

# ارزیابی آزمایشگاهی ستون‌های بتن مسلح با میلگردهای ساده با انواع وصله‌های همپوشانی بهسازی شده به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح

علی سیفی\* (دکتری)

عبدالله حسینی (دانشیار)

محمدصادق معرفت (استاد)

محمد خانمحمدی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران شهریه، زمستان ۱۳۹۸  
دوری ۲ - ۳۵، شماره ۴/۲، ص. ۸۶-۷۵

ساختمان‌های بتن مسلح که قبل از دهه‌ی ۱۹۷۰ ساخته شده‌اند، فاقد جزئیات لرزه‌یی هستند و میلگردهای طولی آن‌ها به سه صورت: فاقد وصله، با وصله‌ی همپوشانی مستقیم و یا با وصله‌ی همپوشانی قلاب‌دار اجرا شده‌اند. در پژوهش حاضر، بهسازی لرزه‌یی ستون‌های بتن مسلح قدیمی با میلگردهای ساده به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM) به عنوان یک روش نوین و اجرایی به صورت آزمایشگاهی و نیز تأثیر وصله‌های مختلف میلگردهای طولی در رفتار ستون‌ها ارزیابی و بررسی شده است. شش نمونه ستون با مقیاس ۵/۰، شامل سه نمونه‌ی کنترلی با وصله‌های مختلف فاقد جزئیات لرزه‌یی و سه نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM با میلگردهای فولادی تحت بارهای محوری ثابت و جانبی چرخه‌یی افزایش یافته آزمایش شده‌اند. نتایج نشان داد روش بهسازی به طور قابل توجهی سبب افزایش مقاومت خمشی و بهبود پارامترهای لرزه‌یی، شامل: استهلاک انرژی، میرایی هیستریزس و شاخص خسارت می‌شود. به دلیل تشکیل ناحیه‌ی فشاری در هسته‌ی ستون کنترلی با وصله‌ی قلاب‌دار، خسارت‌های شدیدی در ناحیه‌ی وصله رخ داد که باعث کاهش ظرفیت باربری محوری ستون‌های با وصله‌ی قلاب‌دار پس از زلزله می‌شود. بنابراین، بهسازی لرزه‌یی آن‌ها، اولویت بالایی دارد. دورگیری مناسب ناحیه‌ی وصله‌ی ستون‌های مذکور از گسترش خسارت‌ها جلوگیری می‌کند و تشکیل پایدار ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها باعث افزایش مقاومت جانبی و بهبود عملکرد لرزه‌یی آن‌ها می‌شود.

واژگان کلیدی: ستون بتن مسلح، میلگرد ساده، وصله‌ی همپوشانی، روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح، بهسازی لرزه‌یی.

aliseifi@ut.ac.ir  
hosseiniaby@ut.ac.ir  
mmarefat@ut.ac.ir  
mkhan@ut.ac.ir

## ۱. مقدمه

در دهه‌های اول ساخت ساختمان‌های بتن مسلح به دلیل عدم توسعه‌ی آیین‌نامه‌ها و استانداردها، جزئیات میلگردگذاری، اعم از: نوع وصله، طول مهار، طول وصله‌ی همپوشانی، مشخصات هندسی قلاب‌ها و خم میلگردها به صورت تجربی اجرا شده است. ساختمان‌های بتن مسلح، عموماً برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند و با وجود قرارگیری در مناطق لرزه‌خیز، فاقد جزئیات لرزه‌یی هستند.<sup>[۱]</sup> استفاده از

میلگردهای ساده به عنوان تسلیح در ساختمان‌های بتنی که پیش از دهه‌ی ۱۹۷۰ ساخته شده‌اند، در اروپا و کشورهایمانند: ایران، ترکیه و نیوزلند که از دانش فنی اروپا در آن سال‌ها استفاده می‌کرده‌اند، رایج بوده است.<sup>[۲]</sup> تجربه‌ی زلزله‌های اخیر نشان می‌دهد که ساختمان‌های بتنی در برابر بارهای لرزه‌یی آسیب‌پذیر هستند و ارزیابی لرزه‌یی و ارائه‌ی طرح بهسازی برای آن‌ها ضروری و لازم است.<sup>[۳]</sup> لذا در سال‌های اخیر، پژوهش‌هایی در حوزه‌ی اشاره شده بر روی رفتار ستون‌ها،<sup>[۴-۷]</sup> تیرها،<sup>[۸]</sup> و اتصال‌های تیر-ستون،<sup>[۹-۱۱]</sup> ساختمان‌های بتنی انجام شده است. به دلیل تناسب هندسی ساختمان‌های قابی بتن مسلح قدیمی و عدم برقراری

در دهه‌های اول ساخت ساختمان‌های بتن مسلح به دلیل عدم توسعه‌ی آیین‌نامه‌ها و استانداردها، جزئیات میلگردگذاری، اعم از: نوع وصله، طول مهار، طول وصله‌ی همپوشانی، مشخصات هندسی قلاب‌ها و خم میلگردها به صورت تجربی اجرا شده است. ساختمان‌های بتن مسلح، عموماً برای بارهای ثقلی طراحی شده‌اند و با وجود قرارگیری در مناطق لرزه‌خیز، فاقد جزئیات لرزه‌یی هستند.<sup>[۱]</sup> استفاده از

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳/۱۰/۱۳۹۶، اصلاحیه ۱۸/۱۱/۱۳۹۷، پذیرش ۲۳/۳/۱۳۹۷.

DOI:10.24200/J30.2018.5636.2254

جدول ۱. مشخصات نمونه‌های آزمایشگاهی.

گروه‌بندی	نام نمونه	مقاومت فشاری بتن $f_c (MPa)$	وضعیت وصله میلگردهای طولی	تسلیح NSM	دورپیچ پای ستون
نمونه‌های کنترلی	WL-C	۲۵٫۵۵	فاقد وصله	-	-
	SL-C	۲۵٫۶۰	وصله‌ی همپوشانی مستقیم (طول وصله: $4^\circ db$ )	-	-
	HL-C	۲۸٫۰۱	وصله‌ی همپوشانی قلابدار (طول وصله: $4^\circ db$ )	-	-
نمونه‌های تقویت شده	WL-C	۲۴٫۰۴	فاقد وصله	۴ عدد میلگرد فولادی (قطر: ۱۲ میلی‌متر) سه لایه دورپیچ CFRP (ارتفاع: $50^\circ$ میلی‌متر)	
	SL-S	۲۴٫۸۷	وصله‌ی همپوشانی مستقیم (طول وصله: $4^\circ db$ )		
	HL-S	۲۷٫۳۰	وصله‌ی همپوشانی قلابدار (طول وصله: $4^\circ db$ )		

افزایش کارایی تسلیح NSM اجرا شده است. همچنین در مطالعه‌ی حاضر، تأثیر روش NSM در بهسازی لرزه‌ی ستون‌های بتن مسلح با میلگردهای ساده و با وصله‌های مختلف میلگردهای طولی به صورت آزمایشگاهی بررسی شده است. در ادامه، مشاهده‌های آزمایشگاهی و نتایج به‌دست آمده ارائه، بررسی و مقایسه شده‌اند.

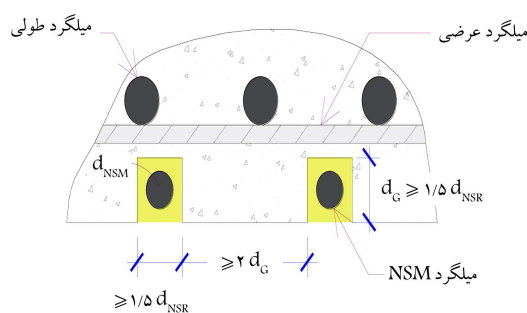
## ۲. برنامه‌ی آزمایشگاهی

نمونه‌های آزمایشگاهی از یک سازه‌ی بتنی ۳ طبقه‌ی موجود، با ارتفاع طبقات ۵ متر و طول دهانه‌ی ۸ متر و با فرض نقطه‌ی عطف در وسط ارتفاع ستون استخراج شده‌اند. هندسه و جزئیات میلگردگذاری بر مبنای ساختمان‌های بتن مسلح ساخته شده قبل از دهه‌ی ۱۹۷۰ در ایران است. شش نمونه ستون با مقیاس  $0.75^\circ$  و با مقطع مربعی به ابعاد  $25^\circ \times 25^\circ$  میلی‌متر و ارتفاع  $135^\circ$  میلی‌متر مطابق جدول ۱ در آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه تهران ساخته شدند و بار جانبی در تراز  $125^\circ$  میلی‌متری از روی پایه به نمونه‌ها اعمال می‌شد. میلگردهای طولی و عرضی نمونه‌ها از نوع میلگرد ساده و مقاومت هدف بتن برابر ۲۵ مگاپاسکال بود. نمونه‌ها، چهار عدد میلگرد طولی به قطر  $14^\circ$  میلی‌متر و میلگردهای عرضی به قطر  $8^\circ$  میلی‌متر با فواصل یکسان  $15^\circ$  میلی‌متر داشتند. با توجه به اعمال بارهای محوری و جانبی در بالای نمونه‌ها، فاصله‌ی میلگردهای عرضی در آنجا به منظور جلوگیری از خسارت‌های موضعی احتمالی کمتر بود. میلگردهای عرضی مقطع به اندازه‌ی بود که مقاومت برشی ستون‌ها کافی باشد. در بررسی مستندها و نقشه‌های ساختمان‌های بتن مسلح قدیمی مشخص شد که در آن‌ها، وصله‌ی همپوشانی مستقیم براساس سنت مهندسی آمریکا و وصله‌ی همپوشانی قلابدار براساس سنت مهندسی اروپا وجود دارد.

