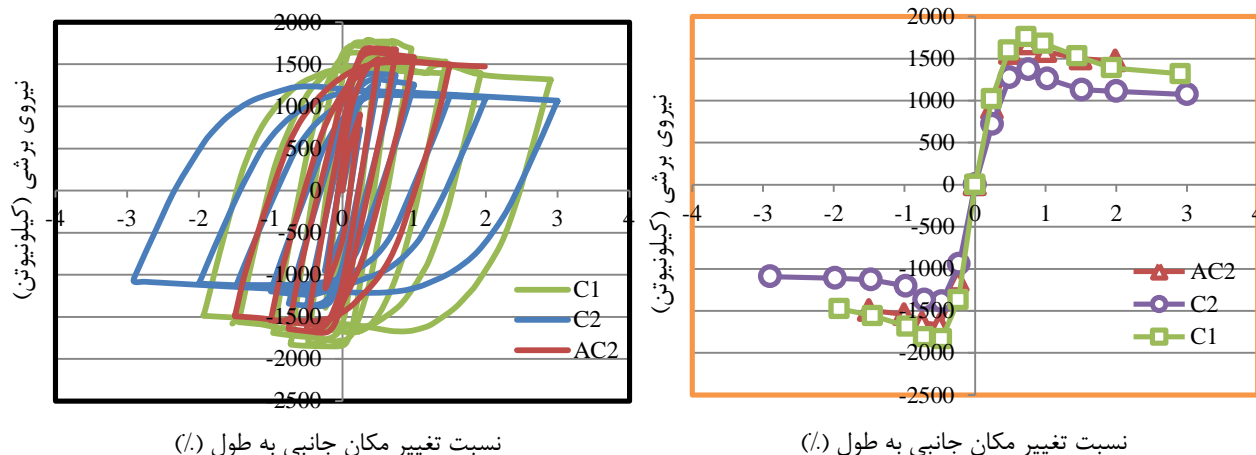
در جدول ۲، ستون C1 به عنوان ستون مرجع با مشخصات مطلوب می‌باشد. ضعف عمدی منظور شده برای ستون C2 کمبود مقاومت به اندازه ۵۰ درصد ستون مرجع و برای ستون C3 کمبود مقاومت بتن پوشش و مقاومت میلگردهای طولی و عرضی به علت خوردگی به ترتیب ۷۵ درصد و ۵۰ درصد کاهش یافته است. همچنین برای ستون‌های C4 نسبت به ستون C1 کمبود تعداد میلگردهای طولی و افزایش فاصله میلگردهای عرضی به علت تغییر در کاربری ستون می‌باشد. برای نوارهای پیش تنیده از ابعاد و مشخصات مقاومتی مورد استفاده در آزمایشگاه برای مقاوم‌سازی ستون‌ها توسط دکتر مقدم و همکارانش در نظر گرفته شده و مشخصات این نوارها در جدول ۳ آمده است.

جدول ۳. مشخصات نوارهای فلزی پیش تنیده برای محصورسازی نمونه‌های بتن مسلح

مدول الاستیسیته (گیگاپاسکال)	نیروی پیش تنیدگی (نیوتن)	کرنش نهایی	تنش نهایی (مگاپاسکال)	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	ضخامت (میلیمتر)	عرض (میلیمتر)
۲۰۰	۷۵۰۰	۰/۰۷	۹۹۷	۸۷۶	۰/۸	۳۲

