

ارزیابی آزمایشگاهی ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده تحت بارگذاری تناوبی جانبی

محمدصادق معرفت^{۱*}، کامیار کرباسی آرانی^۲، ابوالفضل امرالهی بیوکی^۳ و محمد خان محمدی^۴
^۱ استاد دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران
^۲ فارغ‌التحصیل دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران
^۳ فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران
^۴ استادیار، دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکده‌های فنی، دانشگاه تهران

چکیده

ساختمان‌های بتن آرمه که قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی در اروپا و کشورهای نظیر ایران و ترکیه ساخته شده‌اند عموماً با میلگرد ساده مسلح شده و فاقد جزئیات لرزه‌ای مناسب و منطبق بر دانش امروزی مهندسی زلزله می‌باشند. با توجه به اثبات آسیب‌پذیری این‌گونه ساختمان‌ها در زلزله‌های اخیر، تقاضا برای ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی آن‌ها در سالیان اخیر افزایش چشمگیری داشته است و چگونگی رفتار لرزه‌ای اعضای این‌گونه ساختمان‌ها با سؤالات متعددی رو به رو گردیده است. این مقاله گزارشی از نتایج آزمایش‌های بارگذاری یکنوا و تناوبی در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران بر روی چهار نمونه ستون بتنی مسلح به میلگرد ساده را ارائه می‌نماید که با مشخصات ساختمان‌های قدیمی ساخته شده‌اند. جزئیات نمونه‌ها شامل تسلیح با میلگرد ساده و وصله میلگردهای طولی در سه نوع (وصله پوششی قلاب‌دار، وصله پوششی مستقیم و بدون وصله) می‌باشد و فواصل میلگردهای عرضی نسبتاً زیاد هستند. آزمایش‌ها نشان می‌دهند که تحت بارگذاری جانبی، اعضا دچار تعدادی ترک متمرکز نسبتاً عریض شده که در امتداد عمود بر محور طولی ستون گسترش یافته‌اند و مود رفتاری غالب به شکل رفتار گهواره‌ای مقید می‌باشد و به نوع وصله بستگی ندارد. همچنین الگوی خسارت و پاسخ چرخه‌ای نیرو-جابجایی با نمونه‌های دارای میلگرد آج‌دار کاملاً متفاوت می‌باشد، به نحوی که منحنی‌های چرخه‌ای در نمونه بدون وصله، مبدأگرا بوده و در نمونه‌های دارای وصله، پرچمی شکل می‌باشند. همچنین یک مدل تئوریک به منظور توجیه پاسخ چرخه‌ای نمونه‌ها پیشنهاد گردیده است که با نتایج آزمایش‌ها هم‌خوانی مطلوبی دارد. می‌توان گفت مشارکت لغزش (چرخش انتهای گیردار) منشأ اصلی تغییر شکل‌ها در همه نمونه‌ها می‌باشد.

واژگان کلیدی: ستون بتنی مسلح، میلگرد ساده، ساختمان‌های قدیمی، رفتار تناوبی، لغزش میلگرد، رفتار گهواره‌ای.

۱- مقدمه

این ساختمان‌ها می‌توان به ساختمان قدیمی بانک مرکزی، ساختمان قدیم مجلس شورای اسلامی، ساختمان وزارت امور اقتصادی و دارایی، ساختمان قدیمی مخابرات، ساختمان قدیمی وزارت نفت، ساختمان مرکزی بانک ملی و ساختمان‌های دانشکده‌های فنی، حقوق، ادبیات و علوم پزشکی دانشگاه تهران اشاره کرد. این ساختمان‌ها عموماً توسط مهندسان اروپایی قدیمی طراحی و اجرا گردیده‌اند و اکثر آن‌ها در حال حاضر در حال خدمت‌دهی می‌باشند. در اکثر این نوع ساختمان‌های قدیمی نسبت اعضای تیر و ستون به گونه‌ای است که تیرها به مراتب سخت‌تر و قوی‌تر از ستون‌ها هستند و از این رو به نظر می‌رسد رفتار کلی سازه تا حد زیادی متأثر از رفتار ستون‌ها و به صورت خرابی مشابه نوع خرابی طبقه نرم باشد [۱]. با توجه به اثبات آسیب‌پذیری لرزه‌ای این‌گونه ساختمان‌ها در زلزله‌های

یکی از انواع ساختمان‌های بتن آرمه قدیمی، ساختمان‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده می‌باشند. این ساختمان‌ها عمدتاً قبل از سال ۱۹۷۰ میلادی در اروپا و کشورهای نظیر ایران و ترکیه ساخته شده‌اند و پس از ورود میلگرد آج‌دار به صنعت ساختمان، ساخت آن‌ها منسوخ گردید. این ساختمان‌ها عمدتاً برای تقاضاهای ثقلی طراحی شده‌اند و فاقد جزئیات لرزه‌ای مناسب و منطبق بر دانش امروزی مهندسی زلزله بوده و همچنین در آن‌ها از تسلیح متفاوتی با خصوصیت پیوستگی بسیار کمتر نسبت به میلگردهای آج‌دار استفاده گردیده است. در کشورمان ایران در ساخت سازه‌های ساختمانی دولتی مابین سال‌های ۱۳۱۰ تا ۱۳۵۰ هجری شمسی عمدتاً از قاب‌های خمشی بتنی مسلح به میلگرد ساده استفاده شده است. از جمله

ساده به دلیل مشارکت بالای چرخش‌های انتهای گیردار^۱ در تغییر شکل‌های کل (حتی در نمونه‌های تقویت شده)، می‌بایست توجه ویژه‌ای در مدل‌سازی‌های رفتاری به عمل آید. میزان تأثیر دو روش تقویت ژاکت بتنی مسلح و دور پیچی با FRP، روی ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده توسط Bousias و همکاران [۶] مورد آزمایش قرار گرفت. نمونه‌های آن‌ها از دو نوع بدون وصله و وصله پوششی قلاب‌دار با طول ۱۵ برابر یا ۲۵ برابر قطر میلگرد بود. آن‌ها نتیجه گرفتند ظرفیت تغییر شکلی و اتلاف انرژی پایین نمونه‌های مرجع (نمونه‌های بدون تقویت) مستقل از طول وصله پوششی می‌باشد. همچنین تأثیر مثبت دور پیچی با CFRP در افزایش ظرفیت تغییر شکل و اتلاف انرژی (نه مقاومت) در مطالعات آن‌ها اثبات گردید. Verderame و همکاران [۷ و ۸] به منظور شناخت رفتار اعضای بتنی مسلح به میلگرد ساده در برابر زلزله ۱۲ نمونه را تحت بارگذاری‌های یکنوا و تناوبی مورد آزمایش قرار دادند. نمونه‌ها به دو صورت مختلف، بدون وصله پوششی و با وصله پوششی قلاب‌دار به طول ۴۰ برابر قطر میلگرد طولی، ساخته شدند. آن‌ها نتیجه گرفتند مکانیزم تغییر شکلی ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده بسیار متفاوت با ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد آج‌دار می‌باشد که عمده این تفاوت از بازشدگی زیاد ترک پای نمونه نشأت می‌گیرد. آن‌ها این بازشدگی را ناشی از جاری شدن گسترده میلگرد ساده در طولی در بالا (ستون) و پایین (پی) دانستند و ادعان نمودند که تحقیقات بیشتری برای شناخت خصوصیات رفتاری این گونه ستون‌ها لازم است.

از دیگر مطالعات انجام گرفته بر روی اعضای بتنی مسلح به میلگرد ساده می‌توان به مطالعات Liu و همکاران [۹] بر روی زیرسازه‌های صلیبی شکل داخلی و خارجی و مطالعات Marefat و همکاران [۱۰] و Bartlett و Feldman [۱۱] بر روی تیرهای بتنی مسلح به میلگرد ساده اشاره کرد. مطالعات متعددی هم در دهه اخیر توسط Feldman و Bartlett [۱۲ و ۱۳] و Verderame و همکاران [۳ و ۱۴] بر روی نمونه‌های آزمایشی بیرون کشیدگی^۲ میلگرد ساده برای تعیین خصوصیات رفتاری پیوستگی تحت اثر بارگذاری‌های یکنوا و تناوبی انجام گرفته است. همچنین مطالعات به نسبت گسترده‌ای در خصوص رفتار بیرون کشیدگی نمونه‌های میلگرد ساده دارای قلاب انتهایی توسط Fabbrocino و همکاران [۱۵-۱۷] انجام گرفته است.

اخیر، تقاضا برای ارزیابی لرزه‌ای و بهسازی این گونه ساختمان‌ها افزایش چشمگیری داشته است و نحوه رفتار لرزه‌ای اعضای سازه‌ای این گونه ساختمان‌ها که دارای جزئیات‌های متنوعی نیز می‌باشند با سؤالات متعددی روبرو گردیده است. آنچه مسلم است پیوستگی بین میلگردهای ساده و بتن به دلیل آج نداشتن میلگرد در تنش‌های پایین از طریق چسبندگی شیمیایی بین فولاد و بتن تأمین می‌گردد و با افزایش تنش‌های پیوستگی، چسبندگی شیمیایی بین بتن و فولاد از بین رفته و مکانیزم ضعیف قفل مکانیکی بین چسب سیمان و ناهمواری‌های روی سطح آرماتور ساده فعال می‌شود؛ مکانیزمی مشابه با قفل مکانیکی بین آج و بتن در میلگرد آج‌دار اما در مقیاس بسیار کوچکتر. تأثیر این مکانیزم به علت اثر پواسون مقداری کاهش می‌یابد؛ اثری که موجب کاهش قطر میلگرد تحت کشش گردیده و متعاقباً کاهش سطح تماس میلگرد و بتن اطراف را در پی خواهد داشت [۲]. با افزایش تنش‌ها یک جدایی پیش‌رونده بین بتن و فولاد به وجود آمده و لذا در مرحله پایانی، مقاومت تنها از طریق اصطکاک بین میلگرد و بتن تأمین می‌گردد. این مقاومت اصطکاکی نیز به سرعت زوال یافته تا در حد ۳۰ درصد مقاومت حداکثر به یک مقاومت پسماند می‌رسد [۳]. این مقاومت اصطکاکی همچون دیگر مقاومت‌های اصطکاکی دارای نیروی بازگرداننده نیست.