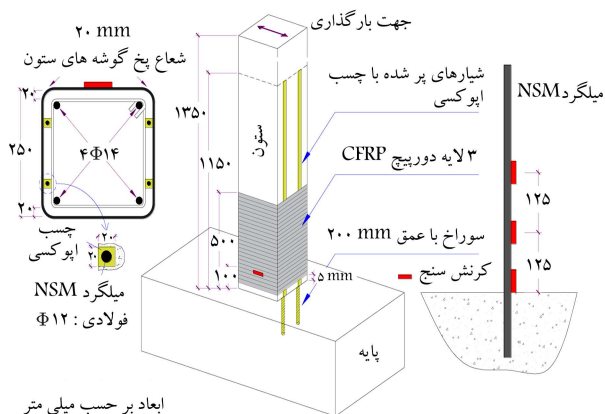
سه نمونه‌ی کنترلی بدون تقویت و با انواع وصله‌های میلگردهای طولی، شامل نمونه‌ی فاقد وصله (WL)<sup>۷</sup>، نمونه با وصله‌ی همپوشانی مستقیم (SL)<sup>۸</sup> و نمونه با وصله‌ی همپوشانی قلابدار (HL)<sup>۹</sup> بودند. مطابق شکل ۱، نمونه‌ی WL در واقع معرف وضعیت نیمه‌ی بالایی ستون (زیر سقف طبقه) است که میلگردهای طولی آن فاقد وصله است و نمونه‌های SL و HL معرف وضعیت نیمه‌ی پایینی ستون در بالای پی یا بالای تراز طبقه هستند که میلگردهای طولی آن‌ها، وصله دارند. براساس مراجع و آیین‌نامه‌های قدیمی، تنش مجاز پیوستگی بین بتن و فولاد برای میلگردهای

اصل ستون قوی - تیر ضعیف، ستون‌ها اجزاء سازه‌ی بحرانی تحت زلزله هستند و به منظور جلوگیری از رخداد طبقه‌ی نرم، تقویت خمشی آن‌ها ضروری است. روش‌های مختلفی برای تقویت خمشی ستون‌های بتنی از جمله پوشش<sup>۱</sup> بتنی،<sup>[۱۲-۱۵]</sup> پوشش فولادی،<sup>[۱۵-۱۶]</sup> پوشش الیاف مسلح پلیمری (FRP)<sup>[۱۶-۱۷]</sup> استفاده از صفحات کامپوزیت سیمانی مسلح با الیاف توانمند (HPFRCC)<sup>[۱۸، ۱۷، ۱۹]</sup> چسباندن نوارهای FRP در روی عضو،<sup>[۲۰، ۱۹]</sup> و تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM)<sup>[۲۵-۲۱]</sup> پیشنهاد شده است. در روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM)، ابتدا شیارهایی روی ستون و سوراخ‌هایی در پایه در راستای شیارها ایجاد و سپس تسلیح موردنظر با چسب مناسب در پایه و در داخل شیارهای ستون مهار می‌شود.<sup>[۲۶]</sup> در پژوهش حاضر، روش NSM به سبب اشغال کمینه‌ی فضا، عدم افزایش ابعاد مقطع، انتقال مناسب تنش‌های کششی از بتن به تسلیح کارگذاری شده و سادگی اجرا به عنوان یک روش اجرایی و کارآمد برای تقویت خمشی ستون‌های بتن مسلح در پژوهش حاضر مورد توجه قرار گرفته است. قرار گرفتن مصالح تقویتی در داخل شیارها در روش NSM سبب کاهش امکان جداشدگی و محافظت از تسلیح تقویتی در برابر حریق، ضربه، عوامل محیطی و عملیات خرابکارانه می‌شود.<sup>[۲۶]</sup> دورپیچ FRP ستون‌های تقویت شده به روش NSM باعث جلوگیری از کمانش زودهنگام تسلیح NSM، امکان توسعه‌ی تنش در تسلیح NSM، استفاده‌ی بهتر از ظرفیت مصالح تقویتی، دورگیری بتن ستون، افزایش شکل‌پذیری و میزان استهلاک انرژی می‌شود.<sup>[۲۷، ۲۴، ۲۲]</sup>

کاربرد روش NSM برای تقویت خمشی ستون‌ها، نسبتاً جدید است و پژوهش‌های محدودی در این زمینه انجام شده است که در آن‌ها جهت تسلیح NSM، معمولاً از نوارها و میلگردهای FRP و یا فولادهای پرمقاومت و زنگ‌ناپذیر<sup>۶</sup> استفاده شده است، که غالباً در ایران در دسترس نیستند و یا قیمت بالایی دارند. با توجه به پاسخ مناسب نمونه‌های تقویت شده با میلگردهای NSM فولادی پرمقاومت،<sup>[۲۲]</sup> در پژوهش حاضر از میلگردهای فولادی ساخت ایران جهت تقویت نمونه‌ها استفاده شده است. تاکنون مطالعه‌ی متمرکزی در زمینه‌ی مقاوم‌سازی ستون‌های بتن مسلح با انواع وصله‌ی همپوشانی میلگردهای طولی صورت نگرفته است، لذا در پژوهش حاضر، نمونه‌هایی با میلگردهای طولی فاقد وصله، با وصله‌ی مستقیم و با وصله‌ی قلابدار بررسی شده‌اند. ستون‌های بتن مسلح قدیمی، کاستی‌های متعددی دارند،<sup>[۱]</sup> در نتیجه دورپیچ FRP در پای ستون‌ها به منظور ارتقاء عملکرد لرزه‌ی آن‌ها و



شکل ۳. کمینه‌ی ابعاد و محدودیت‌های هندسی شیارها.

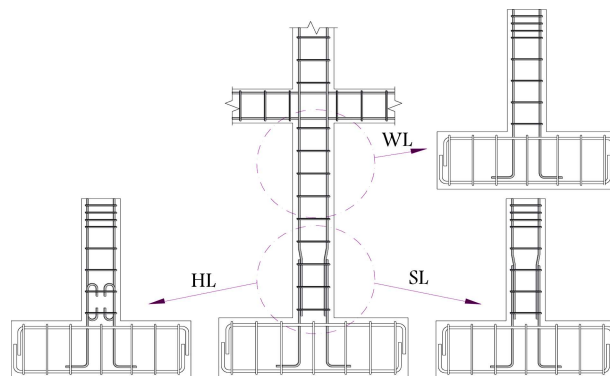


ابعاد بر حسب میلی متر

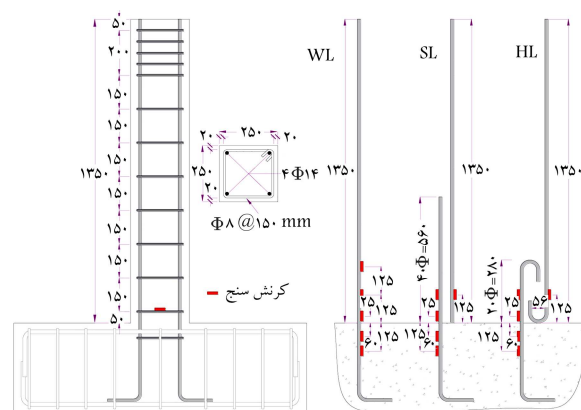
شکل ۴. نمونه‌های تقویت شده به روش NSM و موقعیت کرنش سنج‌ها.

میزان افزایش مقاومت خمشی نمونه‌های تقویت شده به نوع و مقدار تسلیح NSM، دورپیچ پای ستون و مشخصات چسب مصرفی بستگی دارد.<sup>[۲۱]</sup> برای مقاوم‌سازی خمشی ستون‌ها به روش NSM از ۴ عدد میلگرد فولادی آجدار به قطر ۱۲ میلی‌متر استفاده و سه لایه دورپیچ CFRP در محدوده‌ی تشکیل مفصل خمیری در پای ستون‌ها به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر معادل ۲ برابر بعد مقطع در نظر گرفته شده است. برای تأمین پیوستگی تسلیح NSM مطابق شکل ۳، باید بعد کمینه‌ی شیار در هر راستا معادل ۱/۵ برابر قطر میلگرد NSM در نظر گرفته شود و فاصله‌ی کمینه‌ی خالص بین شیارها باید بزرگ‌تر از ۲ برابر عمق شیار باشد، تا از تداخل محدوده‌های کششی اطراف میلگردهای NSM جلوگیری شود.<sup>[۲۶]</sup> بر این اساس، عمق و عرض شیارها معادل ۲۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد و قطر و عمق سوراخ کاشت میلگردهای NSM در پایه به ترتیب برابر ۱۵ و ۲۰ میلی‌متر بود. مشخصات نمونه‌های تقویت شده و موقعیت کرنش سنج‌های نصب شده روی آن‌ها در شکل ۴ مشاهده می‌شود.

مراحل انجام تقویت خمشی ستون‌های بتن مسلح به روش NSM، شامل مراحل: ایجاد شیارهایی به عرض و عمق موردنظر داخل پوشش بتن بدون آسیب به میلگردهای عرضی موجود، ایجاد سوراخ در راستای شیارها در پایه به عمق و قطر لازم جهت کاشت تسلیح NSM (شکل ۵الف) تمیزکردن شیارها و سوراخ‌ها با برس سیمی و فشار هوا، مهار تسلیح NSM در پایه، پرکردن شیارها با چسب اپوکسی، قرار دادن تسلیح NSM در داخل شیارها و صاف کردن روی شیارها (شکل ۵ب) است.<sup>[۲۶]</sup> برای اجرای دورپیچ FRP در پای نمونه‌های تقویت شده، ابتدا سطح ستون با سنگ دستی تمیز و گوشه‌های تیز ستون به شعاع موردنظر برداشته می‌شوند، تا کارایی دورپیچ CFRP افزایش یابد (شکل ۵ب). سپس دورپیچ FRP در روی نمونه‌ها مطابق مشخصات موردنظر نصب می‌شود (شکل ۵ت). سه نمونه براساس



شکل ۱. نمونه‌های آزمایشگاهی با انواع وصله‌ی میلگردهای طولی.



شکل ۲. ابعاد و جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی و موقعیت کرنش سنج‌ها (اکلیه‌ی ابعاد بر حسب میلی متر هستند).

ساده معادل  $0.4 f'_c$  بوده است،<sup>[۲۸]</sup> که بر مبنای آن طول وصله‌ی مستقیم تعیین و طول وصله‌ی قلاب‌دار بین ۰/۵ تا ۰/۶۷ طول وصله‌ی مستقیم در نظر گرفته شده است. بر این اساس طول وصله‌ی همپوشانی مستقیم برای میلگردهایی از جنس فولاد نرمه برابر  $4 d_b$  و طول وصله‌ی قلاب‌دار برابر  $2 d_b$  لحاظ شد. ابعاد و جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل ۲ مشاهده می‌شود. نمونه‌های تقویت شده شامل ۳ نمونه با وصله‌های مختلف تقویت شده به روش NSM با میلگردهای فولادی هستند. از پسوند C برای نمونه‌های کنترلی و از پسوند S برای نمونه‌های تقویت شده استفاده شده است. در کلیه‌ی نمونه‌های تقویت شده، سه لایه دورپیچ CFRP به ارتفاع ۵۰۰ میلی‌متر در پای نمونه‌ها اجرا و برای کاشت میلگردها در پایه و پر کردن شیارهای NSM از چسب اپوکسی استفاده شده است.