### ۶. رفتار چرخه‌ای نمونه‌های تحلیلی

این بخش از پژوهش حاضر، شامل نتایج حاصل از تحلیل‌های صورت گرفته بر روی نمونه‌های ستون بتن مسلح بدون تقویت و مقاوم‌سازی شده با نوارهای فلزی پیش‌تنیده می‌باشد. بررسی تاثیر کاربرد نوارهای فلزی پیش‌تنیده بر روی رفتار چرخه‌ای و مشخصه‌های لرزه‌ای - شکل پذیری، سختی، مقاومت برشی و جذب انرژی - ستون‌های معیوب از اهداف پژوهش حاضر می‌باشد. در شکل ۴، مقایسه‌ای بین منحنی چرخه‌ای و پوش نیروی برشی حداکثر نمونه بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده AC2 با ستون C2 و ستون مرجع C1 انجام شده است. مطابق شکل، تعداد سیکل‌های جابجایی تحمل شده توسط نمونه مقاوم‌سازی شده کمتر است ولی مقاومت جانبی این نمونه نسبت به نمونه C2 حدود ۲۵ درصد افزایش یافته است، ولی به مقاومت جانبی ستون مرجع نرسیده است. همچنین افت نسبی برش نیز بعد از سیکل چهارم در ناحیه فشار در نمونه مقاوم‌سازی شده ناچیز بوده ولی در نمونه‌های C1 و C2 قابل ملاحظه است. در نمونه مقاوم‌سازی شده گسیختگی با شکست نوارهای انتهایی ستون شروع می‌شود و ترک‌هایی در بتن قسمت انتهایی ستون ایجاد شده و ستون خراب می‌شود. همچنین برای ستون مقاوم‌سازی شده میزان ظرفیت برشی ستون در سیکل‌های برابر نسبت به ستون معیوب C2 افزایش یافته است ولی از ستون مرجع اندکی کمتر است. میزان کاهش مقاومت برشی بتن بعد از نقطه حداکثر برای ستون تقویت‌شده کمتر می‌باشد و نیز مقدار سختی ستون نسبت به ستون C2 حدود ۲۵ درصد افزایش یافته است ولی سختی ستون C1 از سختی ستون مقاوم شده ۱۵ درصد بیشتر است.



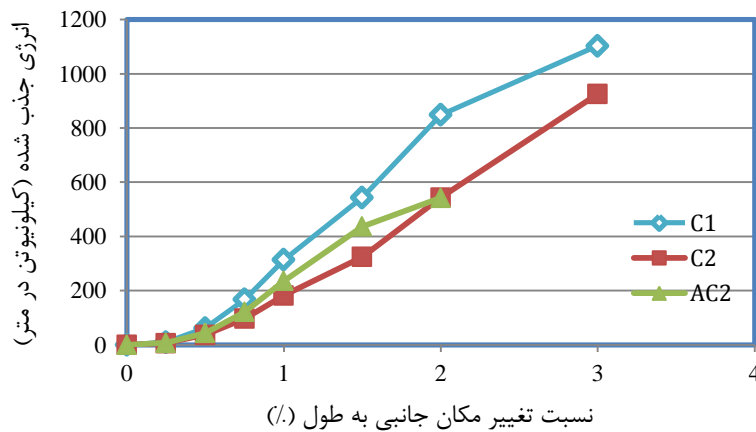
شکل ۴. مقایسه منحنی چرخه‌ای و متناظر پوش نیروی برشی ستون‌های معمولی C1 و C2 با ستون مقاوم‌سازی شده AC2

مقایسه پارامترهای سختی، شکل پذیری و مقاومت برشی نمونه‌های C1، C2 و AC2 در جدول ۴ نشان می‌دهد مقاومت برشی و سختی با تقویت ستون افزایش می‌یابد ولی به مقادیر مقاومت برشی و سختی نمونه مرجع نمی‌رسد و همچنین شکل پذیری ستون مقاومت‌سازی شده نسبت به ستون معیوب ۵ درصد کاهش می‌یابد.

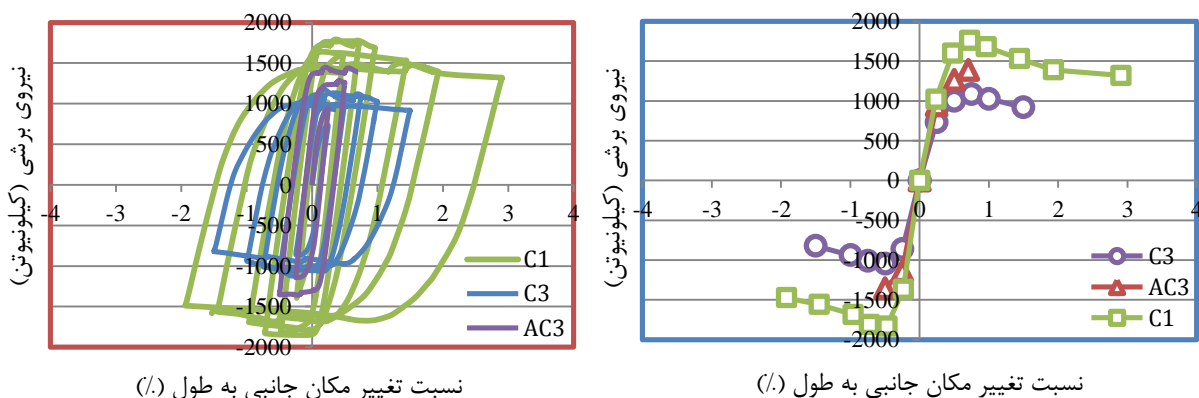
جدول ۴. پارامترهای سختی، شکل پذیری و مقاومت برشی برای نمونه‌های C1، C2 و AC2