در دهه اخیر با توجه به نیاز روزافزون به ارزیابی و بهسازی لرزه‌ای این گونه ساختمان‌ها، تحقیقاتی توسط پژوهشگران مختلف صورت گرفته است. اکثر این تحقیقات بر روش‌های بهسازی و بهبود عملکرد لرزه‌ای اعضای سازه‌ای بتنی مسلح به میلگرد ساده تمرکز داشته‌اند و تعداد کمی با هدف ارزیابی رفتار در وضعیت موجود اعضا انجام گرفته‌اند.

Yalcin و همکاران [۴] پنج نمونه ستون بتن آرمه با میلگرد ساده را مورد آزمایش قرار دادند. میلگردگذاری نمونه‌ها به دو صورت مختلف، بدون وصله پوششی و با وصله پوششی به طول ۳۶ برابر قطر میلگرد انجام گردید. آن‌ها نتیجه گرفتند استراتژی تقویت دورگیری غیرفعال (دورگیری با CFRP) رفتار ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده را بهبود نمی‌بخشد؛ به خصوص اگر میلگردهای طولی دارای طول گیرایی کافی نباشند. Ozcan و همکاران [۵] نیز ۵ نمونه ستون مسلح به میلگرد ساده و بدون وصله پوششی را مورد آزمایش قرار دادند. نتایج آزمایش‌ها حاکی از افزایش اندک مقاومت اما افزایش چشمگیر ظرفیت تغییر شکل در اثر تقویت با FRP بوده است. آن‌ها نتیجه گرفتند در ارزیابی رفتار لرزه‌ای ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد

1- Fixed end rotation (FER)

2- Pull out

دو نمونه بدون وصله پوششی یکی به صورت یکنوا (WOS-M) و دیگری به صورت تناوبی (WOS-C) مورد آزمایش قرار گرفتند. میلگردهای عرضی با آرماتور ساده به قطر ۸ میلی متر و به فواصل مساوی ۲۰۰mm (تقریباً برابر با عمق مؤثر مقطع که مورد استفاده مهندسان قدیمی قرار می‌گرفته است) مورد استفاده قرار گرفتند. فواصل این میلگردها در بالای نمونه که محل اعمال نیرو می‌باشد به ۵۰mm کاهش یافت. جزئیات کامل نمونه‌ها در شکل (۱) به نمایش در آمده است. کلیه ستون‌ها تحت بار قائم محوری ثابت معادل ۱۵ درصد ظرفیت بتن مقطع مورد آزمایش قرار گرفتند.

۲-۲- مشخصات مصالح بتنی و فولادی

مقاومت مشخصه هدف آزمون‌های بتنی استوانه ای در سن ۲۸ روز ۲۲/۵ مگاپاسکال انتخاب گردید. مصالح بتن از سنگ‌دانه‌های با وزن نرمال و حداکثر اندازه ۱۹mm با نسبت آب به سیمان ۰/۵۱ تهیه گردید. نسبت‌های طرح اختلاط برای هر متر مکعب بتن عبارت بود از: ۷۰۰ کیلوگرم مصالح درشت دانه با قطر سنگ‌دانه مابین ۵mm و ۱۹mm، ۹۸۲ کیلوگرم مصالح ریز دانه با قطر حداکثر ۵mm و ۳۵۰ کیلوگرم سیمان پرتلند نوع یک. هیچ‌گونه افزودنی هم مورد استفاده قرار نگرفت. میانگین مقاومت روی ۵ آزمون استوانه‌ای استاندارد (۱۵۰×۳۰۰mm) در روز آزمایش نمونه‌ها به ترتیب ۲۳/۹، ۲۲/۹، ۲۴/۰ و ۲۴/۸ مگاپاسکال به ترتیب روی نمونه‌های WOS-M، WOS-C، SOS-C و HOS-C به دست آمد. میانگین مقاومت جاری شدن ۳ آزمون میلگرد طولی ساده به قطر ۱۲ میلی‌متر ۳۷۰MPa به دست آمد در حالی که میانگین مقاومت نهایی آن‌ها ۵۲۹MPa در ازدیاد طول کلی میانگین ۰/۲۸ به دست آمد.

۲-۳- برپایش آزمایشگاهی

نمایی از برپایش آزمایشگاهی و نمونه مورد آزمایش در شکل (۲-الف) به نمایش در آمده است. فونداسیون نمونه توسط ۴ ردیف بولت دوتایی که سوراخ‌هایی برای عبور آن‌ها در داخل فونداسیون تعبیه شده بود به کف قوی آزمایشگاه از طریق یک نشیمن سخت شده پیش‌تنیده گردید. بار جانبی توسط یک چک هیدرولیکی افقی با ظرفیت حداکثر ۱۲۰kN به نمونه وارد گردید. این چک به یک قاب سخت و قوی متصل می‌گردید که نیروهای عکس‌العمل را به کف قوی منتقل می‌نمود.

این مقاله گزارشی از نتایج آزمایش جانبی یکنوا و تناوبی بر روی چهار نمونه ستون بتنی مسلح به میلگرد ساده با مقیاس ۱ به ۲ را که در آزمایشگاه سازه دانشکده فنی دانشگاه تهران انجام شده است ارائه می‌نماید و سعی می‌کند زوایایی از ماهیت رفتاری متفاوت ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده را نسبت به ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد آج‌دار روشن‌تر نماید. طراحی و ارائه جزئیات نمونه‌ها به گونه‌ای انجام گرفته است که معرف جزئیات ساختمان‌های قدیمی به خصوص در مورد نحوه وصله میلگردهای طولی در بالای تراز طبقه و همچنین فواصل میلگردهای عرضی باشد. نتایج به دست آمده در این مقاله می‌تواند پاسخگوی بخشی از نیاز مهندسان سازه برای پی بردن به ماهیت رفتاری لرزه‌ای متفاوت ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده نسبت به ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد آج‌دار باشد.

۲- برنامه آزمایش

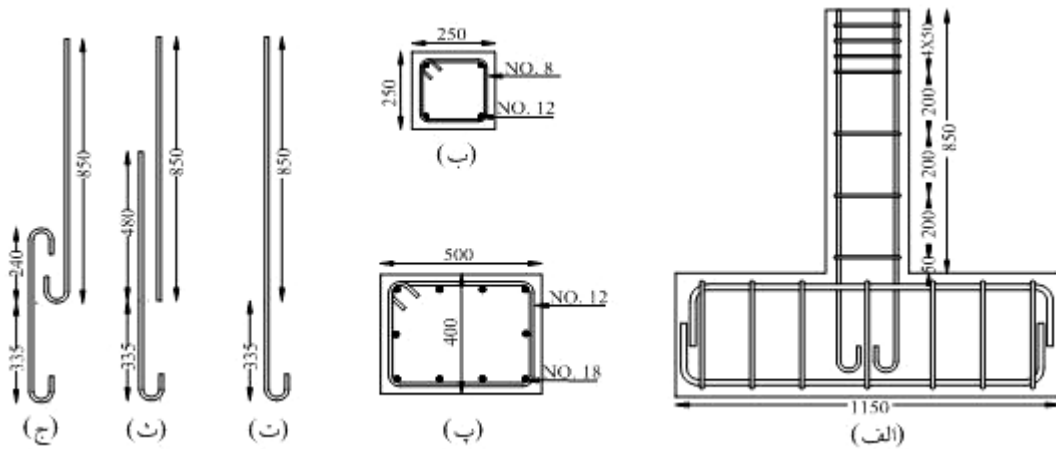
۲-۱- نمونه‌های آزمایش و متغیرهای آزمایش

در این مطالعه ۴ نمونه ستون طره‌ای با مقیاس ۱ به ۲ و تحت بارگذاری‌های یکنوا و تناوبی مورد آزمایش قرار گرفتند. همه نمونه‌ها دارای مقطع مربعی به ابعاد $250 \times 250 \text{ mm}^2$ و به طول ۸۵۰mm می‌باشند که به یک فونداسیون قوی با ابعاد $1150 \times 500 \times 400 \text{ mm}^3$ متصل می‌گردند. بتن‌ریزی نمونه‌ها در دو مرحله و به صورت قائم انجام گرفت. در مرحله اول بتن فونداسیون و در مرحله دوم بتن ستون ریخته شد. تسلیح فونداسیون با میلگرد آج‌دار صورت گرفت و طراحی آن به نحوی تدبیر گردید که در حین آزمایش و تحت بارگذاری حدی ترک نخورد. کلیه نمونه‌ها دارای ۴ عدد میلگرد طولی با آرماتور ساده و به قطر ۱۲ میلی‌متر می‌باشند. به منظور بررسی اثر انواع جزئیات قدیمی، سه نوع جزئیات برای میلگردهای طولی استفاده گردید. دو نمونه بدون وصله پوششی (WOS)^۱ که معرف جزئیات ستون در پایین تراز طبقه می‌باشند، یک نمونه دارای وصله پوششی مستقیم با طول ۴۰ برابر قطر میلگرد (SOS)^۲ که معرف جزئیات ستون در بالای تراز طبقه منطبق بر رسم مهندسان قدیمی آمریکایی می‌باشد و یک نمونه دارای وصله پوششی قلاب‌دار با طول ۲۰ برابر قطر میلگرد (HOS)^۳ که معرف جزئیات ستون در بالای تراز طبقه مطابق رسم مهندسان قدیمی اروپایی می‌باشد.