## ۱.۲. مراحل ساخت و مقاوم‌سازی نمونه‌ها

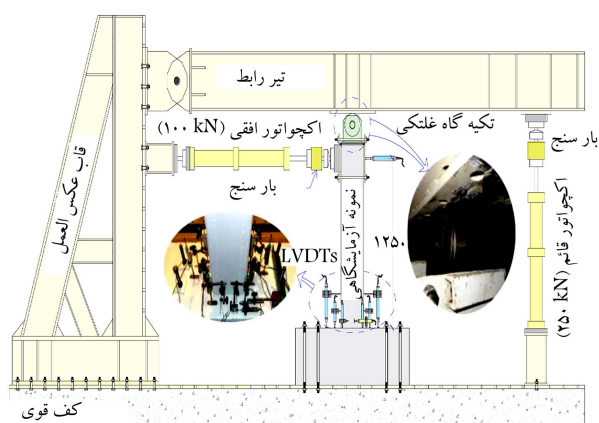
مراحل ساخت نمونه‌ها، شامل: آرماتوربندی، نصب کرنش سنج‌ها روی میلگردهای طولی و عرضی طبق شکل ۲، بتن‌ریزی پایه، بتن‌ریزی ستون و عمل‌آوری نمونه‌ها بوده است. معمولاً در هنگام اجرای ستون‌های بتنی، یک اتصال سرد در بین شالوده و ستون به دلیل بتن‌ریزی با فاصله‌ی زمانی ایجاد می‌شود که به سبب مشابهت با اجرای واقعی، بتن‌ریزی نمونه‌ها هم در دو مرحله‌ی مجزا از هم، ابتدا پایه و سپس ستون صورت گرفت. با بررسی مصالح ساختمانی مصرفی در دوره‌ی زمانی موردنظر سعی شد از بتن و میلگردهایی با مشخصات مشابه برای ساخت نمونه‌ها استفاده شود.

جدول ۲. مشخصات مکانیکی میلگردهای فولادی.

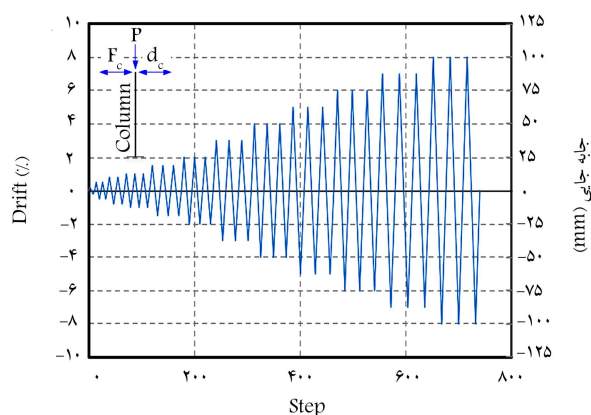
کرنش	تشنش	کاربرد	شکل ظاهری	قطر میلگرد (mm)
تسلیم $\epsilon_y$ (%)	گسیختگی $f_y$ (MPa)	میلگرد عرضی	ساده	$\phi 8$
نهایی $\epsilon_u$ (%)	تسلیم $f_u$ (MPa)	میلگرد طولی	ساده	$\phi 14$
۳۹	۴۳۹	تسلیم NSM	آجدار	$\phi 12$
۰/۱۷	۳۳۱			
۰/۱۶	۲۲۸			
۰/۲۵	۴۹۴			
۲۷	۴۶۳			
۲۵	۶۳۸			

جدول ۳. مشخصات فیزیکی و مکانیکی پارچه CFRP.

نام تجاری	وزن واحد سطح ( $gr/m^2$ )	عرض پارچه (mm)	ضخامت (mm/ply)	مقاومت کششی نهایی $f_u$ (MPa)	مدول کشسانی $E$ (GPa)	کرنش نهایی $\epsilon_u$ (%)
C۳۰۰	۳۰۰	۵۰۸	۰/۱۷۶	۴۱۱۶	۲۴۰	۱/۷۲



الف) برپایش آزمایش و ابزار دقیق؛



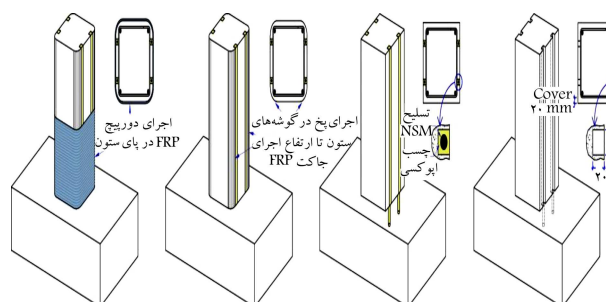
ب) پروتکل بارگذاری جانبی.

شکل ۶. برپایش آزمایشگاهی و پروتکل بارگذاری جانبی.

(LVDT)<sup>۱۱</sup> نصب شده روی نمونه و کرنش‌سنج‌های نصب شده روی میلگردها و دورپیچ CFRP بود.

### ۳. مشاهده‌های آزمایشگاهی

مشاهده‌های آزمایشگاهی نمونه‌ها، شامل: نحوه‌ی گسترش ترک‌ها، خسارت‌ها و مکانیزم‌های ایجاد شده در دو بخش نمونه‌های کنترلی و نمونه‌های تقویت شده ارائه شده است.



الف) ایجاد شیارهای (ب) مهار تسلیم NSM در (پ) تمیز کردن سطح ستون (ت) اجرای دورپیچ FRP ستون و سوراخ کردن پایه و در داخل شیارها با و ایجاد پخ در گوشه‌های با مشخصات مورد نظر پایه در امتداد شیارها؛ چسب اپوکسی؛ تیز ستون؛ روی ستون.

شکل ۵. مراحل تقویت خمشی ستون‌ها به روش NSM و اجرای دورپیچ FRP.

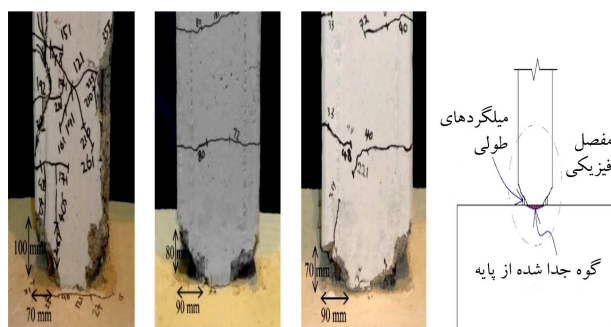
مشخصات نشان داده شده در شکل ۴ و مطابق مراحل ذکر شده تقویت شدند.

### ۲.۲. مصالح مصرفی

تمامی نمونه‌ها از بتن با وزن مخصوص معمولی و مقاومت مشخصه‌ی فشاری ۲۸ روزه برابر ۲۵ مگاپاسکال و اسلاپ ۸۰ میلی‌متر و بیشینه‌ی اندازه‌ی سنگدانه برابر ۱۵ میلی‌متر ساخته شدند. مقاومت متوسط آزمون‌های فشاری بتن در روز آزمایش در جدول ۱ و مشخصات مکانیکی برای میلگردهای ساده  $\phi 8$  و  $\phi 14$  و میلگرد فولادی آجدار  $\phi 12$  در جدول ۲ و برای پارچه‌های CFRP در جدول ۳ ارائه شده است.

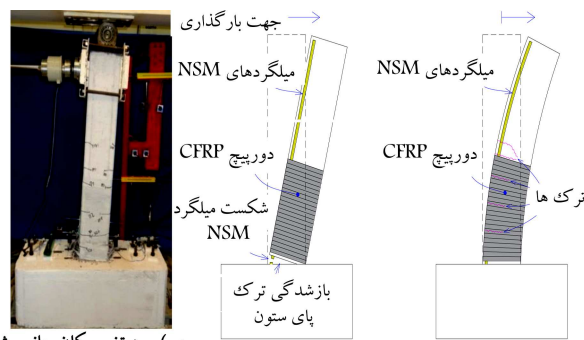
### ۳.۲. برپایش آزمایش، ابزار دقیق و الگوی بارگذاری جانبی

برپایش آزمایشگاهی و ابزار دقیق در شکل ۶الف مشاهده می‌شود. نیروی محوری ثابت معادل  $0.15 f_c A_g$  به وسیله‌ی اکچواتور قائم در حالت نیرو، کنترل و از طریق تیر رابط به بالای نمونه اعمال شد. در بالای نمونه‌ها، یک تکیه‌گاه غلتکی نصب شد، تا امکان جابه‌جایی جانبی داخل صفحه‌ی نمونه فراهم و بار محوری از طریق آن به نمونه منتقل شود. بار جانبی چرخه‌ی شبه استاتیکی و با دامنه‌ی افزاینده توسط اکچواتور افقی و در حالت تغییر مکان کنترل به نمونه اعمال شد. پروتکل بارگذاری جانبی مطابق شکل ۶ب بر مبنای  $ACI 374.2R-13$  [۲۹] به صورت کنترل جابه‌جایی تعریف شد و در جابه‌جایی‌های نسبی ۰/۲، ۰/۵ و ۰/۸ و دو چرخه و در جابه‌جایی‌های نسبی بزرگ‌تر، سه چرخه تکرار منظور شد. ابزار دقیق در مطالعه‌ی حاضر، شامل بارسنج<sup>۱۰</sup> موجود در جلوی اکچواتورها، تغییر مکان‌سنج‌های



الف) مفصل فیزیکی در (ب) نمونه WL-C؛ (پ) نمونه SL-C؛ (ت) نمونه HL-C. پای نمونه؛

شکل ۹. تشکیل مفصل فیزیکی در پای نمونه‌های کنترلی.