نمونه	شکل پذیری	مقاومت برشی (کیلو نیوتن)	سختی (کیلو نیوتن بر متر)
C1	۳/۹۵	۱۷۹۲	۱۱۹۸۲۶
C2	۴/۳۳	۱۳۷۴	۸۱۲۳۲
AC2	۴/۱۵	۱۶۹۱	۱۰۲۲۴۸

در شکل ۵ مقایسه بین میزان انرژی جذب شده تجمعی برای ستون‌های C1، C2 و AC2 صورت گرفته است. مطابق این شکل، میزان انرژی جذب شده در طی سیکل‌های برابر برای نمونه مقاومت‌سازی شده نسبت به ستون معیوب افزایش یافته است ولی به میزان انرژی ستون مرجع نرسیده است.



شکل ۵. مقایسه بین میزان انرژی جذب شده تجمعی برای ستون‌های C1، C2 و AC2



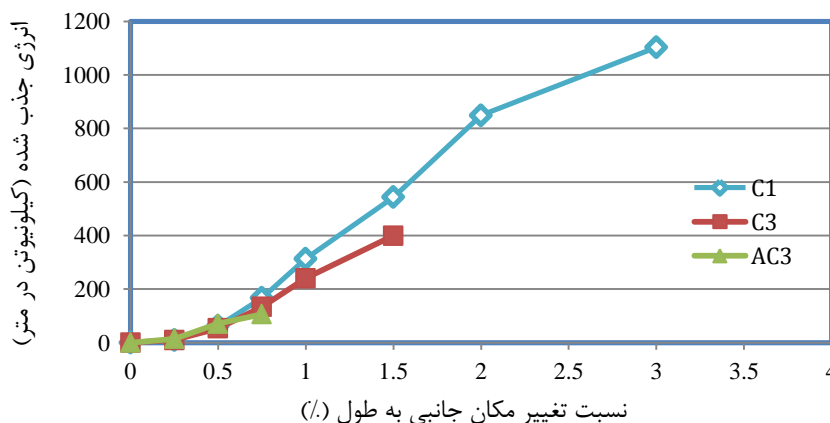
شکل ۶. مقایسه منحنی چرخه‌ای و متناظر پوش نیروی برش حداکثر ستون‌های معمولی C1 و C3 با ستون مقاومت‌سازی شده AC3

در شکل ۶ مقایسه‌ای بین منحنی چرخه‌ای و پوش نیروی برشی حداکثر نمونه مقاوم‌سازی شده با ستون C3 و نیز ستون مرجع C1 صورت گرفته است. همانطور که در شکل ملاحظه می‌شود، تعداد سیکل‌های جابجایی تحمل شده توسط نمونه مقاوم‌سازی شده کمتر است، ولی مقاومت جانبی این نمونه نسبت به نمونه C3 حدود ۲۰ درصد افزایش یافته است، ولی از مقدار مقاومت جانبی نمونه مرجع ۲۵ درصد کمتر می‌باشد. مطابق این شکل برای ستون مقاوم‌سازی شده میزان ظرفیت برشی ستون در سیکل‌های برابر افزایش یافته است ولی میزان شکل‌پذیری کاهش داشته است. همچنین میزان سختی ستون نسبت به ستون C3 حدود ۲۷ درصد افزایش یافته ولی از سختی ستون مرجع حدود ۱۲ درصد کمتر می‌باشد.

جدول ۵. پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و مقاومت برشی برای نمونه‌های C1، C3 و AC3

نمونه	شکل پذیری	مقاومت برشی (کیلو نیوتن)	سختی (کیلو نیوتن بر متر)
C1	۳/۹۵	۱۷۹۲	۱۱۹۸۲۶
C3	۳/۸۹	۱۱۲۳	۸۲۷۶۵
AC3	۱/۷۸	۱۳۵۸	۱۰۵۴۲۲