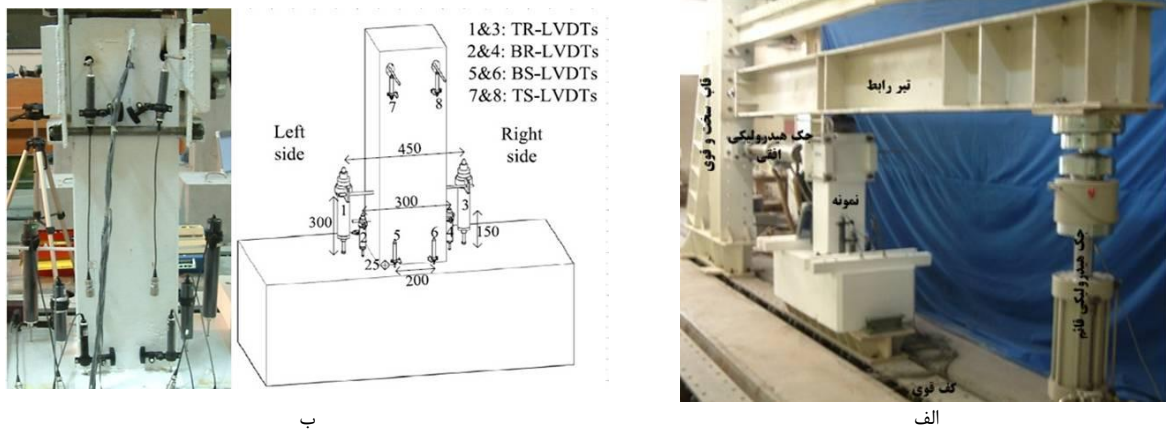
1- Without overlap splice

2- Straight overlap splice

3- Hooked overlap splice



شکل ۱- جزئیات نمونه‌های آزمایشگاهی: الف) جزئیات تیب نمونه‌ها، ب) مقطع تیب ستون‌ها، پ) مقطع تیب فونداسیون‌ها، ت) جزئیات میلگرد طولی پیوسته نمونه‌های WOS (ث) جزئیات تیب میلگرد طولی (انتظار و وصله) نمونه SOS، ج) جزئیات تیب میلگرد طولی (انتظار و وصله) نمونه HOS



شکل ۲- الف) نمایش از برپایش آزمایشگاهی، ب) آرایش تغییر مکان سنج‌ها

بار قائم ثابت توسط یک جک هیدرولیکی قائم از طریق یک تیر رابط یک سر مفصل به نمونه منتقل شد. انتقال بار از تیر رابط به نمونه با استفاده از یک غلتک با اصطکاک ناچیز به نمونه انجام می‌گرفت. بارگذاری جک افقی در مود تغییر مکان - کنترل و به صورت شبه استاتیکی و بارگذاری جک قائم در مود نیرو - کنترل با نیروی ثابت در کل طول آزمایش انجام گردید. هر دو جک دارای تغییر مکان سنج و نیروسنج داخلی بودند.

۴-۲- ابزاربندی

برای اندازه‌گیری تغییر شکل‌ها از ۸ عدد تغییر مکان سنج (LVDT) استفاده گردید (شکل ۲-ب). تعداد ۴ عدد از این حسگرها برای اندازه‌گیری چرخش در دو تراز ۱۵۰ mm و

۳۰۰ mm در هر دو سمت نمونه استفاده گردیدند که تغییر مکان سنج‌های تراز ۱۵۰ mm، BR-LVDT و تغییر مکان سنج‌های تراز ۳۰۰ mm، TR-LVDT نامیده شدند. ۴ عدد دیگر هم برای اندازه‌گیری لغزش‌های میلگرد نسبت به بتن در بالا و پایین استفاده گردیدند که تغییر مکان سنج‌های پایین BS-LVDT و تغییر مکان سنج‌های بالا TS-LVDT نامیده شدند. کلیه تغییر مکان سنج‌ها به نمونه با استفاده از میلگردهای میان‌گذر که در مرحله بتن‌ریزی و قالب‌بندی تعبیه شده بودند متصل گردیدند. شکل (۲-ب) آرایش تغییر مکان سنج‌ها بر روی نمونه را نشان می‌دهد. خروجی اطلاعات تغییر مکان سنج‌ها توسط یک دستگاه ثبت داده ۴۰ کاناله به صورت دیجیتال در حین انجام آزمایش ثبت گردیدند.

۲-۵- روند بارگذاری نمونه‌ها

تاریخچه بارگذاری تناوبی نمونه‌ها مطابق با توصیه‌های تاریخچه یک تاریخچه تغییر مکان کنترل بر حسب تغییر مکان نسبی می‌باشد. در هر نسبت تغییر مکان نسبی ۳ سیکل کامل تکرار می‌گردد و سپس یک سیکل با نصف دامنه قبلی اعمال می‌شود. نسبت تغییر مکان نسبی اولیه (۰/۲) به گونه‌ای انتخاب می‌گردد که نمونه در آن نسبت تغییر مکان نسبی الزاماً پاسخ الاستیک خطی داشته باشد. نسبت‌های تغییر مکان نسبی بعدی نیز به گونه‌ای تنظیم می‌گردند که کمتر از ۱/۲۵ برابر و بیشتر از ۱/۵ برابر دامنه قبلی نباشند. محل اعمال بارگذاری ۷۵۰ mm بالای تراز فونداسیون بوده که بیانگر نصف طول یک ستون کامل با مقیاس ۱ به ۲، تا نقطه عطف می‌باشد. همین طول برای محاسبات نسبت‌های تغییر مکان نسبی مورد استفاده قرار گرفت. بارگذاری یکنوا نیز با اعمال گام‌های کوچک تا نسبت تغییر مکان نسبی ۶/۷۵٪ (در ۵۰ گام) انجام گرفت و سپس به منظور برداشت شاخه برگشتی باربرداری طی ۲۰ گام تا رسیدن به تغییر مکان اولیه (صفر) ادامه یافت.

۳- مشاهدات آزمایش

در حین انجام آزمایش‌ها، مشاهدات مختلفی ثبت گردیدند که در این بخش به بحث در خصوص آن‌ها پرداخته می‌شود. می‌توان گفت همه نمونه‌ها تا تغییر مکان نسبی ۲/۲٪ الگوی ترک خوردگی مشابهی داشتند. تشکیل ۳ ترک خمشی در ارتفاع‌های تراز پایه (ترک پای نمونه)، تراز تقریبی نصف عمق ستون (ترک‌های $0.5h$) و تراز تقریبی عمق ستون (ترک‌های h) مشخصه بارز مشاهده شده در نمونه‌ها بود. در نمونه‌های WOS-C و WOS-M (برای تست تناوبی و M- برای تست یکنوا) ترک پای نمونه و ترک $0.5h$ فعال تر از ترک h بودند، ترک $0.5h$ نیز با تمایل ۴۵ درجه رفتار خمشی- برشی نشان می‌داد. در نمونه‌های وصله دار SOS-C و HOS-C ترک پای نمونه و ترک h فعال تر از ترک $0.5h$ بودند و ترک h با تمایل ۴۵ درجه رفتار خمشی- برشی از خود نشان می‌داد. آنچه به وضوح مشخص است این که ترک پای نمونه با بازشدگی زیاد خود نقش اصلی را در ایجاد تغییر شکل‌های کل بر عهده دارد و مود رفتاری گهواره‌ای مانند را برای همه نمونه‌ها ایجاد می‌کند. مطالعات Yalcin و همکاران [۴] نیز تأکید بر رفتار گهواره‌ای ستون‌های دارای میلگرد ساده دارد.

در همه موارد غیر از نمونه WOS-C که به صورت نامتقارن رفتار نمود، پوسته‌شدگی^۱ بتن در نسبت تغییر مکان نسبی ۲/۲٪ در هر دو جهت بارگذاری رخ داد. نمونه HOS-C تنها نمونه‌ای بود که در تغییر مکان نسبی ۳/۵ درصد متحمل ترک‌های قائم نیز گردید و همچنین از نسبت تغییر مکان نسبی ۶ درصد متحمل ترک‌های X شکل گردید. وقوع این گونه ترک‌ها نشان دهنده عملکرد فعال وصله‌های قلاب‌دار پای نمونه می‌باشد که انتهای قلاب آن‌ها در تراز ۲۴۰ میلی‌متری بالای تراز فونداسیون قرار دارد. به عبارتی قلاب‌ها نیروهای زیادی را در تغییر مکان‌های نسبی بزرگ متحمل گردیده‌اند که در نتیجه نمونه HOS-C آسیب‌دیده‌ترین نمونه از لحاظ وسعت ناحیه خرد شده بتن (تا عمق ۱/۵ برابر عمق مقطع) می‌باشد در حالی که نمونه SOS-C دارای یک ناحیه خرد شده کوچک بتن به ارتفاع حداکثر ۵۰ میلی‌متر در پنجه ستون می‌باشد. نمونه WOS-C هم البته آسیب اندکی را تجربه نمود؛ اما میزان آسیب آن از نمونه SOS-C کمتر نبود. شایان ذکر است میزان آسیب نمونه WOS-M حتی از نمونه SOS-C هم کمتر بود به طوری که حتی در نسبت تغییر مکان نسبی ۶/۷۵ درصد (انتهای بارگذاری) دچار خردشدگی^۲ بتن هم نگردید. کماتش میلگردهای طولی هم حتی پس از خردشدگی بتن در هیچ یک از نمونه‌ها مشاهده نگردید.