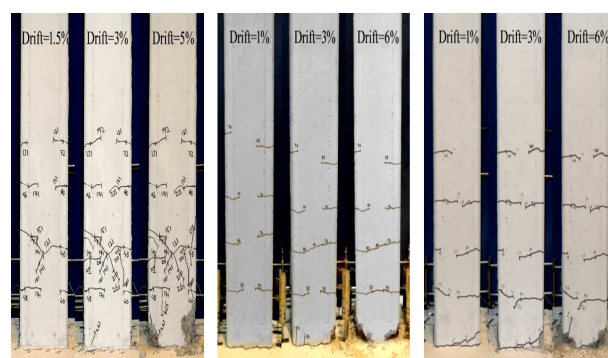
الف) پیش از شکست میلگردهای NSM؛ (ب) پس از شکست میلگردهای NSM؛ (پ) مود تغییر مکان جانبی شبه گهواره‌ی پس از شکست میلگردهای NSM. شکل ۱۰. رفتار نمونه‌های تقویت شده قبل و بعد از شکست تسلیح NSM.

آن‌ها مود شبه گهواره‌یی<sup>۱۲</sup> است. با توجه به حرکت دورانی زیاد پای ستون، بتن دو طرف ستون در سیکل‌های متعدد رفت و برگشت خرد شد و یک مفصل فیزیکی در پای ستون شکل گرفت. گوه‌یی هم از پایه جدا شد که به تشکیل بهتر مفصل فیزیکی کمک کرد. شکل ۹، مشخصات هندسی مفصل فیزیکی ایجاد شده در پای نمونه‌های کنترلی را در پایان آزمایش نشان می‌دهد.

براساس اطلاعات گزارش شده توسط کرنش‌سنج‌ها، کرنش در میلگردهای طولی نمونه‌ی WL-C در تراز تقریبی پایه در جابه‌جایی نسبی ۱٪ به حد کرنش جاری رسید. مقدار کرنش در میلگردهای طولی نمونه‌ی SL-C پایین بود و در تراز نزدیک به پایه، مقدار بیشینه به نصف کرنش جاری شدن رسید. سطح کرنش در موقعیت مشابه میلگردهای طولی نمونه‌ی HL-C نسبت به نمونه‌ی SL-C بالاتر بود که به دلیل ایجاد ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها و انتقال بهتر تنش در محل وصله است. با توجه به نصب یک کرنش‌سنج در روی اولین خاموت ستون نمونه‌های کنترلی، مقادیر کرنش کم بود و بیشینه‌ی کرنش به ۵۰۰ میکرواسترین رسید که به دلیل فعال بودن مود گهواره‌یی و تأثیر کم مود خمشی - برشی بوده است.

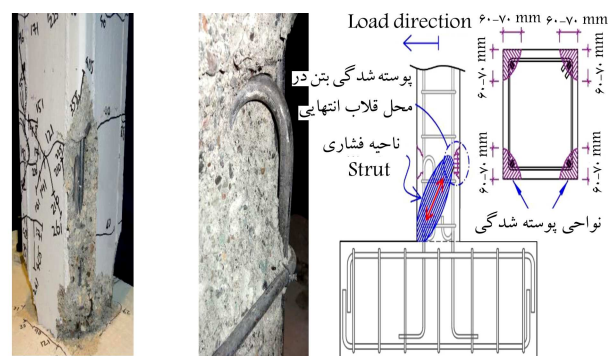
## ۲.۳. نمونه‌های تقویت شده

اولین ترک در پای نمونه‌ها در جابه‌جایی نسبی ۰/۸٪ پدیدار شد. ترک‌هایی در ارتفاع نمونه‌ها و در بالای دورپیچ در جابه‌جایی نسبی ۱٪ گسترش یافت تا قبل از شکست میلگردهای تقویتی NSM، ستون تحت بار جانبی مطابق شکل ۱۰الف دارای انحناء بود و ترک‌های خمشی و خمشی - برشی در ارتفاع آن و در بالای دورپیچ گسترش یافتند. دورپیچ پای نمونه‌ها در سمت میلگردهای فشاری در جابه‌جایی



الف) نمونه WL-C؛ (ب) نمونه SL-C؛ (پ) نمونه HL-C.

شکل ۷. وضعیت نمونه‌های کنترلی در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف.



الف) تشکیل ناحیه فشاری بین قلاب‌ها؛ (ب) خم شدن قلاب به سمت خارج؛ (پ) پوسته شدن بتن تا ارتفاع وصله.

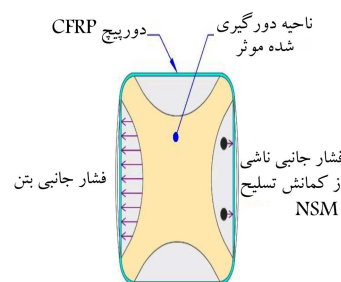
شکل ۸. وضعیت ستون با وصله‌ی همپوشانی قلاب‌دار (نمونه‌ی HL-C).

## ۱.۳. نمونه‌های کنترلی

اولین ترک در پای نمونه‌ها در جابه‌جایی نسبی ۰/۵٪ ظاهر شد. ترک‌هایی در ارتفاع نمونه‌های WL-C و HL-C در جابه‌جایی نسبی ۰/۸٪ و در نمونه‌ی SL-C در جابه‌جایی نسبی ۱٪ گسترش یافت. به دلیل تشکیل ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها در داخل هسته‌ی ستون HL-C، ترک‌های برشی در محل قلاب انتهایی وصله در جابه‌جایی نسبی ۱/۵٪ پدیدار شد، که در شکل ۷پ مشاهده می‌شود. ریزترک‌های عمودی که نشانه‌ی شروع خردشدگی بتن است، در جابه‌جایی نسبی ۲٪ در پای نمونه‌ها گسترش یافت. در نمونه‌ی HL-C، پوشش بتن در گوشه‌ها در جابه‌جایی نسبی ۵٪ پوسته شد. آزمایش برای نمونه‌های WL-C و SL-C تا جابه‌جایی نسبی ۶٪ و برای نمونه‌ی HL-C تا جابه‌جایی نسبی ۷٪ انجام شد. وضعیت نمونه‌های کنترلی در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف در شکل ۷ نشان داده شده است. نمونه‌های WL-C و SL-C، الگوی ترک‌خوردگی مشابهی داشتند و فقط ترک‌های خمشی در ارتفاع آن‌ها گسترش یافت. مطابق شکل ۸، در نمونه‌ی HL-C به سبب تشکیل ناحیه‌ی فشاری قطری در محدوده‌ی وصله و فشار حاصل از آن در محل قلاب انتهایی، بتن گوشه‌های نمونه در ناحیه‌ی وصله پوسته و آسیب زیادی در قسمت پایینی ستون مشاهده شد؛ ولی در بالای ناحیه‌ی وصله، فقط ترک‌های خمشی شکل گرفت. این مکانیزم باعث کاهش ظرفیت باربری محوری ستون‌های با وصله‌ی قلاب‌دار بعد از زلزله می‌شود، لذا باید بهسازی لرزه‌یی آن‌ها مدنظر قرار گیرد. تغییر شکل جانبی ستون‌های کنترلی تقریباً مشابه یک جسم صلب بود و اغلب تقاضای دورانی در پای ستون متمرکز شده بود، بنابراین می‌توان گفت مود تغییر شکل جانبی غالب

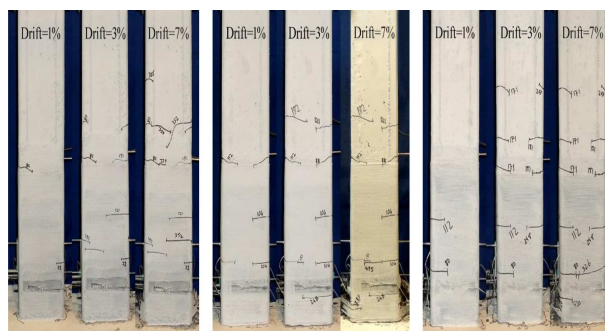


ب) کمانش میلگردهای NSM و گسیخته شدن دورپیچ CFRP.



الف) متورم شدن دورپیچ CFRP؛

شکل ۱۱. متورم و گسیخته شدن دورپیچ CFRP.



الف) نمونه WL-S؛ ب) نمونه SL-S؛ پ) نمونه HL-S. شکل ۱۲. وضعیت نمونه‌های تقویت شده در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف.

نیز جاری شدن میلگردهای NSM را نشان می‌دهد. کرنش‌سنج‌های نصب شده در ارتفاع  $h$ ، مقادیر نزدیکی را به کرنش جاری شدن ارائه دادند. کرنش‌سنج ۴۰ میلی‌متری نصب شده بر روی دورپیچ CFRP و در تراز ۱۰۰ میلی‌متری از تراز پایه، بیشینه کرنش ایجاد شده در دورپیچ نمونه‌های مذکور را در حدود ۳۵۰ میکرواسترین گزارش کرد. بیشینه کرنش در میلگردهای ساده‌ی طولی نمونه‌ی تقویت شده با وصله‌ی همپوشانی مستقیم در حدود نصف کرنش جاری شدن بود و نسبت به نمونه‌ی کنترلی متناظر، افزایش چندانی نداشت که نشان‌دهنده‌ی تأثیر کم دورپیچ در افزایش تنش پیوستگی میلگردهای ساده در وصله‌ی همپوشانی مستقیم است. بیشینه کرنش در میلگردهای ساده‌ی طولی نمونه‌ی تقویت شده با وصله‌ی همپوشانی قلابدار تا حد کرنش جاری شدن رسید و نسبت به نمونه‌ی کنترلی متناظر افزایش قابل توجهی داشت که به سبب دورپیچ مناسب پای ستون و تشکیل ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها و در نهایت توسعه‌ی تنش در میلگردها بوده است.

#### ۴. پردازش و بررسی نتایج

در بخش حاضر، پارامترهای: مقاومت، شکل‌پذیری، سختی، استهلاک انرژی، میرایی هیستریزیس و شاخص خسارت براساس اطلاعات خام آزمایشگاهی برای نمونه‌های کنترلی و تقویت شده استخراج و تأثیر روش بهسازی در بهبود آن‌ها بررسی شده است.