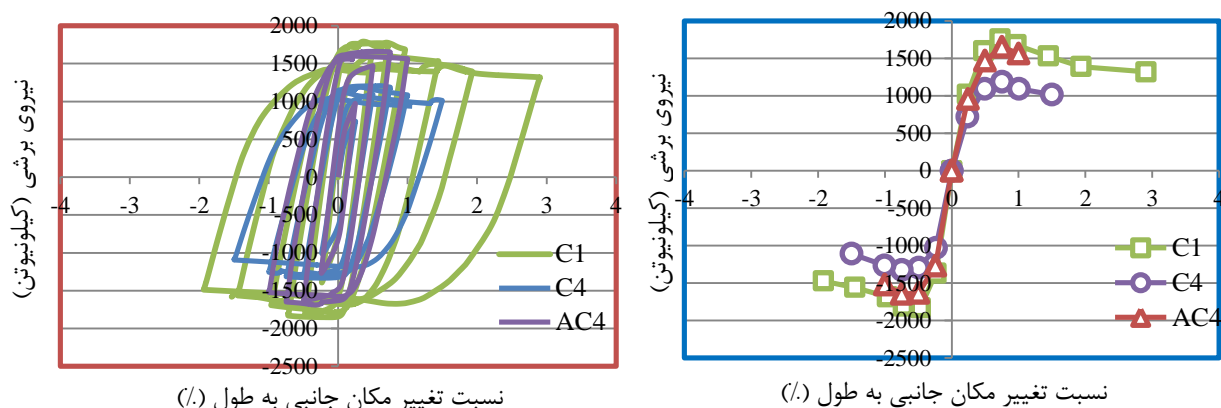
در جدول ۵ پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و مقاومت برشی برای نمونه‌های C1، C3 و AC3 نشان داده شده است. کاهش ۵۵ درصدی شکل‌پذیری نسبت به ستون معیوب به دلیل متحمل شدن تعداد سیکل‌های جابجایی کم و افزایش نسبی سختی از مواردی است که می‌توان برای ستون تقویت شده AC3 ذکر کرد. همچنین مقایسه میزان انرژی جذب شده تجمعی در شکل ۷ نشان می‌دهد که میزان انرژی جذب شده در طی دو سیکل اول برای نمونه AC3 از هر دو نمونه مرجع و معیوب بیشتر است ولی میزان انرژی جذب شده کلی برای این ستون خیلی کمتر می‌باشد.



شکل ۷. مقایسه بین میزان انرژی جذب شده تجمعی برای ستون‌های C1، C3 و AC3

در شکل ۸ مقایسه بین منحنی چرخه‌ای و پوش نیروی برشی حداکثر نمونه AC4 با ستون C4 و ستون مرجع C1 انجام شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود تعداد سیکل‌های جابجایی تحمل شده توسط نمونه مقاوم‌سازی شده کمتر است ولی مقاومت جانبی این نمونه نسبت به نمونه C2 حدود ۲۳ درصد افزایش یافته است در حالی که از مقاومت ستون مرجع حدود ۱۷ درصد کمتر می‌باشد. در نمونه مقاوم‌سازی شده، قسمت انتهایی ستون شروع به خرد شدن کرده و بدون گسیختگی نوارها بتن فرو می‌ریزد. همچنین برای ستون مقاوم‌سازی شده میزان ظرفیت برشی ستون در سیکل‌های برابر نسبت به ستون معیوب افزایش یافته و تقریباً بر ستون مرجع منطبق است. میزان شکل‌پذیری نمونه مقاوم شده هم کاهش داشته است. همچنین میزان سختی آن حدود ۲۰ درصد نسبت به ستون C4 افزایش یافته و میزان سختی نسبت به ستون مرجع ۱۷ درصد کاهش نشان می‌دهد.





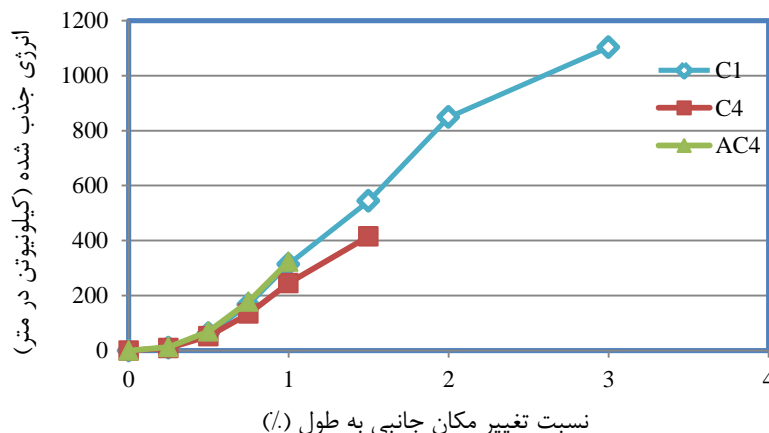
شکل ۸. مقایسه منحنی چرخه‌ای و متناظر پوش نیروی برش حداکثر ستون‌های معمولی C1 و C4 با ستون مقاوم‌سازی شده AC4

در جدول ۶ پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و مقاومت برشی برای نمونه‌های C1، C4 و AC4 نشان داده شده است. افزایش قابل توجه مقاومت برشی و سختی و کاهش ۴۰ درصدی شکل‌پذیری ستون AC4 نسبت به ستون C4 از نکات قابل ذکر داده‌های این جدول می‌باشد.