بر اساس نتایج قرائت شده از سنسورهای TS-LVDT که به منظور پایش لغزش احتمالی میلگردهای طولی در بالای نمونه تعبیه شده بودند، جالب است که لغزش تنها در انتهای میلگردهای WOS-C رخ داده و در هیچ یک از دیگر نمونه‌ها، میلگردهای بالایی لغزشی نداشتند. در واقع بعد از لغزش $3mm/0.3$ (میانگین دو مقدار در راست و چپ) در نمونه WOS-C اتلاف انرژی با مکانیسم لغزش اصطکاکی آغاز می‌گردد. این لغزش کم‌کم در محدوده فشاری هم بروز می‌نماید. به عبارتی بلوک بتنی کاملاً نسبت به میلگردها جابجا می‌گردد هم در طرفی که میلگردها در کشش قرار دارند و هم در طرفی که میلگردها در فشار قرار دارند. عدم لغزش میلگردها در نمونه WOS-M تأییدی بر تفاوت ماهیت رفتاری پیوستگی در آزمایش‌های یکنوا نسبت به آزمایش‌های تناوبی است و درخصوص عدم لغزش میلگردها در نمونه‌های SOS-C و HOS-C می‌توان گفت که انتقال نیرو از آرماتورهای انتظار به آرماتورهای وصله در حدی نبوده است که بتواند سبب لغزش

1- Spalling

2- Crushing

نسبی ۱/۳۳٪) با بسته شدن ترک‌ها نمودار دوباره سختی پیدا کرده و در نهایت به حدود نیروی ۴۳kN- در تغییر مکان نسبی صفر می‌رسد.

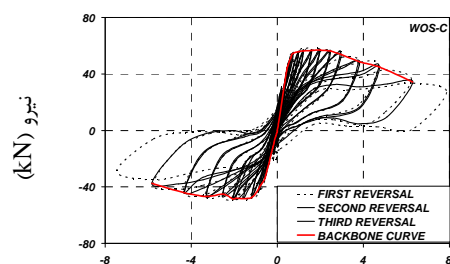
در نمونه WOS-C نمودارهای چرخه‌ای به شکل مبدأ‌آگرا شکل گرفته‌اند. به عبارت دیگر در مرحله باربرداری پس از افت اولیه سریع مقاومت، منحنی پاسخ به سرعت به سمت مبدأ میل می‌کند. پینچینگ زیاد منحنی و تغییر شکل‌های پسماند کم از مشخصه‌های بارز رفتاری پاسخ این نمونه می‌باشند. در نمونه SOS-C هم مانند نمونه WOS-C نمودارهای پاسخ، مبدأ‌آگرا می‌باشند؛ اما ظاهری پرچمی شکل به خود گرفته‌اند. به بیان دیگر در مرحله باربرداری پس از افت سریع مقاومت، منحنی پاسخ با نیروی ثابت و حتی با یک شیب منفی به سوی تغییر مکان‌های نسبی صفر حرکت می‌نماید و در نهایت در نزدیکی تغییر مکان نسبی صفر با شیب زیاد به مبدأ متمایل می‌گردد. پینچینگ زیاد و تغییر مکان پسماند کم در پاسخ چرخه‌ای این نمونه نیز مشهود می‌باشند. منحنی پاسخ چرخه‌ای نمونه HOS-C بسیار مشابه با نمونه SOS-C می‌باشد. نکته جالب در خصوص مرحله بارگذاری همه نمونه‌ها تفاوت مسیر بارگذاری تکرار اول سیکل‌ها با تکرارهای دوم و سوم سیکل‌ها می‌باشد. در نمودار شکل‌های (۳-الف) تا (۳-ت) تکرارهای اول با خط چین و تکرارهای دوم و سوم با خط پر نمایش داده شده‌اند.

میلگردهای وصله در انتهای عضو گردد که نشان از عدم کفایت ضوابط جزئیات‌بندی وصله‌های قدیمی در انتقال نیروهای پیوستگی بین میلگردهای ساده دارد.

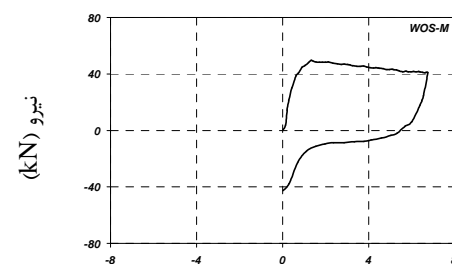
۴- پاسخ نمونه‌ها بر حسب نمودارهای نیرو - تغییر مکان نسبی

در شکل‌های (۳-الف) تا (۳-ت) نمودارهای پاسخ هر چهار نمونه بر حسب تغییر مکان نسبی (تغییر مکان در محل جک بارگذاری تقسیم بر فاصله محل اعمال بار تا روی پی) و نیروی قرائت شده از سلول بار (نیروسنج) متصل به جک آمده است. همچنین نمودارهای پوش پاسخ از اتصال نقاط حداکثر تغییر مکان نسبی در تکرار سوم هر سیکل رسم گردیده‌اند.

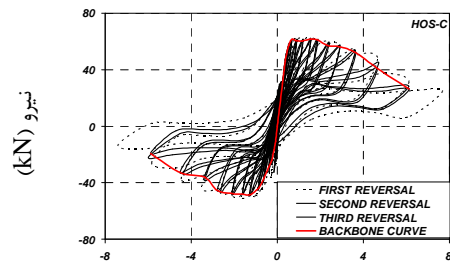
نمونه WOS-M تا حد تغییر مکان نسبی ۰/۶۳٪ تقریباً خطی رفتار کرده است و از آن به بعد نمودار حالت غیرخطی پیدا کرده است تا این که در تغییر مکان نسبی ۱/۳۳٪ به حداکثر مقاومت خود یعنی حدود ۵۰kN رسیده است. از این نقطه به بعد افت نمودار آغاز گردیده تا این که در نهایت در تغییر مکان نسبی ۶/۷۵٪ به مقاومت تقریبی ۴۱kN می‌رسد. شیب این افت در حدود ۱/۶۲kN/m- در هر واحد تغییر مکان نسبی می‌باشد (۲۲kN/m-). پس از این مرحله، در عملیات باربرداری منحنی با یک شیب تقریباً زیاد افت نموده و با تغییر مکان نسبی پسماند ۵/۴٪ به سوی تغییر مکان نسبی صفر و با نیرویی تقریباً ثابت ادامه مسیر می‌دهد. در نزدیکی نقطه صفر (حدود تغییر مکان



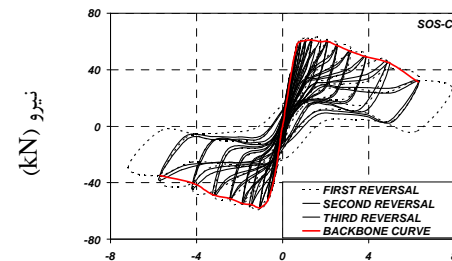
(ب) تغییر مکان نسبی (./)



(الف) تغییر مکان نسبی (./)



(ت) تغییر مکان نسبی (./)



(پ) تغییر مکان نسبی (./)

شکل ۳- نمودارهای پاسخ نیرو- تغییر مکان نسبی: الف) نمونه WOS-M، ب) نمونه WOS-C، ج) نمونه SOS-C، د) نمونه HOS-C

۵- مشارکت لغزش در تغییر شکل‌های کل

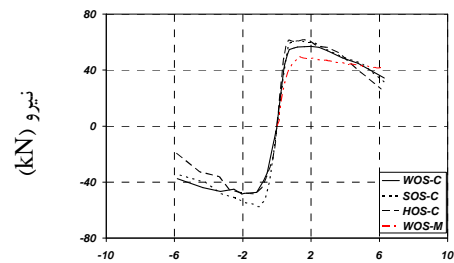
در شکل‌های (۵-الف) تا (۵-ت) چرخش پای نمونه WOS-C در چهار نسبت تغییر مکان نسبی مختلف به نمایش در آمده است. این چرخش که در ادبیات فنی به آن چرخش انتهای گیردار گفته می‌شود عمدتاً در اثر مشارکت لغزش آرماتورها به دلیل نفوذ کرنش در پی به وجود می‌آید و در ستون‌های با میلگرد ساده نقشی اساسی در ایجاد تغییر شکل‌های کلی دارد. این مطلب توسط محققانی همچون Verderame و همکاران [۷] و Ozcan [۸] و همکاران [۵] نیز مورد بیان و بررسی قرار گرفته است. تا قبل از رخداد زوال پیوستگی در میلگردهای طولی داخل نمونه، این چرخش را می‌توان ناشی از ازدیاد طول میلگردهای ساده در داخل پی دانست. به عبارتی به علت پیوستگی کم میلگرد ساده در داخل پی، با اعمال نیروی کششی ناشی از خمش به آن به علت پدیده بواسون منفی قطر آرماتور سریعاً کوچکتر شده و جدایی بین آرماتور و بتن حاصل می‌گردد. جدایی مذکور این امکان را فراهم می‌آورد تا یک افزایش طول^۲ قابل توجه بتواند در میلگردهای داخل پی شکل بگیرد و متناظر با افزایش تغییر شکل‌های نمونه، این افزایش طول، زیاد و زیادت‌تر شود. این وضعیت تا زمانی ادامه می‌یابد که نیروی افزایش یابنده جاری‌شدگی (به علت سخت‌شدگی کرنشی) به ظرفیت پیوستگی میلگردهای انتظار در داخل نمونه برسد که در آن لحظه زوال پیوستگی در میلگرد داخل نمونه رخ داده و مکانیزم پیوستگی لغزشی اصطکاکی شکل می‌گیرد. به عبارتی مکانیزم جاری‌شدگی تبدیل به مکانیزم پیوستگی لغزشی اصطکاکی می‌گردد.