##### ۱.۴. منحنی‌های هیستریزیس نیرو - جابه‌جایی و نتایج کلیدی

پاسخ نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها تحت بار چرخه‌یی با دامنه‌ی افزایشنده در شکل ۱۳ ارائه شده است. حلقه‌های هیستریزیس نمونه‌های کنترلی، پرچمی شکل با باریک‌شدگی ۱۴ زیاد و جابه‌جایی ماندگار کم هستند که لغزش میلگردهای طولی سبب رفتار گهواره‌یی و نیروی محوری عامل خودمرکزگرایی ۱۵ است. استهلاک انرژی در نمونه‌های مذکور به واسطه‌ی تسلیم میلگردهای طولی در پای ستون و یا لغزش اصطکاکی میلگردهای طولی ستون و یا ترکیب دو مکانیزم ایجاد می‌شود. در ستون‌های تقویت شده ضمن افزایش قابل توجه مقاومت، سطح حلقه‌های هیستریزیس به دلیل تغییر مود رفتاری رفتار شکل‌پذیر مصالح فولادی افزایش قابل توجهی داشت و باریک‌شدگی حلقه‌های هیستریزیس کاهش یافت.

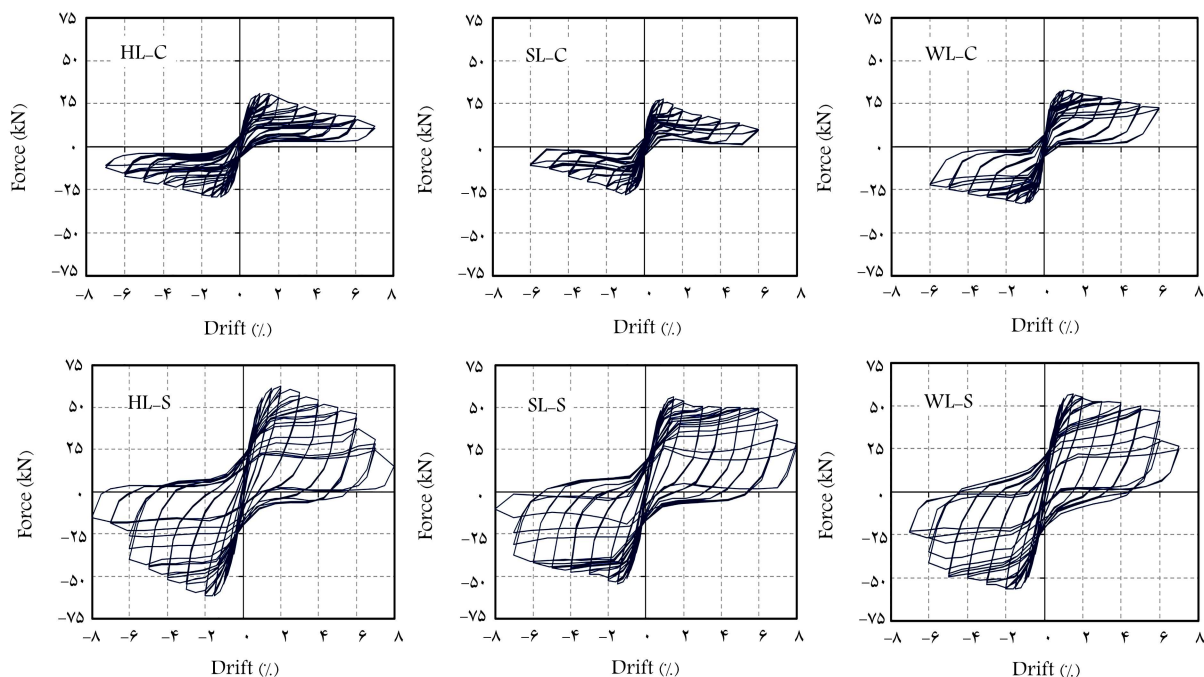
خلاصه‌ی نتایج کلیدی آزمایش نمونه‌ها در جدول ۴ ارائه شده است. به دلیل وجود وصله و لغزش میلگردهای طولی نسبت به هم، بیشینه‌ی نیروی نمونه‌های کنترلی با وصله‌های SL-C و HL-C نسبت به نمونه‌ی کنترلی فاقد وصله‌ی WL-C به ترتیب ۱۶٪ و ۹٪ کمتر است. مقاومت ستون‌های تقویت شده افزایش قابل ملاحظه‌یی داشت، به صورتی که مقاومت خمشی نمونه‌های WL-S، SL-S، و HL-S نسبت به نمونه‌ی کنترلی متناظر به ترتیب ۲۲٪، ۱۰۰٪ و ۱۰۶٪ افزایش یافت. با توجه به تشکیل ناحیه‌ی فشاری پایدار در هسته و دورگیری مناسب نمونه با وصله‌ی قلابدار، افزایش مقاومت نمونه‌ی HL-S نسبت به سایر نمونه‌های تقویت شده بیشتر بود.

##### ۲.۴. منحنی پوش، منحنی ایده‌آل و ظرفیت شکل‌پذیری

منحنی پوش پاسخ نمونه‌ها بر مبنای ۱۳-ASCE/SEI [۲۰] از اتصال نقاط با بیشترین تغییرمکان در اولین سیکل هر دامنه استخراج و در شکل ۱۴ مشاهده

نسبی ۵٪ متورم و بعضاً گسیختگی در دورپیچ مشاهده شد. مطابق شکل ۱۱، تورم دورپیچ ناشی از فشار جانبی بتن هسته‌ی ستون و کمانش میلگردهای NSM بود. کمانش میلگردهای فولادی باعث افت درون سیکلی در چرخه‌های هیستریزیس شد. پس از سیکل‌های متعدد کمانش و صاف شدن میلگردهای فولادی، شکست اولین میلگرد NSM فولادی در نمونه‌های WL-S و HL-S در جابه‌جایی نسبی ۶٪ و در نمونه‌ی SL-S در جابه‌جایی نسبی ۷٪ به سبب خستگی کم چرخه‌یی ۱۳ رخ داد. پس از شکست میلگردهای NSM مطابق شکل ۱۰ ب، نیروی جانبی کاهش یافت، انحناء موجود در ستون از بین رفت، ترک‌های موجود در ارتفاع ستون بسته شدند، و منشأ اصلی تغییر شکل ستون در ترک پای ستون متمرکز شد. در این وضعیت، تغییرمکان جانبی ستون به صورت حرکت جسم صلب درآمد و مود شبه گهواره‌یی فعال شد (شکل ۱۰ پ). آزمایش نمونه‌ها نیز تا جابه‌جایی نسبی ۸٪ انجام شد. شکل ۱۲، وضعیت نمونه‌های تقویت شده را در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف نشان می‌دهد. ترک‌های ایجاد شده در ارتفاع نمونه‌ها به جز ترکی در بالای دورپیچ نمونه‌ی HL-S، همه خمشی بودند. شکل‌گیری ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها در نمونه‌ی کنترلی با وصله‌ی قلابدار باعث صدمه‌ی شدید به ستون در ناحیه‌ی وصله شد که این ایراد با دورگیری مناسب پای ستون در نمونه‌ی HL-S رفع شد. همچنین تشکیل ناحیه‌ی فشاری به صورت پایدار در سیکل‌های مختلف بارگذاری، باعث انتقال بهتر نیروها و افزایش ظرفیت باربری شد. مطابق شکل ۱۱ ب، ارتفاع متوسط ناحیه‌ی گسیختگی دورپیچ در پایان آزمایش نمونه‌ها در حدود ۱۲۰ میلی‌متر، معادل نصف بعد ستون و یا ۱۰ برابر قطر میلگردهای NSM بود. کرنش‌سنج‌های نصب شده روی میلگردهای NSM فولادی در تراز نزدیک به پایه، جاری‌شدن آن‌ها را در جابه‌جایی نسبی بین ۱٪ تا ۱/۵٪ گزارش کرد. جاری شدن در طول میلگردهای مذکور گسترش یافت و کرنش‌سنج‌های نصب شده در ارتفاع





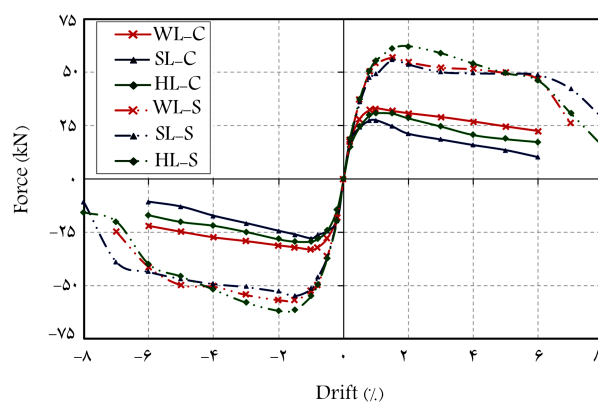
شکل ۱۳. پاسخ هیسترتیک نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها.

جدول ۴. نتایج کلیدی آزمایش نمونه‌ها.

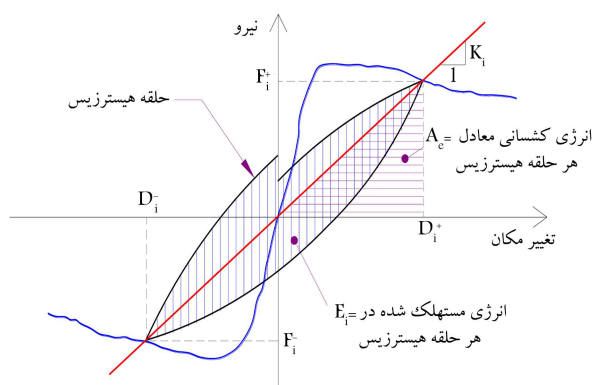
حالت خرابی	جابه جایی نسبی متناظر		میزان افزایش مقاومت			بیشینه‌ی نیرو				نمونه
	با شکست تسلیح NSM		$F_{max}/F_{max,control}$			$F_{max}(kN)$ در جابه جایی نسبی (%)				
	کشش	فشار	متوسط	کشش	فشار	کشش	فشار	کشش	فشار	
مود شبه گهواره‌یی	-	-	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰	-۱/۰	۳۳/۰	-۳۳/۳۰	WL-C
مود شبه گهواره‌یی	-	-	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰	-۱/۰	۲۷/۵۰	-۲۷/۹۰	SL-C
پوسته شدن پوشش بتن و خسارت در ناحیه‌ی وصله	-	-	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰۰	۱/۰	-۱/۰	۳۱/۰۰	-۲۹/۳۰	HL-C
پاره شدن دورپیچ CPRP و شکست میلگردهای NSM	۶/۰	-۶/۰	۱/۷۲	۱/۷۳	۱/۷۱	۱/۵	-۱/۵	۵۷/۲۰	-۵۶/۹۰	WL-S
پاره شدن دورپیچ CFRP و شکست میلگردهای NSM	۷/۰	-۷/۰	۲/۰۰	۲/۰۴	۱/۹۶	۱/۵	-۱/۵	۵۶/۰۰	-۵۴/۷۰	SL-S
پاره شدن دورپیچ CFRP و شکست میلگردهای NSM	۶/۰	-۶/۰	۲/۰۶	۲/۰۱	۲/۱۱	۲/۰	-۲/۰	۶۲/۳۰	-۶۱/۸۰	HL-C

می‌شود که مطابق آن پس از شکست میلگردهای NSM در جابه‌جایی‌های نسبی ۶٪ و ۷٪ مطابق جدول ۴، منحنی پوش نمونه‌ها با نمو زبادی کاهش یافته و به حد مقاومتی نمونه‌های کنترلی رسیده است.