جدول ۶. پارامترهای سختی، شکل‌پذیری و مقاومت برشی برای نمونه‌های C1، C4 و AC4

نمونه	شکل‌پذیری	مقاومت برشی (کیلو نیوتن)	سختی (کیلو نیوتن بر متر)
C1	۳/۹۵	۱۷۹۲	۱۱۹۸۲۶
C4	۳/۴۴	۱۲۰۸	۸۲۲۶۲
AC4	۲/۰۸	۱۴۸۳	۹۹۵۸۳

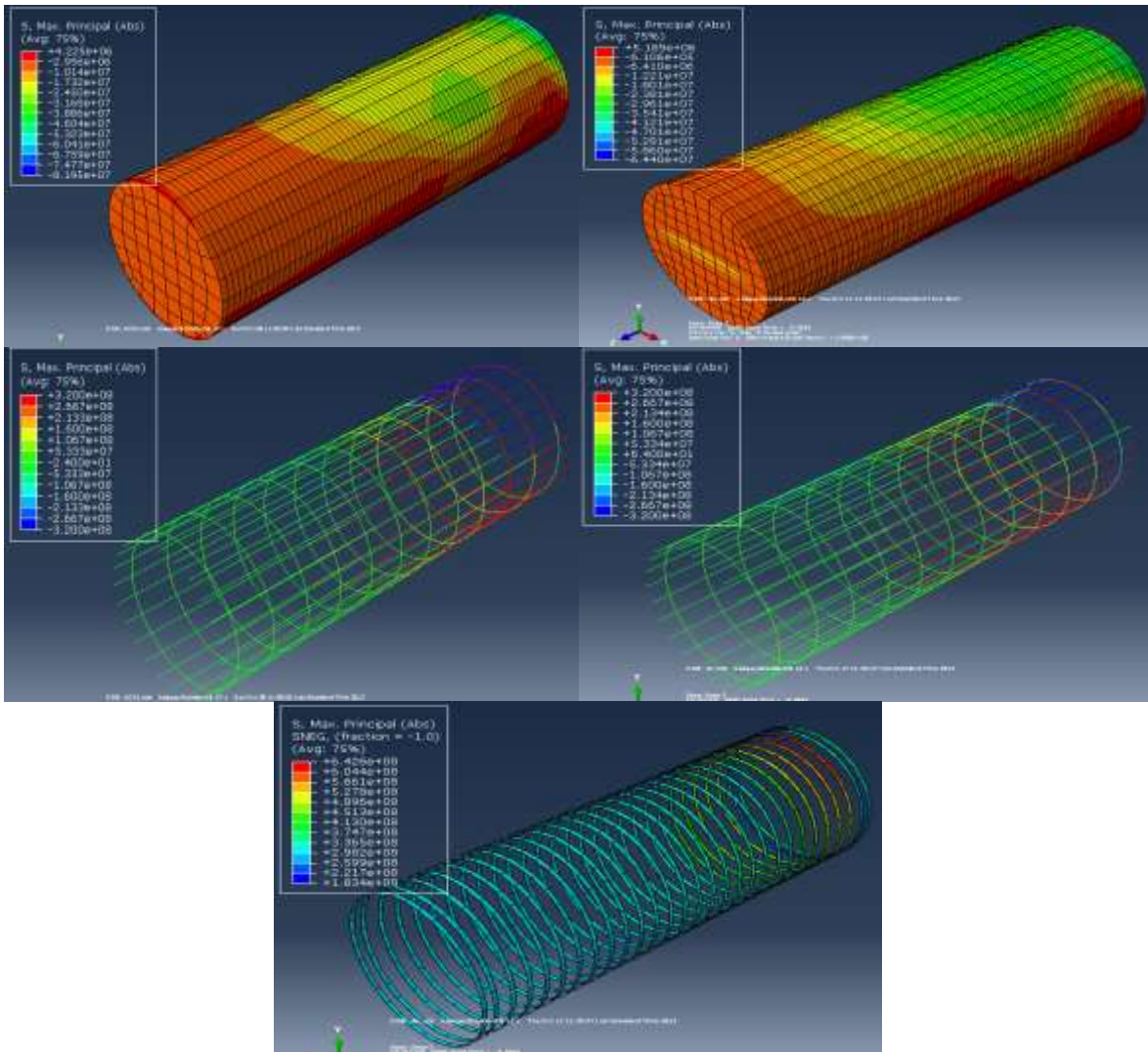
مقایسه بین میزان انرژی جذب شده تجمعی برای ستون‌های C1، C4 و AC4 شکل ۹ نشان می‌دهد میزان انرژی جذب شده برای ستون مقاوم‌سازی شده در طی سیکل‌های جابجایی یکسان تقریباً با ستون مرجع C1 برابر می‌باشد. ولی به علت تحمل کردن سیکل‌های جابجایی کمتر نسبت به دو ستون دیگر میزان انرژی جذب شده کلی آن کمتر است.