شکل‌های (۶-الف) تا (۶-ت) نتایج چرخش به دست آمده از TR-LVDT ها و BS-LVDT ها را در تغییر مکان‌های نسبی مثبت به نمایش می‌گذارند. با توجه به موقعیت محل نصب BS-LVDT ها می‌توان انتظار داشت که مقادیری که از محاسبه چرخش آن‌ها به دست می‌آید همان چرخش‌های ناشی از لغزش یا چرخش‌های انتهای گیردار باشند. محاسبه این چرخش‌ها توسط رابطه زیر انجام می‌گیرد.

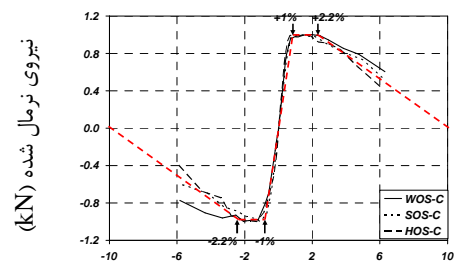
$$\theta_{BR} = \frac{S_R - S_L}{d_0} \quad (1)$$

این پدیده را می‌توان به خصوصیت پیوستگی بین بتن و میلگرد^۱ در میلگردهای ساده نسبت داد. چنانچه مسیر تکرار اول در نمودارهای پیوستگی در آزمایش‌های بیرون کشیدگی نیز متفاوت از تکرارهای بعدی می‌باشند [۳ و ۱۳].

در شکل (۴-الف) کلیه نمودارهای پوش تناوبی و یکنوا به صورت یک‌جا ترسیم گردیده‌اند. افت بسیار کم مقاومت در نمونه یکنوا به نسبت افت به نسبت زیاد مقاومت در نمونه‌های تناوبی مشهود است. همان‌طور که قبلاً در بخش مشاهدات آزمایش عنوان گردید نمونه یکنوا تنها نمونه‌ای بود که خردشدگی بتن در پنجه را تجربه ننموده است. این را می‌توان به برقرار ماندن پیوستگی بین میلگرد فشاری و بتن در تغییر مکان نسبی‌های بالا نسبت داد که در نتیجه منجر به عدم افت نمودار و عدم کراشینگ بتن گردیده است. در شکل (۴-ب) کلیه نمودارهای پوش تناوبی به سطح مقادیر حداکثر مقاومت خود نرمال گردیده‌اند. یک نمودار سه خطی را می‌توان به عنوان برازش کلیه نمودارها ترسیم نمود. این نمودار تا تغییر مکان نسبی تقریبی ۰.۲/۲ خطی بوده و سپس تا تغییر مکان نسبی ۰.۲/۲ با مقاومت ثابت ادامه می‌یابد. از تغییر مکان نسبی ۰.۲/۲ که تقریباً مصادف با آغاز پوسته‌شدگی بتن می‌باشد افت با یک شیب منفی زیاد آغاز می‌گردد.

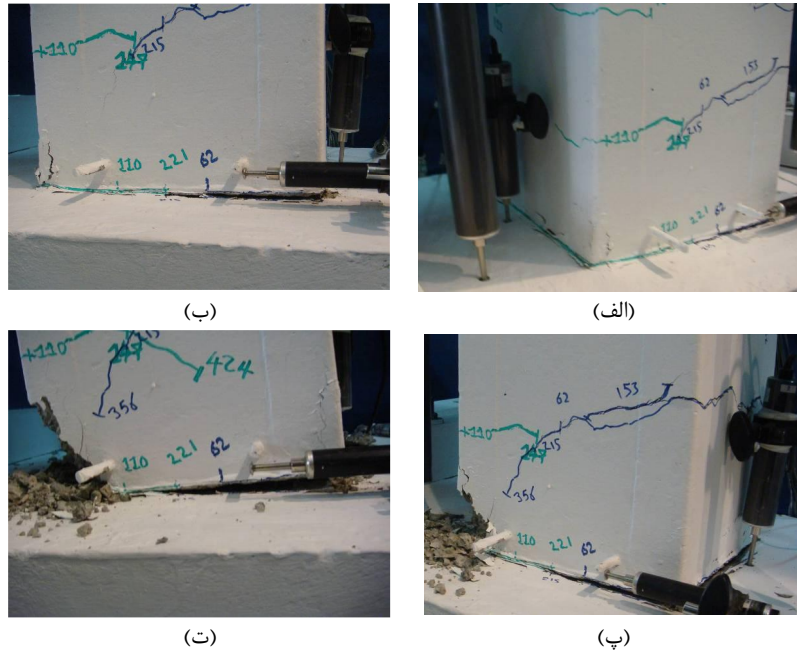


(الف)

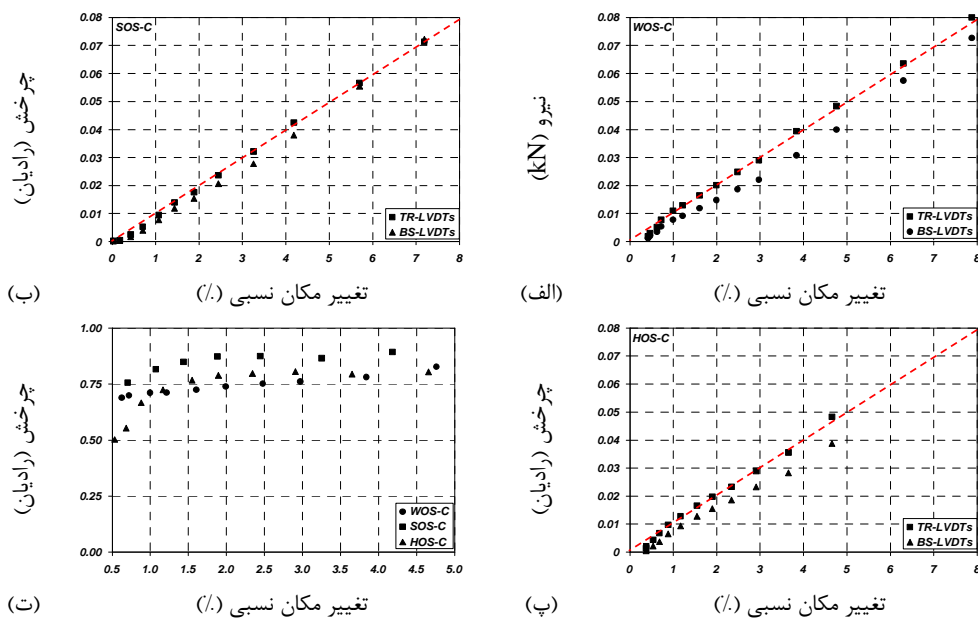


(ب)

شکل (۴-الف) نمودارهای پوش، (ب) نمودارهای پوش نرمال شده و نمودار ۳ خطی برازش یافته



شکل ۵- چرخش پای نمونه WOS-C در نسبت‌های تغییر مکان نسبی مختلف: الف) ۲/۲٪، ب) ۳/۵۰٪، پ) ۴/۵۰٪، ت) ۶/۱۰۰٪



شکل ۶- مقایسه بین چرخش‌ها در BS-LVDT و TR-LVDT ها: الف) نمونه WOS-C، ب) نمونه SOS-C، پ) نمونه HOS-C
ت) نسبت چرخش‌های ناشی از لغزش به چرخش‌های کل در همه نمونه‌ها

همان طور که ملاحظه می‌گردد چرخش‌های محاسبه شده از نتایج TR-LVDT ها تقریباً مساوی چرخش‌های اعمال شده در نقطه اعمال بار توسط جک می‌باشند که با خط چین نمایش داده شده‌اند. به عبارتی قسمت فوقانی نمونه در بالای تراز TR-LVDT ها به صورت یک جسم الاستیک صلب حرکت

که در آن S_L و S_R به ترتیب تغییر شکل‌های اندازه‌گیری شده در BS-LVDT های سمت راست و چپ می‌باشند. پارامتر d_0 فاصله بین BS-LVDT های راست و چپ می‌باشد. چرخش‌های ناشی از TR-LVDT ها نیز به طریق مشابه قابل محاسبه می‌باشند.