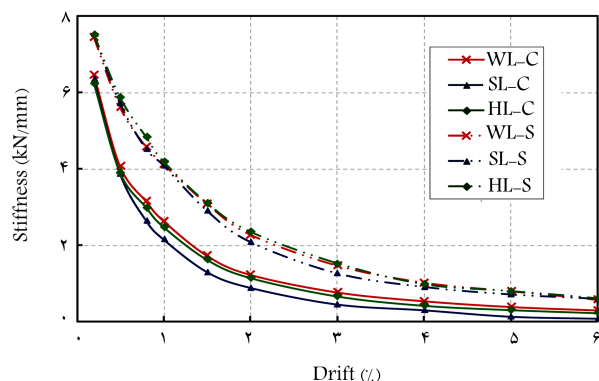
جهت تعیین ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌ها لازم است پوش پاسخ آن‌ها به منحنی دو خطی ایده‌آل تبدیل شود. روش‌های مختلفی برای تبدیل منحنی پوش و تعیین جابه‌جایی تسلیم پیشنهاد شده است، [۳۰-۳۳] که در مطالعه‌ی حاضر از روش پاولی و پریستلی، [۳۲] مطابق شکل ۱۵ استفاده شده است. ظرفیت شکل‌پذیری براساس نسبت جابه‌جایی نهایی ( $\Delta_u$ ) به جابه‌جایی تسلیم ( $\Delta_y$ ) تعریف و با استفاده از رابطه‌ی ۱ محاسبه می‌شود. جابه‌جایی نهایی نمونه معادل کمینه‌ی مقدار جابه‌جایی متناظر با نقطه‌ی شکست یا جابه‌جایی که در آن مقدار نیرو نسبت به بیشینه‌ی نیرو ۲۰٪ افت می‌کند، منظور می‌شود. [۳۲] بر این مبنا ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌های



شکل ۱۴. پوش پاسخ نمونه‌ها.



شکل ۱۶. سختی سکانتی و انرژی مستهلک شده در هر چرخه‌ی هیستریزیس.

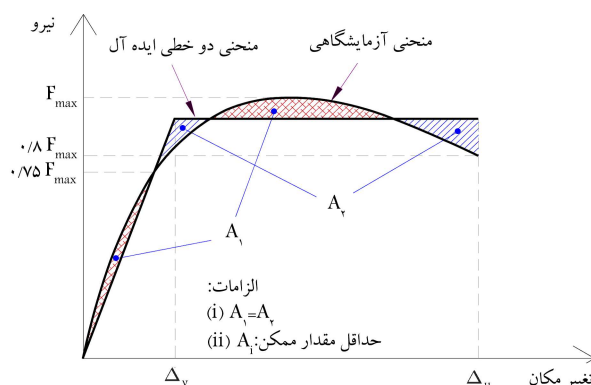


شکل ۱۷. سختی سکانتی نمونه‌ها.

که در آن‌ها،  $K_i$  سختی سکانتی،  $F_{mi}$  و  $D_{mi}$  به ترتیب متوسط بیشینه نیرو و بیشینه جابه‌جایی،  $F_i^+$  و  $F_i^-$  بیشینه نیرو و جابه‌جایی در جهت مثبت و  $F_i^-$  و  $D_i^-$  بیشینه نیرو و جابه‌جایی در جهت منفی در چرخه‌ی  $i$ ام هستند. براساس شکل ۱۷، نمودارهای سختی به ویژه در نمونه‌های کنترلی تا جابه‌جایی نسبی ۱٪ خیلی زیاد است که به دلیل گسترش ترک‌ها و شروع رفتارهای غیرخطی است. کمترین مقادیر سختی مربوط به نمونه‌ی کنترلی SL-C است و میزان سختی نمونه‌های کنترلی WL-C و HL-C در جابه‌جایی‌های یکسان تقریباً با هم برابر هستند. بیشترین مقادیر سختی متعلق به نمونه‌های تقویت شده است. افزایش سختی ستون‌های تقویت شده سبب کاهش تغییرمکان جانبی و در نتیجه کاهش خدمات به اجزاء غیرسازه‌ی ساختمان در هنگام زلزله می‌شود. افزایش سختی نمونه‌های تقویت شده اگرچه سبب افزایش تقاضای لرزه‌ی می‌شود، اما به دلیل افزایش قابل توجه ظرفیت ستون‌های مذکور مشکلی ایجاد نمی‌کند.

#### ۴.۴. ظرفیت استهلاک انرژی

ظرفیت استهلاک انرژی برای نمونه‌های تحت بار چرخه‌ی از تجمع سطح حلقه‌های هیستریزیس در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف تعیین می‌شود (شکل ۱۶). همچنین در شکل ۱۸، نتایج به‌دست آمده برای نمونه‌های آزمایشگاهی مشاهده می‌شود. مطابق شکل ۱۸، نمونه‌ها تا جابه‌جایی نسبی ۱٪ دارای ظرفیت استهلاک انرژی کمی بودند. با گسترش رفتارهای غیرخطی در جابه‌جایی‌های نسبی بالاتر، سطح حلقه‌های هیستریزیس و در نتیجه مقادیر انرژی مستهلک شده افزایش یافته و در نتیجه رفتار نمونه‌ها از هم تفکیک شده است. کمترین مقادیر استهلاک انرژی مربوط به نمونه‌ی کنترلی با وصله‌ی مستقیم و بیشترین مقادیر مربوط به نمونه‌های تقویت



شکل ۱۵. منحنی دو خطی ایده‌آل اجزاء بتن مسلح.

جدول ۵. ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌ها.

نمونه	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	شکل‌پذیری
WL-C	۶/۹	۵۴	۷/۸۳
SL-C	۵/۶	۳۰	۵/۳۵
HL-C	۷/۲	۴۱	۵/۶۹
WL-S	۱۰/۱	۷۵	۷/۴۳
SL-S	۱۰/۱	۷۷	۷/۶۰
HL-S	۱۱/۰	۷۱	۶/۴۵

آزمایشگاهی استخراج و در جدول ۵ ارائه شده است.

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (۱)$$

در نمونه‌ی کنترلی SL-C به دلیل لغزش میلگردهای طولی در محل وصله، ظرفیت باربری بعد از رسیدن به بیشینه نیرو به سرعت افت کرد و شکل‌پذیری آن نسبت به نمونه‌ی کنترلی فاقد وصله به میزان ۳۲٪ کاهش یافت. بتن پای نمونه‌ی HL-C به دلیل تشکیل ناحیه‌ی فشاری در هسته‌ی آن، صدمه‌ی زیادی دید و در نتیجه شکل‌پذیری آن نسبت به نمونه‌ی کنترلی فاقد وصله بیش از ۲۷٪ کاهش داشت. ظرفیت شکل‌پذیری نمونه‌ی تقویت شده‌ی WL-S نسبت به نمونه‌ی کنترلی WL-C، علی‌رغم افزایش قابل توجه جابه‌جایی نهایی به میزان ۵٪ کاهش یافت، که به دلیل افزایش جابه‌جایی تسلیم و تغییر مود رفتاری از شبه‌گهواره‌ی به خمشی - برشی است. با دورگیری مناسب مقطع ستون با وصله‌ی قلابدار با دورپیچ CFRP و امکان تشکیل پایدار ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها، شکل‌پذیری نمونه‌ی تقویت شده‌ی HL-S نسبت به نمونه‌ی کنترلی متناظر به میزان ۱۳٪ افزایش داشت.

#### ۳.۴. سختی سکانتی

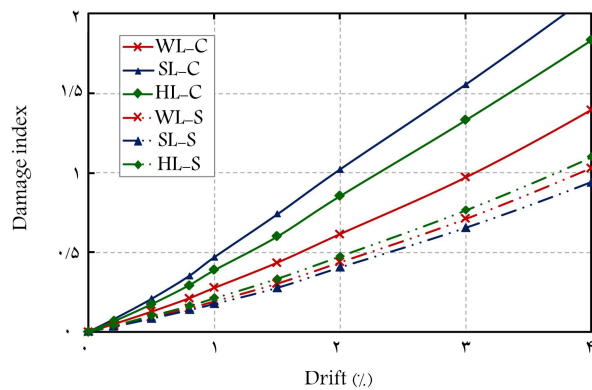
سختی سکانتی بر مبنای شیب خط واصل بین نقطه‌ی بار بیشینه در تغییرمکان‌های مثبت و منفی هر سیکل مطابق شکل ۱۶ تعریف و با استفاده از رابطه‌ی ۲ محاسبه می‌شود. [۲۴] سختی سکانتی نمونه‌های آزمایشگاهی برای جابه‌جایی‌های نسبی مختلف استخراج و در شکل ۱۷ ارائه شده است.

$$K_i = \frac{F_{mi}}{D_{mi}} \quad (۲)$$

$$F_{mi} = \frac{1}{2} (|F_i^+| + |F_i^-|)$$

$$D_{mi} = \frac{1}{2} (|D_i^+| + |D_i^-|)$$





شکل ۲۰. شاخص خسارت نمونه‌ها.

یافته است. میرایی هیستریزیس معادل نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی افزایش قابل ملاحظه‌ای داشته است، به گونه‌ای که پارامتر مذکور برای نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در جابه‌جایی نسبی ۲٪ حدود ۷۶٪، در جابه‌جایی نسبی ۳٪ حدود ۹۵٪ و در جابه‌جایی نسبی ۴٪ حدود ۱۰۳٪ افزایش یافته است.