شکل ۹. مقایسه بین میزان انرژی جذب شده تجمعی برای ستون‌های C1، C4 و AC4

۶-۱. مقایسه بین کانتورهای تنش ستون تقویت نشده و ستون تقویت شده

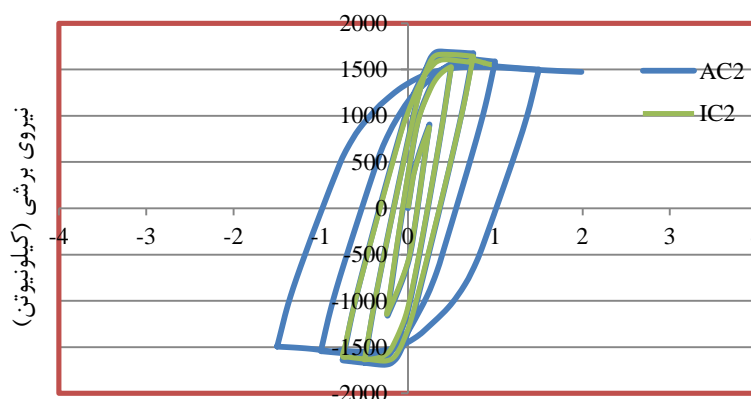
در شکل ۱۰ مقایسه کانتورهای تنش بین ستون C4 و AC4 صورت گرفته است. در این شکل ستون و میلگردهای مربوط به نمونه تقویت نشده در سمت چپ و ستون و میلگردهای مربوط به نمونه تقویت شده در سمت راست نشان داده شده است. شکل پایین هم مربوط به نوارهای پیش‌تنیده اطراف ستون در پایان تحلیل می‌باشد. نحوه توزیع تنش در دو ستون تقریباً مشابه است و هر دو ستون در قسمت انتهایی خود به دلیل مقید بودن تنش‌های بیشتری را تحمل می‌کنند. در مقایسه بین میلگردهای دو نمونه نیز می‌توان ذکر کرد که میلگردهای قسمت انتهایی ستون در هر دو نمونه به حد تسلیم رسیده‌اند ولی مقدار بیشتری از میلگردهای نمونه تقویت نشده به تنش تسلیم ۳۲۰ مگاپاسکال رسیده است. ستون C4 در زمان ۰/۵ ثانیه و ستون AC4 در زمان ۰/۳۸۵ ثانیه دچار خرابی شده‌اند. در مورد نوارها نیز می‌توان بیان کرد که به دلیل فاصله کم دو نوار اول انتهایی ستون از یکدیگر، تنش وارده بر این نوارها خیلی زیاد نیست ولی به دلیل افزایش فاصله از نوار دوم به بعد، نوار سوم بیشترین تنش را در قسمت بالایی ستون تحمل می‌کند. مشاهده می‌شود که با فاصله گرفتن از انتهای ستون تنش وارده به نوارها هم رفته رفته کمتر می‌شود. البته قابل ذکر است که در پایان تحلیل هیچ یک از نوارها به مقاومت تسلیم خود نرسیده و گسیخته نشده‌اند.