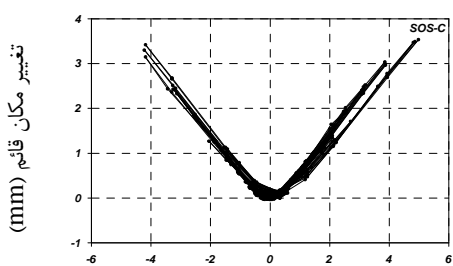
در مابین ترک‌ها، تغییر مکان‌های قائم عضو یک روند افزایشی دارند که به آن رشد عضو گفته می‌شود. نمودارهای تیپ چنین تغییر مکان‌های قائمی در نمونه‌های ستون با میلگرد آج‌دار را می‌توان در مطالعات Bousias و همکاران [۶] یافت. در حالی که در ستون‌های دارای میلگرد ساده، تغییر مکان‌های قائم به محض برگشت نمونه به تغییر مکان‌های نسبی صفر مقادیر بسیار ناچیزی در حد صفر پیدا می‌کنند. این پدیده در مبدأگرایی نمودارهای چرخه‌ای این اعضا (شکل (۳)) نیز ملاحظه گردید. نکته دیگر آن که رابطه بین تغییر مکان‌های قائم وسط نمونه و تغییر مکان‌های افقی بالای نمونه تقریباً خطی می‌باشد. در شکل (۷-ت) مقادیر پیک تغییر مکان‌های قائم برای تکرار سوم سیکل‌ها در برابر تغییر مکان‌های افقی ترسیم گردیده‌اند. خطی که می‌توان بر این نقطه‌ها برازش داد نیز با خط چین نشان داده شده است. شیب این خط ۱۰ به ۱ می‌باشد (۱۰ افقی به ۱ قائم). از طرفی با توجه به شکل (۸-الف) و با فرض یک حرکت گهواره‌ای خالص با طول تماس ۵۰ میلی متر رابطه زیر قابل استخراج می‌باشد.

$$\theta = \frac{\delta_h}{L} = \frac{\delta_V}{d_V} \Rightarrow \frac{\delta_h}{\delta_V} = \frac{L}{d_V} = \frac{750}{75} = \frac{10}{1} \quad (2)$$

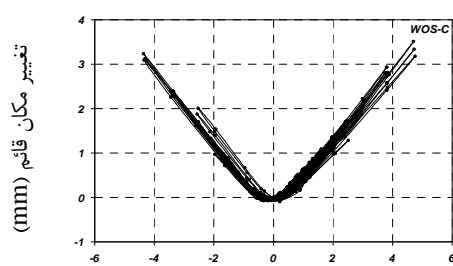
کرده و تغییر شکل‌های خمشی و برشی چندانی را متحمل نگردیده است. مقایسه نتایج در شکل (۶-ت) نشان می‌دهد که نمونه SOS-C حداکثر مشارکت لغزش را بین نمونه‌ها داراست. این نمونه در تغییر مکان‌های نسبی بالای ۲٪ بیش از ۹۰٪ مشارکت لغزش داشته است و نمونه‌های WOS-C و HOS-C به ترتیب با ۸۰٪ و ۷۵٪ رده‌های دوم و سوم را دارا هستند.

۶- مود رفتاری کلی نمونه‌ها

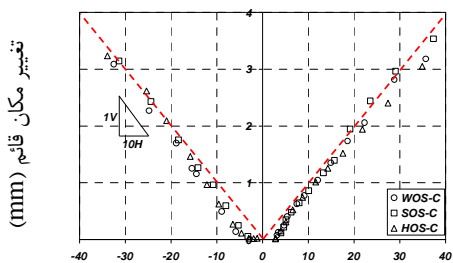
مشخصه بارز در مود رفتاری کلیه نمونه‌ها حرکت گهواره‌ای آن‌ها حول نقطه‌ای نزدیک پنجه می‌باشد. فاصله این نقطه تا پنجه با اندازه‌گیری‌های آزمایشگاهی دارای مقدار تقریبی ثابت ۵۰ میلی‌متر پس از تغییر مکان نسبی یک درصد می‌باشد. این ناحیه تماس تقریباً در نسبت تغییر مکان نسبی ۲/۲٪ پوسسته می‌شود و در نسبت تغییر مکان نسبی ۳/۵٪ خرد می‌شود. پس از خرد شدن این ناحیه تماسی، حرکت گهواره‌ای حول نقطه‌ای نزدیک به نقطه قبل ادامه می‌یابد. تغییر مکان قائم نمونه‌ها در وسط ارتفاع مقطع با استفاده از نتایج TR-LVDTها قابل محاسبه است و در شکل‌های (۷-الف) تا (۷-ت) به نمایش درآمده است. این تغییر مکان‌های قائم از میانگین‌گیری نتایج TR-LVDTها در سمت راست و چپ به دست آمده‌اند. در نمونه‌های بتنی دارای میلگرد آج‌دار به علت جاری شدن آرماتور



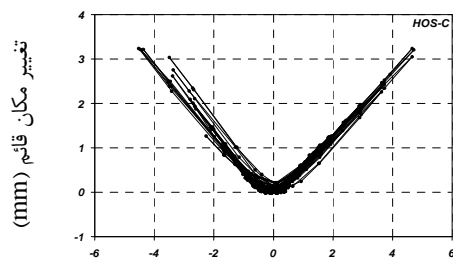
ب



الف



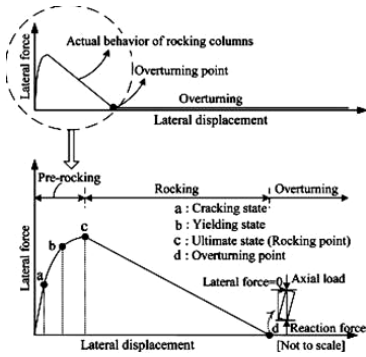
ت



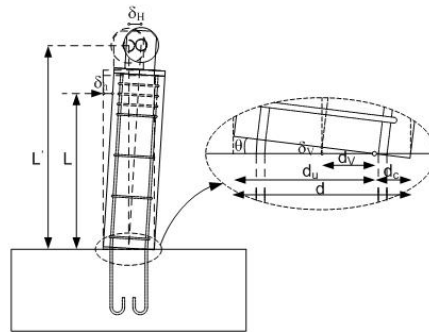
پ

شکل ۷- تغییر شکل‌های قائم نمونه‌ها: الف) نمونه WOS-C، ب) نمونه SOS-C، پ) نمونه HOS-C. ت) مقادیر پیک در تکرار سوم

سیکل‌ها در همه نمونه‌ها



(ب)



(ف)

شکل ۸- الف) پارامترهای فرمول بندی حرکت گهواره‌ای، ب) نمودار پاسخ تیپ برای المان‌های گهواره‌ای (Roh و Renhorn [۱۹])

به منظور فهم بیشتر ماهیت رفتاری و عملکردی پاسخ چرخه‌ای بار- تغییر مکان نمونه‌ها، ابتدا فرض کنیم که ارتباطی بین میلگردهای نمونه ستون و پی وجود ندارد. به عبارتی فرض کنیم یک بلوک بتنی تحت بار محوری روی یک فونداسیون قرار گرفته و به طور جانبی بارگذاری می‌گردد. Roh و Renhorn [۱۹] در مطالعه جامعی رفتار چنین المانی را مورد بررسی قرار داده و آن را المان گهواره‌ای نامیده‌اند. آن‌ها منحنی بار- تغییر مکان جانبی را به صورت آنچه در شکل (۸-ب) آمده است برای المان گهواره‌ای پیشنهاد کردند. این منحنی از ۳ قسمت تشکیل می‌گردد؛ قبل از راکینگ، راکینگ و واژگونی. بعد از این که نمونه حالات ترک خوردگی در پا و جاری شدن را تجربه نمود مرحله راکینگ در نقطه راکینگ آغاز می‌گردد و منحنی با یک شیب منفی تند که از نقطه راکینگ آغاز شده و به نقطه واژگونی ختم می‌گردد ادامه می‌یابد. Roh و Renhorn [۱۹] روابط زیر را برای تخمین مقاومت برشی ترک خوردگی (V_{cr})، مقاومت برشی جاری شدگی (V_y) و مقاومت برشی نهایی (V_u) المان‌های گهواره‌ای ارائه دادند.

$$V_{cr} = \frac{N}{3} \frac{d}{L'} \quad (4)$$

$$V_y = N \left(1 - \frac{4N}{3f_y A} \right) \frac{d}{L'} \quad (5)$$

$$V_u = N \left(1 - \frac{3\varepsilon_u^2 - 3\varepsilon_u \varepsilon_y + \varepsilon_y^2}{(2\varepsilon_u - \varepsilon_y)^2} \frac{4N}{3f_y A} \right) \frac{d}{L'} \quad (6)$$

که در رابطه اخیر عمق تماسی (d_c)، ۵۰ میلی‌متر فرض گردیده است و لذا:

$$d_v = d_u - \frac{d}{2} = 200 - 125 = 75 \text{ mm} \quad (3)$$

بنابر این نسبت $\frac{\delta_h}{\delta_v}$ با فرض یک رفتار گهواره‌ای خالص ۱۰ به ۱ می‌باشد که همان شیب خط برازش داده شده تقریبی آزمایشگاهی می‌باشد. در این جا می‌توان نتیجه گرفت که پدیده حاکم اصلی در ایجاد تغییر شکل‌های افقی حرکت گهواره‌ای بلوک بتنی می‌باشد که توسط دو ردیف آرماتور ساده در دو طرف مقید گردیده است.

۷- مدل گهواره‌ای مقید برای پاسخ نمونه‌ها

همان طور که در بخش قبل ذکر گردید حرکت گهواره‌ای مقید شده مود رفتاری جانبی حاکم بر نمونه‌ها می‌باشد؛ چیزی شبیه به حرکت گهواره‌ای یک بلوک صلب حول پنجه‌اش. اما در این جا خود بلوک صلب نمی‌باشد و علاوه بر حرکت چرخشی صلب، در خمش و برش نیز تغییر شکل می‌دهد. تشکیل تعداد محدودی ترک (یک یا دو عدد) در قسمت پایینی نمونه‌ها شاهدهی بر این مدعاست. این ترک‌ها تا انتهای آزمایش نیز فعال بوده و در تغییر شکل‌های کلی نمونه مشارکت می‌نمایند. مقدار این مشارکت خمشی- برشی در شکل‌های (۶-الف) تا (۶-ت) به صورت اختلاف بین چرخش TR-LVDTها و BS-LVDTها قابل محاسبه است که این اختلاف در نسبت‌های تغییر مکان نسبی الاستیک بیشتر بوده و در نسبت‌های تغییر مکان نسبی غیرالاستیک کاهش می‌یابد.