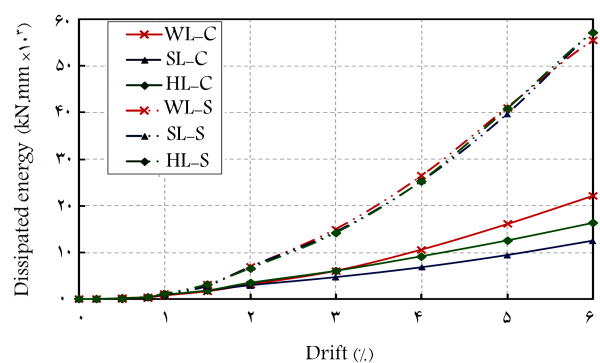
#### ۶.۴. شاخص خسارت

شاخص خسارت، معیاری برای ارزیابی کثی خسارت‌های وارده به اعضاء بتنی است و روابط مختلفی برای محاسبه‌ی آن پیشنهاد شده است. [۳۵] شاخص خسارت پارک و انگ<sup>۱۶</sup>، آسیب‌های وارده را از ترکیب خطی جابه‌جایی نهایی و انرژی مستهلک شده با استفاده از رابطه‌ی ۴ پیش‌بینی می‌کند، [۳۶] و به دلیل سادگی و انطباق مناسب با نتایج آزمایشگاهی، کاربرد فراوانی دارد. لذا برای بررسی کثی خسارت نمونه‌ها از شاخص ذکر شده استفاده شده است.

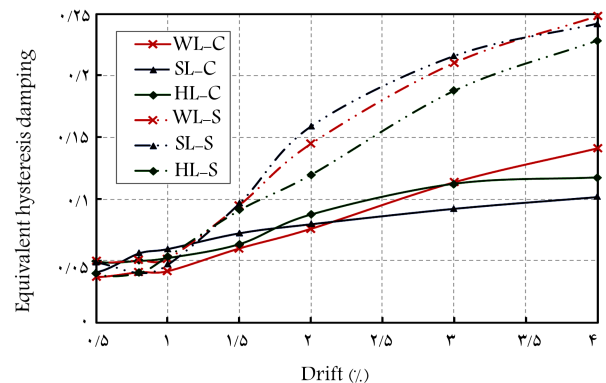
$$DI = \frac{\delta_{max}}{\delta_u} + \frac{\beta}{Q_y \cdot \delta_u} \int dE \quad (4)$$

که در آن،  $\delta_{max}$  بیشینه‌ی جابه‌جایی در هر گام بارگذاری و  $\delta_u$  ظرفیت جابه‌جایی نهایی تحت بارگذاری یکنواخت هستند که می‌توان از روابط تجربی آن‌ها را تعیین کرد. [۳۷، ۳۸]  $\beta$  پارامتر وابسته به نیروی برشی، نیروی محوری و مقدار میلگردهای طولی و عرضی است. همچنین  $Q_y$  مقاومت تسلیم و  $dE$  نمو انرژی مستهلک شده هستند. مقادیر پارامترهای  $\delta_{max}$ ،  $Q_y$  و  $dE$  از نتایج آزمایشگاهی نمونه‌ها به دست می‌آید. جابه‌جایی نهایی ( $\delta_n$ ) حاصل از آزمایش برابر جابه‌جایی متناظر نقطه‌ای است که نیرو نسبت به بیشینه‌ی نیرو به میزان ۲۰٪ افت می‌کند.

مقادیر شاخص خسارت برای نمونه‌های آزمایشگاهی استخراج و در شکل ۲۰ ارائه شده است. بیشترین مقادیر شاخص خسارت به ترتیب متعلق به نمونه‌های کنترلی WL-C و HL-C، SL-C است. شاخص خسارت نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی کاهش عمده‌ای داشته است، به گونه‌ای که شاخص خسارت نمونه‌های WL-S و SL-S، HL-S نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف به ترتیب ۲۵٪، ۵۴٪ و ۳۸٪ کاهش داشته است. کاهش شاخص خسارت در نمونه‌های تقویت شده با وصله نسبت به نمونه‌ی تقویت شده فاقد وصله بیشتر بود که نشان‌دهنده‌ی تأثیر بیشتر روش بهسازی در نمونه‌های با وصله است.



شکل ۱۸. انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی نمونه‌ها.



شکل ۱۹. میرایی هیستریزیس معادل نمونه‌ها.

شده است. میزان انرژی مستهلک شده در نمونه‌های تقویت شده در جابه‌جایی‌های یکسان تقریباً با هم برابر بود، که نشان‌دهنده‌ی تأثیر اندک نوع وصله در ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های ذکر شده است. میزان انرژی مستهلک شده‌ی تجمعی نمونه‌ی کنترلی فاقد وصله نسبت به نمونه‌های کنترلی با وصله‌ی بیشتر است که به علت جاری شدن میلگردهای طولی ستون در نمونه‌ی فاقد وصله است. ظرفیت استهلاک انرژی ستون‌های تقویت شده نسبت به ستون‌های کنترلی متناظر افزایش قابل توجهی داشت، به گونه‌ای که ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در جابه‌جایی‌های نسبی ۲٪، ۴٪ و ۶٪ به ترتیب ۱۱۵٪، ۱۹۸٪ و ۲۵۳٪ افزایش یافته است.

#### ۵.۴. میرایی هیستریزیس معادل

میرایی هیستریزیس معادل بر مبنای نسبت انرژی هیستریزیس مستهلک شده در یک سیکل به انرژی مستهلک شده‌ی کشسان معادل طبق شکل ۱۶ تعریف و با استفاده از رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود. [۳۳] درصد میرایی هیستریزیس معادل نمونه‌ها در جابه‌جایی‌های نسبی مختلف استخراج و در شکل ۱۹ ارائه شده است.

$$\xi_{eqi} = \frac{E_i}{\pi F_{mi} D_{mi}} = \frac{E_i}{\pi A_e} \quad (3)$$

که در آن،  $F_{mi}$  و  $D_{mi}$  به ترتیب متوسط بیشینه‌ی نیرو و بیشینه‌ی جابه‌جایی در چرخه‌ی  $i$ ،  $E_i$  میزان انرژی مستهلک شده در چرخه‌ی  $i$  و  $A_e$  انرژی کرنشی ذخیره شده در یک سیستم کشسان خطی معادل در حالت الاستاتیکی هستند.

مطابق شکل ۱۹، میرایی هیستریزیس معادل نمونه‌ها تا جابه‌جایی نسبی ۱٪ در حدود ۵٪ است که همان مقدار میرایی ویسکوز است و پس از آن با توسعه‌ی رفتارهای غیرخطی و افزایش سطح حلقه‌های هیستریزیس، مقادیر میرایی افزایش

## ۵. نتیجه‌گیری

در مطالعه‌ی حاضر، عملکرد لرزه‌ی ستون‌های بتن مسلح قدیمی با میلگردهای ساده‌ی بهسازی شده به روش تسلیح‌گذاری در نزدیک سطح (NSM) به صورت آزمایشگاهی ارزیابی شد و تأثیر وصله‌های مختلف میلگردهای طولی، شامل: بدون وصله، با وصله‌ی همپوشانی مستقیم، و با وصله‌ی همپوشانی قلابدار بررسی شد. شش نمونه‌ی ستون با مقیاس ۵/۱، شامل سه نمونه‌ی کنترلی با وصله‌های مختلف فاقد جزئیات لرزه‌ی و سه نمونه‌ی تقویت شده به روش NSM با میلگردهای فولادی ساخت ایران ساخته و تحت بارهای محوری ثابت و جانبی چرخه‌ی آزمایش شدند. پارامترهای اصلی رفتار لرزه‌ی نمونه‌ها، شامل: مقاومت، شکل‌پذیری، سختی، ظرفیت استهلاک انرژی، میرایی هیستریزیس معادل و شاخص خسارت استخراج بودند و بررسی شدند. نتایج اصلی به صورت خلاصه در ادامه ارائه شده است:

- مود غالب تغییرشکل جانبی نمونه‌های کنترلی به صورت شبه گهواره‌ی بود و منشأ اصلی تغییرشکل آنها، در ترک پای ستون متمرکز شد.
- ترک‌های خمشی کمی در ارتفاع نمونه‌های کنترلی فاقد وصله و با وصله‌ی مستقیم گسترش یافت. در نمونه‌ی کنترلی با وصله‌ی قلابدار به سبب تشکیل ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها، آسیب شدیدی در ناحیه‌ی وصله ظاهر شد. پدیده‌ی اشاره شده باعث کاهش ظرفیت باربری محوری ستون‌های با وصله‌ی قلابدار پس از زلزله می‌شود، لذا بهسازی لرزه‌ی آنها، اولویت بالایی دارد.
- با دورگیری مناسب پای نمونه‌ی با وصله‌ی قلابدار، ازگسترش صدمات در ناحیه‌ی وصله جلوگیری شد و تشکیل پایدار ناحیه‌ی فشاری بین قلاب‌ها باعث افزایش مقاومت جانبی و بهبود پارامترهای لرزه‌ی شد.
- در نمونه‌های تقویت شده، میلگردهای NSM فولادی در جابه‌جایی نسبی بیش از ۵٪ کمانش کردند که باعث گسیختگی دورپیچ در ناحیه‌ی به ارتفاع ۱۰ برابر قطر میلگردهای NSM شد و نهایتاً پس از چند سیکل کمانش و صاف شدن، میلگردهای NSM به دلیل خستگی کم چرخه‌ی شکستند.
- در ستون‌های تقویت شده، ضمن افزایش قابل توجه مقاومت خمشی، سطح

حلقه‌های هیستریزیس به دلیل تغییر مود رفتاری و رفتار شکل‌پذیر میلگردهای NSM فولادی افزایش محسوسی داشت.