شکل ۱۰. مقایسه کانتورهای تنش اصلی بین ستون C4 و AC4

### ۲-۶. تأثیر کاهش لایه‌های نوارهای فلزی با افزایش فاصله بین نوارها

به منظور بررسی تأثیر تعداد لایه‌های نوار فلزی برای مقاوم‌سازی ستون‌ها، به عنوان نمونه ستون AC2 با کاهش تعداد لایه‌های نوار فلزی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور دو نوار در فاصله ۴۰ میلی‌متری از ابتدا و انتهای ستون قرار گرفته و نوارهای بعدی در فواصل ۱۹۲ میلی‌متری از هم قرار گرفتند (ستون IC2)، به عبارتی فاصله نوارها نسبت به ستون AC2 دو برابر گردید. در شکل ۱۱ منحنی چرخه‌ای ستون IC2 به همراه ستون AC2 نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود ستون IC2 نسبت به ستون AC2 تعداد سیکل‌های جابجایی کمتری تحمل می‌کند، ولی در سیکل‌های متحمل شده منطبق بر ستون AC2 می‌باشد. بنابراین دو ستون تقریباً مقاومت برشی و سختی یکسانی دارند و همچنین میزان انرژی جذب شده در چرخه‌های یکسان برای دو ستون به یک میزان می‌باشد. ملاحظه می‌شود که کاهش تعداد لایه‌های نوار باعث کاهش ضریب شکل‌پذیری از ۴/۱۵ به ۱/۹۷ می‌گردد و میزان انرژی جذب شده کلی هم از ۵۴۲ کیلو نیوتن در متر به ۱۲۶ کیلو نیوتن در متر معادل ۷۵ درصد کاهش می‌یابد.

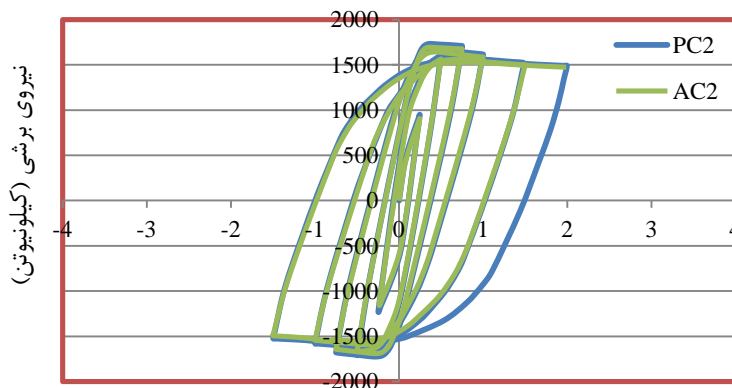


نسبت تغییر مکان جانبی به طول (%)

شکل ۱۱. مقایسه منحنی چرخه‌ای ستون‌های AC2 و IC2

### ۳-۶. تأثیر تراز نیروی پیش‌تنیدگی نوارهای فلزی

برای بررسی تأثیر تراز نیروی پیش‌تنیدگی نوارهای فلزی در مقاوم‌سازی ستون‌ها، نیروی پیش‌تنیدگی نوارها در نمونه معیوب C2 بیشتر از یک سوم کرنش تسلیم آن در نظر گرفته شده است و نیرو به ۹۵۸۰ نیوتن افزایش داده شد (ستون PC2). در شکل ۱۲ منحنی چرخه‌ای ستون PC2 به همراه ستون بتنی مسلح مقاوم‌سازی شده AC2 نشان داده شده است.



نسبت تغییر مکان جانبی به طول (%)

شکل ۱۲. مقایسه منحنی چرخه‌ای ستون‌های AC2 و PC2

همان طور که از شکل ۱۲ مشاهده می‌شود در دو ستون در حالت مقاوم سازی شده و افزایش یافته نیروی پیش تنیدگی سختی، مقاومت برشی و انرژی جذب شده در سیکل‌های مشابه تقریباً برابر می‌باشد. همچنین شکل پذیری دو ستون یکسان بوده و تنها تفاوت آنها افزایش تعداد سیکل‌های تحمل شده برای ستون با تراز نیروی پیش تنیده بالاتر می‌باشد که انرژی جذب شده کلی آن معادل ۲۰ درصد افزایش می‌یابد.

## ۷. جمع بندی

در پژوهش حاضر رفتار ستون‌های بتن مسلح در دو حالت بدون تقویت و تقویت شده با نوارهای فلزی پیش تنیده بر مبنای مدل‌سازی عناصر محدود مورد بررسی قرار گرفت. در تمامی مدل‌سازی‌ها ستون‌ها تحت اثر توأم بار محوری و بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفتند. با ایجاد سه ضعف عمدی در ستون - کاهش مقاومت بتن، کاهش توأم مقاومت بتن پوشش و مقاومت میلگردهای طولی و عرضی، کاهش تعداد میلگردهای طولی و افزایش فاصله میلگردهای عرضی - جهت بروز رفتار نامطلوب اقدام شد. در ادامه به منظور رفع نقایص موجود، مدل‌سازی ستون‌های مقاوم‌سازی شده با نوارهای پیش‌تنیده صورت گرفته و مقایسه‌ای به لحاظ بهبود در مقاومت برشی، شکل پذیری، سختی و میزان انرژی جذب شده ستون‌ها انجام شد و نتایج حاصل مورد بررسی قرار گرفت. در نهایت مقایسه‌ای بین ستون‌های تقویت شده با ایجاد تغییراتی در نحوه محصورسازی آنها از قبیل افزایش فاصله نوارهای فلزی و افزایش تراز نیروی پیش‌تنیدگی انجام گرفت. با بررسی نمودارها و جداول به دست آمده در پژوهش حاضر می‌توان به نتایج زیر اشاره نمود:

- ۱- در بین ستون‌های بدون تقویت معیوب، ستون C2 - ستون با کاهش مقاومت بتن - بیشترین شکل پذیری را دارا می‌باشد.
- ۲- با مقاوم‌سازی ستون‌های معیوب با استفاده از نوارهای فلزی پیش‌تنیده، مقاومت برشی آنها افزایش می‌یابد، ولی به مقاومت برشی ستون‌های مرجع نمی‌رسد.
- ۳- با مقاوم‌سازی ستون‌های معیوب توسط نوارهای فلزی پیش‌تنیده، سختی آنها افزایش می‌یابد.
- ۴- میزان انرژی جذب شده با مقاوم‌سازی ستون‌ها در طی سیکل‌های جابجایی یکسان افزایش می‌یابد، ولی میزان انرژی جذب شده کلی برای این ستون‌ها به دلیل متحمل شدن سیکل‌های جابجایی کمتر، کاهش نشان می‌دهد.
- ۵- با افزایش فاصله بین نوارها، شکل پذیری و میزان انرژی جذب شده کلی ستون کاهش می‌یابد، ولی مقاومت برشی و سختی ستون مقاوم شده تقریباً بدون تغییر باقی می‌ماند.
- ۶- افزایش تراز نیروی پیش‌تنیدگی از مقدار یک سوم تنش تسلیم به بعد، تأثیری در شکل پذیری، مقاومت برشی و سختی ستون مقاوم سازی شده ندارد و فقط مقدار انرژی جذب شده افزایش می‌یابد.

## ۸. فهرست مراجع

- [1] Choi, E., Park, J., Nam, T-H., Yoon, S-J. A new steel jacketing method for RC columns. Magazine of Concrete Research, 2009 (61): 787-796.
- [2] Lai, M-H., Ho, J-C-M. Axial strengthening of thin-walled concrete-filled-steel-tube columns by circular steel jackets. Thin-Walled Structures, 2015 (97): 11-21.
- [3] Choi, E., Jeon, J-S., Cho, B-S., Park, K. External jacket of FRP wire for confining concrete and its advantages. Engineering Structures, 2013 (56): 555-566.
- [4] H. Moghaddam, M. Samadi, K. Pilakoutas, S. Mohebbi, Axial compressive behavior of concrete actively confined by metal strips; part A: experimental study, Materials and Structures, 2010 (43):1369-1381.
- [5] H. Moghaddam, M. Samadi, S. Mohebbi, K. Pilakoutas, LATERAL POST-TENSIONED METAL STRIPS FOR STRENGTH AND DUCTILITY ENHANCEMENT OF CONCRETE COLUMNS: INVESTIGATION OF SIZE AND SHAPE EFFECTS, The 14th World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.

- [6] M. Saatcioglu, S. Chakrabarti, R. Selby, D. Mes, IMPROVING DUCTILITY AND SHEAR CAPACITY OF REINFORCED CONCRETE COLUMNS WITH THE RETRO-BELT<sup>Ô</sup> RETROFITTING SYSTEM , 2001.
- [7] H. Moghaddam, M. Samadi, S. Mohebbi, ON THE EFFECT OF EXTERNAL ACTIVE CONFINEMENT ON SPIRALLY REINFORCED CONCRETE COLUMNS, The 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [8] H. Moghaddam, M. Samadi, REPAIR AND RETROFIT OF RC COLUMNS WITH PRESTRESSED BANDS FOR IMPROVED SEISMIC BEHAVIOUR, 3rd International Conference on Concrete & Development.
- [9] Goto, Y., Kumar, G., Kawanishi, N. Nonlinear Finite-element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular steel columns with in-filled concrete. Journal of Structural Engineering, 2010 (136): 1413-1422.
- [10] ABAQUS. ABAQUS Standard User's Manual , Version 6.12. Providence, RI (USA): Dassault Systemes Corp, 2012.
- [11] Tao, Z., Wang, Z-B., Yu, Q. Finite element modelling of concrete-filled steel stub columns under axial compression. Journal of Constructional Steel Research, 2013 (89): 121-131.