برای محاسبه چرخش‌های مربوطه در حالت جاری شدن و حدی، توزیع انحنای در طول ارتفاع ستون می‌بایست مشخص گردد. Roh و Renhorn [۱۹] یک منحنی توزیع توانی در طولی به نام طول مفصل پلاستیک (طول ناحیه تنش فشاری غیرخطی در انتهای المان گهواره‌ای) به صورت زیر پیشنهاد نموده‌اند.

$$L_p^* = \frac{1}{2} \sqrt{d^2 - d_c^2 + 2d \sqrt{d^2 - d_c^2}} \quad (11)$$

به عبارتی انحنای از مقداری در پای ستون تا مقدار صفر در انتهای این طول می‌رسد. برای نمونه‌های این مطالعه مقادیر طول مفصل پلاستیک در حالات جاری‌شدگی و حدی به صورت زیر محاسبه می‌شوند.

$$L_{p,y}^* = 208.9 \text{ m.m.} \quad (12)$$

$$L_{p,u}^* = 213.8 \text{ m.m.} \quad (13)$$

برای خطی‌سازی این منحنی توزیع انحنای غیرخطی، Roh و Renhorn [۱۹] یک طول خطی معادل با رابطه زیر ارائه می‌نمایند که در آن P پارامتری است که به شکل و لاغری المان گهواره‌ای بستگی دارد.

$$L_p = \left(\frac{2}{P+1} \right) L_p^* \quad (14)$$

برای مقاطع مربعی این مطالعه P در حدود ۰/۹۶ پیشنهاد

می‌گردد (برای $\frac{L'}{d} = 4$)، لذا داریم:

$$L_{p,y} = 200.5 \text{ mm} \quad (15)$$

$$L_{p,u} = 205.2 \text{ mm} \quad (16)$$

بنابر این مقادیر چرخش‌ها در حالات جاری شدن (θ_y) و حدی (θ_u) را می‌توان با انتگرال‌گیری از انحنای روی یک منحنی توزیع مثلثی شکل ساده با طول L_p به این صورت محاسبه نمود:

که N بار محوری، f_y مقاومت مصالح، A سطح مقطع عضو، d عمق مقطع، L' طول طره‌ای المان گهواره‌ای، ε_y کرنش جاری شدن مصالح و ε_u کرنش حدی مصالح می‌باشند. برای محاسبه عمق تماسی در حالت جاری‌شدگی ($d_{c,y}$) و همچنین عمق تماسی در حالت حدی ($d_{c,u}$) Roh و Renhorn [۱۹] روابط زیر را پیشنهاد نمودند.

$$d_{c,y} = \frac{2N}{f_y A} d \quad (7)$$

$$d_{c,u} = \frac{2N}{f_y A} \left(\frac{\varepsilon_u}{2\varepsilon_u - \varepsilon_y} \right) d \quad (8)$$

پارامترهای بالا برای نمونه‌های مورد بررسی در این تحقیق محاسبه شده و در جدول (۱) ارائه گردیده‌اند. توجه شود که فرض عدم برقراری اتصال بین میلگردهای بالا (میلگردهای نمونه) و پایین (میلگردهای پی) کماکان برقرار است. با در نظر گرفتن این واقعیت که عمق تماسی حدی (عمق فشاری در حالت حدی، $d_{c,u}$) در حالت حدی خرد می‌شود و پس از آن حرکت گهواره‌ای حول همان نقطه قبلی تا لحظه واژگونی ادامه می‌یابد، تغییر مکان واژگونی را می‌توان به صورت $\frac{d}{2} - d_{c,u}$ محاسبه نمود که منجر به مقدار ۷۷mm می‌گردد. به عبارت دیگر چرخش واژگونی در ۰/۰۷۷ رادیان یا ۷/۷٪ نسبت تغییر مکان نسبی واقع می‌گردد (زیرا $L' = 1000 \text{ mm}$ ، شکل ۸-الف). انحنای در حالات جاری شدن و حدی را نیز می‌توان با معلوم بودن عمق تماسی فشاری و کرنش‌ها به صورت زیر محاسبه نمود.

$$\phi_y = \frac{\varepsilon_y}{d_{c,y}} = \frac{0.003}{80.00} = 3.75 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m.m.}} \quad (9)$$

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_u}{d_{c,u}} = \frac{0.005}{57.14} = 8.75 \times 10^{-5} \frac{1}{\text{m.m.}} \quad (10)$$

جدول ۱- محاسبه مقاومت برشی و عمق تماسی در مراحل

مختلف

V_{cr} (kN)	V_y (kN)	V_u (kN)	$d_{c,y}$ (mm)	$d_{c,u}$ (mm)
18.75	44.25	46.70	80.00	57.14
$N = 225 \text{ kN}$, $d = 250 \text{ mm}$, $L' = 1000 \text{ mm}$, $f_y = 22.5 \text{ MPa}$, $A = 250 \times 250 \text{ mm}^2$, $\varepsilon_y = 0.003$, $\varepsilon_u = 0.005$				

پیوستگی میانگین بین میلگردهای ساده و بتن، p محیط میلگردها در یک طرف و l' طول میلگرد انتظار می‌باشد.

جدول (۲) محاسبات مربوط به تخمین مقادیر V_{bb} و V_{by} در نمونه‌ها را ارائه می‌نماید. در این جدول برای تخمین مقدار پیوستگی میلگردهای ساده (μ_{avg}) از رابطه معروف CEB-FIB Model Code [۲۰] در شرایط پیوستگی خوب استفاده گردیده است ($\mu_{avg} = 0.3\sqrt{f'_c}$). این آیین‌نامه یک منحنی دو خطی برای پیوستگی میلگردهای ساده ارائه می‌نماید. انتهای قلاب شده میلگردهای انتظار در نمونه HOS-C نیز به صورت یک طول مستقیم به اندازه ۱۰ برابر قطر میلگرد منظور گردیده که ۲ برابر مقدار توصیه شده Filippou و همکاران [۲۱] برای میلگردهای آج‌دار می‌باشد.

جدول ۲- محاسبه V_{bb} و V_{by}

Specimen	l' (mm)	V_{by} (kN)	V_{bb} (kN)
WOS-C	850	19.2	20.56
SOS-C	480	19.2	11.66
HOS-C	240+120	19.2	8.75

$A_s=2 \times 113 \text{mm}^2$, $f_{ys}=370 \text{MPa}$, $d'=172 \text{mm}$,
 $\mu_{avg}=1.42 \text{MPa}$, $p=2 \times 37.68 \text{mm}$, $L=750 \text{mm}$

$$\theta_y = 0.00376 \text{rad} \quad (17)$$

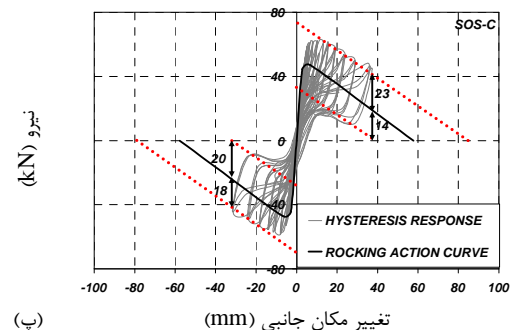
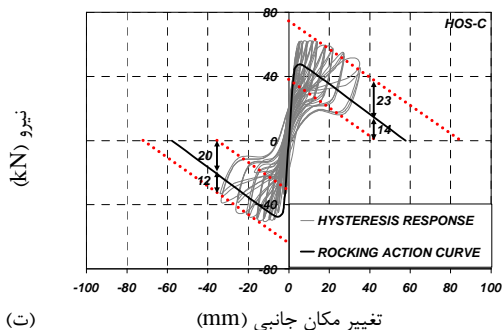
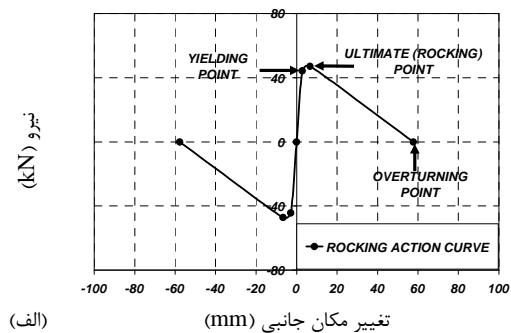
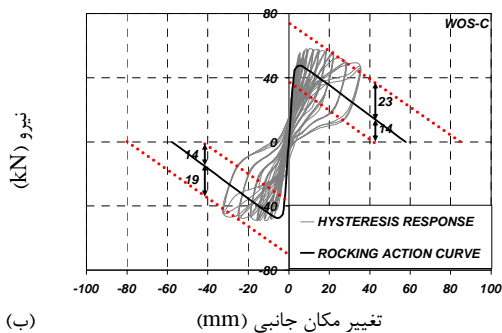
$$\theta_u = 0.00893 \text{rad} \quad (18)$$

محاسبات بالا منحنی شکل (۹-الف) را به دست می‌دهد. این منحنی، منحنی رفتاری گهواره‌ای نمونه‌ها می‌باشد؛ با فرض این که اتصالی بین میلگردهای ستون و پی برقرار نباشد. حال فرض می‌کنیم میلگردهای ساده به المان گهواره‌ای اضافه گردند. واضح است که قبل از زوال کلی پیوستگی در میلگردهای انتظار، مقاومت جاری‌شدگی میلگردها در کشش و فشار به مقاومت گهواره‌ای افزوده می‌گردند و پس از زوال کلی پیوستگی، مقاومت پیوستگی به مقاومت گهواره‌ای افزوده می‌گردد. مقاومت برشی جاری‌شدگی (V_{by}) و مقاومت برشی پیوستگی (V_{bb}) را نیز می‌توان از روابط زیر برآورد نمود.