- کمترین مقادیر سختی سکانتی متعلق به نمونه‌ی کنترلی با وصله‌ی مستقیم و بیشترین مقادیر مربوط به نمونه‌های تقویت شده بود. افزایش سختی نمونه‌های تقویت شده باعث کاهش تغییرمکان جانبی و در نتیجه کاهش خسارت به اجزاء غیرسازه‌ی ساختمان تحت اثر زلزله شده است.
- کمترین میزان استهلاک انرژی مربوط به نمونه‌ی کنترلی با وصله‌ی مستقیم و بیشترین مقادیر متعلق به نمونه‌های تقویت شده بود. ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های تقویت شده افزایش قابل توجهی داشت، به گونه‌ی که ظرفیت استهلاک انرژی نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در جابه‌جایی‌های نسبی ۲٪، ۴٪، و ۶٪ به ترتیب ۱۱۵٪، ۱۹۸٪ و ۲۵۳٪ افزایش یافت.
- میرایی هیستریزیس معادل نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی افزایش قابل ملاحظه‌ی داشت، به صورتی که میرایی هیستریزیس نمونه‌های تقویت شده نسبت به نمونه‌های کنترلی متناظر به طور متوسط در جابه‌جایی‌های نسبی ۲٪، ۳٪ و ۴٪ به ترتیب ۷۶٪، ۹۵٪، و ۱۰۳٪ افزایش داشت.
- بیشترین مقدار شاخص خسارت مربوط به نمونه‌های کنترلی بوده است. بهسازی ستون‌های فاقد جزئیات لرزه‌ی باعث کاهش شاخص خسارت آنها به ویژه در ستون‌های با وصله‌ی میلگردهای طولی شده است.

## تقدیر و تشکر

نویسندگان نوشتار حاضر از دانشکده‌ی مهندسی عمران دانشگاه تهران و حمایت مجتمع فولاد کویر، شرکت مقاوم‌سازان پایون و شرکت صنایع فروآلیاژ ایران (ازنا) به سبب تأمین بخشی از مصالح مصرفی در پروژه‌ی پژوهشی حاضر تشکر می‌کنند. همچنین از کارشناسان آزمایشگاه سازه‌ی دانشگاه تهران به ویژه آقایان مهندس حمید زارع و مهندس داود رحمانی، به واسطه‌ی پشتیبانی‌های فنی و نقش مهم آنها در انجام آزمایش‌ها قدردانی می‌شود.

## پانوشته‌ها

1. jacket
2. fiber reinforced polymer (FRP)
3. high performance fiber reinforced cementitious composite (HPFRCC)
4. externally bonded reinforced (EBR)
5. near surface mounted (NSM)
6. stainless steel
7. without lap splice
8. straight lap slices
9. hooked lap splices
10. load cell
11. linear variable displacement transducer (LVDT)
12. Quasi-roching mode
13. low cycle fatigue
14. pinching
15. self-centering
16. Park and Ang damage index

## منابع (References)

1. Ilki, A., Demir, C., Bedirhanoglu, I. and et al. "Seismic retrofit of brittle and low strength RC columns using fiber reinforced polymer and cementitious composites", *Adv. Struct. Eng.*, **12**(3), pp. 325-347 (2009).
2. Arani, K.K., Marefat, M.S., Amrollahi, A. and et al. "Experimental seismic evaluation of old concrete columns reinforced by plain bars", *Struct. Des. Tall Spec. Build.*, **22**(3), pp. 267-290 (2013).
3. Adibi, M., Marefat, M.S., Esmaily, A. and et al. "Seismic retrofit of external concrete beam-column joints reinforced by plain bars using steel angles prestressed by cross ties", *Eng. Struct.*, **148**, pp. 813-828 (2017).
4. Seifi, A., Hosseini, A., Marefat, M.S. and et al. "Improving seismic performance of old-type RC frames using

- NSM technique and FRP jackets", *Eng. Struct.*, **147**, pp. 705-723 (2017).
5. Verderame, G.M., Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement", *Part I: Monotonic Tests. Eng. Struct.*, **30**(9), pp. 2277-2288 (2008).
6. Verderame, G.M., Fabbrocino, G. and Manfredi, G. "Seismic response of R.C. columns with smooth reinforcement", *Part II: Cyclic tests. Eng. Struct.*, **30**(9), pp. 2289-2300 (2008).
7. Di Ludovico, M., Verderame, G.M., Prota, A. and et al. "Experimental behavior of nonconforming RC columns with plain bars under constant axial load and biaxial bending", *J. Struct. Eng. ASCE*, **139**(6), pp. 897-914 (2013).
8. Marefat, M.S., Hassanzadeh Shirazi, S.M., Rostamshirazi, R. and et al. "Cyclic response of concrete beams reinforced by plain bars", *J. Earthq. Eng.*, **13**(4), pp. 463-481 (2009).
9. Pampanin, S., Calvi, G.M. and Moratti, M. "Seismic behaviour of R.C. beam-column joints designed for gravity loads", *12th Eur. Conf. Earthq. Eng.*, London (2002).
10. Fernandes, C., Melo, J., Varum, H. and Costa, A. "Cyclic behavior of substandard reinforced concrete beam-column joints with plain bars", *ACI Struct. J.*, **110**(1), pp. 137-148 (2013).
11. Melo, J., Varum, H. and Rossetto, T. "Cyclic behaviour of interior beam-column joints reinforced with plain bars", *Earthq. Eng. Struct. Dyn.*, **44**(9), pp. 1351-1371 (2014).
12. Bousias, S.N., Spathis, A.-L. and Fardis, M.N. "Seismic retrofitting of columns with lap spliced smooth bars through FRP or concrete jackets", *J. Earthq. Eng.*, **11**(5), pp. 653-674 (2007).
13. Fukuyama, K., Higashibata, Y. and Miyauchi, Y. "Studies on repair and strengthening methods of damaged reinforced concrete columns", *Cem. Concr. Compos.*, **22**(1), pp. 81-88 (2000).
14. Ma, C.-K., Apandi, N.M., Sofrie, C.S.Y. and et al. "Repair and rehabilitation of concrete structures using confinement: A review", *Constr. Build. Mater.*, **133**, pp. 502-515 (2017).
15. Truong, G.T., Kim, J. and Choi, K. "Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods", *Eng. Struct.*, **134**, pp. 217-235 (2017).
16. Yalcin, C., Kaya, O. and Sinangil, M. "Seismic retrofitting of R/C columns having plain rebars using CFRP sheets for improved strength and ductility", *Constr. Build. Mater.*, **22**(3), pp. 295-307 (2008).
17. Cho, C., Kim, Y., Feo, L. and et al. "Cyclic responses of reinforced concrete composite columns strengthened in the plastic hinge region by HPFRC mortar", *Compos. Struct.*, **94**(7), pp. 2246-2253 (2012).
18. Li, X., Wang, J., Bao, Y. and et al. "Cyclic behavior of damaged reinforced concrete columns repaired with high-performance fiber-reinforced cementitious composite", *Eng. Struct.*, **136**, pp. 26-35 (2017).
19. Goksu, C., Polat, A. and Ilki, A. "Attempt for seismic retrofit of existing substandard RC members under reversed cyclic flexural effects", *J. Compos. Constr.*, **16**(3), pp. 286-299 (2012).
20. Vrettos, I., Kefala, E. and Triantafillou, T.C. "Innovative flexural strengthening of reinforced concrete columns using carbon-fiber anchors", *ACI Struct. J.*, **110**(1), pp. 63-70 (2013).
21. Barros, J.A.O., Varma, R.K., Sena-Cruz, J.M. and et al. "Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research", *Eng. Struct.*, **30**(12), pp. 3412-3425 (2008).
22. Bournas, D.A. and Triantafillou, T.C. "Flexural strengthening of reinforced concrete columns with near-surface-mounted FRP or stainless steel", *ACI Struct. J.*, **106**(4), pp. 495-506 (2009).
23. El-Maaddawy, T. and El-Dieb, A.S. "Near-Surface-Mounted composite system for repair and strengthening of reinforced concrete columns subjected to axial load and biaxial bending", *J. Compos. Constr.*, **15**(4), pp. 602-614 (2011).
24. Sarafriz, M.E. and Danesh, F. "New technique for flexural strengthening of RC columns with NSM FRP bars", *Mag. Concr. Res.*, **64**(2), pp. 151-161 (2012).
25. Ding, L., Wu, G., Yang, S. and Wu, Z. "Performance advancement of RC columns by applying basalt FRP composites with NSM and confinement system", *J. Earthq. Tsunami*, **7**(2), p. 20 (2013).
26. ACI Committee 440, "Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures (ACI 440.2R-08)", Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute (ACI) (2008).
27. Seible, B.F., Priestley, M.J.N., Hegemier, G.A. and et al. "Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets", *J. Compos. Constr.*, **1**(2), pp. 52-62 (1997).
28. American Society of Civil Engineers, American Society for Testing Materials, American Railway Engineering Association, American Concrete Institute, Portland Cement Association, "Progress report of the joint committee on standard specifications for concrete and reinforced concrete", Philadelphia (1921).
29. ACI Committee 374, "Guide for testing reinforced concrete structural elements under slowly applied simulated seismic loads (ACI 374.2R-13)", Farmington Hills, Michigan: American Concrete Institute (ACI) (2013).
30. ASCE/SEI 41-13, "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings", Reston, Virginia: American Society of Civil Engineers (ASCE) (2014).
31. Park, R. "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bull. NZ Natl. Soc. Earthq. Eng.*, **22**(3), pp. 155-66 (1989).
32. Paulay, T. and Priestley, M.J.N. "Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings", New York, John Wiley & Sons Inc. (1992).
33. FEMA 356, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", Washington, DC: Federal Emergency Management Agency (FEMA) (2000).

34. Priestley, M.J.N., Seible, F. and Calvi, G.M. "Seismic design and retrofit of bridges", New York, USA, John Wiley & Sons Inc. (1996).
35. Zameeruddin, M. and Sangle, K.K. "Review on recent developments in the performance-based seismic design of RC structures", *Structures*, **6**, pp. 119-133 (2016).
36. Park Y., Alfredo H. and Ang F. "Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete", *ASCE J Struct Eng*, **111**, pp. 722-739 (1985).
37. CEN. Eurocode 8: Design of Structures for earthquake resistance-part 3: Assessment and retrofitting of buildings. Brussels, Belgium: Comité Europe en de Normalisation (2005).
38. Melo, J., Varum, H. and Rossetto, T. "Experimental cyclic behaviour of RC columns with plain bars and proposal for Eurocode 8 formula improvement", *Eng. Struct.*, **88**, pp. 22-36 (2015).