$$V_{by} = \frac{A_s f_{ys} d'}{L} \quad (19)$$

$$V_{bb} = \frac{\mu_{avg} p l' d'}{L} \quad (20)$$

که در آن A_s سطح مقطع میلگردها در هر طرف، f_{ys} مقاومت جاری‌شدگی میلگردها، d' بازوی اهرمی بین مراکز دو ردیف آرماتور، L طول طره‌ای ستون تا نقطه بارگذاری، μ_{avg} تنش



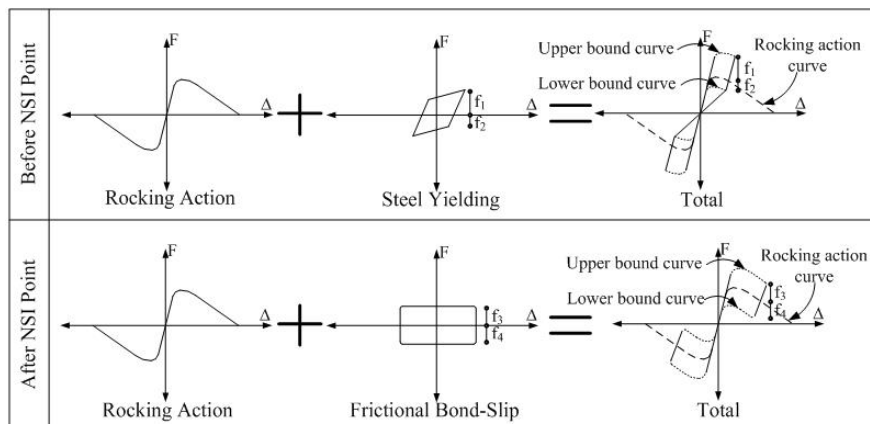
شکل ۹- پاسخ های نیرو- تغییر مکان: الف) عمل گهواره‌ای، ب) نمونه WOS-C، پ) نمونه SOS-C، ت) نمونه HOS-C

مقاومت بعد از نقطه NSI را می‌توان به ترکیبی از خصوصیات جاری‌شدگی و پیوستگی مربوط دانست.

شایان ذکر این که افت مقاومت برشی بین منحنی‌های حدود بالا و پایین (در گام نخست باربرداری) از منحنی عمل گهواره‌ای عبور می‌کند. تفاوت مقاومت بین حد بالا و منحنی گهواره‌ای را می‌توان ناشی از آزاد شدن نیروی جاری‌شدگی کششی یا زوال پیوستگی کششی دانست. از طرف دیگر، فاصله بین منحنی گهواره‌ای و حد پایین را می‌توان ناشی از توسعه جاری‌شدگی فشاری در آرماتورها یا توسعه پیوستگی فشاری در جهت مخالف با حرکت بلوک بتنی دانست. در حقیقت منحنی حد پایین همان منحنی عمل گهواره‌ای منهای یک مقاومت در جهت مخالف جاری‌شدگی یا پیوستگی می‌باشد. این موضوع در شکل (۱۰) به تفکیک قرارگیری تغییر مکان‌ها قبل یا بعد از نقطه NSI نمایش داده شده است. در واقع اختلاف مقاومت برشی بین حدود بالا و پایین مجموع دو مقاومت می‌باشد؛ یک قسمت مقاومتی است که از حد بالا تا منحنی عمل گهواره‌ای آزاد می‌شود (f_1 یا f_3) و دیگری از منحنی عمل گهواره‌ای تا حد پایین توسعه می‌یابد (f_2 یا f_4) و در نهایت یک نمودار چرخه‌ای پرچمی شکل مبدأگرا شکل می‌گیرد. مقدار $f_1 + f_2$ را می‌توان برابر با $2V_{by}$ دانست و مقدار $f_3 + f_4$ را می‌توان برابر با $2V_{bb}$ دانست. همان گونه که در شکل (۹) نشان داده شده است $f_1 + f_2$ یا $f_3 + f_4$ در همه نمونه‌ها در تغییر مکان نسبی‌های مثبت تقریباً 37kN و در تغییر مکان نسبی‌های منفی تقریباً 34kN می‌باشد (به طور میانگین). بر طبق محاسبات ارائه شده در جدول (۲) نتایج توافق بهتری با مقدار $2V_{by} = 38.4$ نشان می‌دهند.

نمودارهای پاسخ چرخه‌ای نیرو- تغییر مکان نمونه‌ها در شکل‌های (۹-ب) تا (۹-ت) نشان داده شده‌اند. نمودار عمل گهواره‌ای خالص نیز، هم برای تغییر مکان‌های مثبت و هم برای تغییر مکان‌های منفی بر روی نمودارها نشان داده شده است. همان گونه که ملاحظه می‌شود منحنی پاسخ چرخه‌ای بین دو حد خطی در بالا و پایین واقع گردیده است که تقریباً موازی شیب منفی قسمت سقوط منحنی عمل گهواره‌ای خالص می‌باشد. حد بالا موازی اما با مقدار ثابتی در بالای منحنی گهواره‌ای قرار می‌گیرد؛ در حالی که حد پایین به طور مشابه موازی اما با مقدار ثابتی در پایین منحنی عمل گهواره‌ای واقع می‌شود. حد بالا از اتصال نقاط حداکثر تغییر مکان نمودار چرخه‌ای برای سیکل‌های دارای تغییر مکان نسبی حداکثر بزرگتر از $2/2\%$ عبور می‌کند. به عبارتی این حد دارای یک قسمت مشترک با قسمت شیب منفی نمودار پوش است که از نقطه NSI (Negative Stiffness Initiation) نقطه آغاز شیب منفی سقوط که تقریباً متقارن با آغاز پوسته‌شدگی می‌باشد) آغاز می‌گردد. حد خطی پایین از اتصال نقاط تغییر شیب در قسمت باربرداری نمودار چرخه‌ای برای سیکل‌های دارای تغییر مکان نسبی حداکثر بزرگتر از $2/2\%$ عبور می‌کند.

به جای حدود خطی بالا و پایین می‌توان دو حد منحنی بالا و پایین در نظر گرفت (شکل (۱۰)). اختلاف مقاومت منحنی حد بالا قبل از نقطه NSI را می‌توان به مقاومت برشی ناشی از جاری شدن میلگردهای ساده نسبت داد (V_{by}) اما بعد از نقطه NSI این اختلاف مقاومت را می‌توان به مقاومت برشی ناشی از پیوستگی میلگردهای ساده (V_{bb}) نسبت داد؛ به خصوص در نمونه‌های HOS-C و SOS-C. اما در نمونه WOS-C اختلاف



شکل ۱۰- ترکیب عمل گهواره‌ای با عمل جاری‌شدگی میلگرد یا عمل پیوستگی لغزشی اصطکاکی

می‌شود نمونه به صورت صلب بر روی پاشنه به سمت چپ و راست جا به جا شود. میلگردها در پای نمونه این حرکت گهواره‌ای را مقید می‌نمایند.

• یک تئوری ساده به منظور توجیه نمودارهای پاسخ چرخه‌ای بار- تغییر مکان جانبی نمونه‌ها پیشنهاد گردید. این تئوری فرض می‌کند که یک المان گهواره‌ای بلوکی شکل بتنی با استفاده از میلگردهای ساده به پی مقید شده است. المان‌های قید یک مقاومت افزوده در فاز بارگذاری و یک مقاومت کاسته شده در فاز باربرداری ایجاد می‌نمایند.

اگر چه تحقیقات مختلفی توسط پژوهشگران مختلف در دهه اخیر بر روی ارزیابی رفتار لرزه‌ای و مقاوم‌سازی اعضای بتنی مسلح به میلگرد ساده انجام گرفته است، اما کماکان نیاز به تحقیق بیشتر برای اثبات نتایج به دست آمده در این مطالعه الزامی است؛ به خصوص در مورد ستون‌های با بار محوری متوسط یا زیاد و همچنین زیر سازه‌های متشکل از تیر، ستون و گره. هدف اصلی این تحقیق روشن ساختن مشخصات رفتاری ستون‌های قدیمی بتنی مسلح به میلگرد ساده در برابر تحریکات لرزه‌ای بود و نتایج آن می‌تواند مورد استفاده مهندسان سازه در زمینه بهسازی لرزه‌ای قرار گیرد.

۹- مراجع

- [1] Hakuto, S., Park, R., Tanaka, H., "Seismic Load Tests on Interior and Exterior Beam-Column Joints with Substandard Reinforcing Details", *ACI Structural Journal*, 2000, 97 (1), 11-25.
- [2] MacGregor, J. G., "Reinforced Concrete Mechanics and Design", 4th Edition, Printice-Hall, Singapore, 2005.
- [3] Verderame, G. M., Ricci, P., De Carlo G., Manfredi G., "Cyclic Bond Behaviour of Plain Bars. Part I: Experimental Investigation", *Construction and Building Materials*, 2009, 23 (12), 3499-3511.
- [4] Yalcin, C., Kaya, O., Sinangil, M., "Seismic Retrofitting of R/C Columns Having Plain Bars Using CFRP Sheets for Improved Strength and Ductility", *Construction and Building Materials*, 2008, 22 (3), 295-307.
- [5] Ozcan, O., Binici, B., Ozcebe, G., "Improving Seismic Performance of Deficient Reinforced Concrete Columns Using Carbon Fiber-Reinforced Polymers" *Engineering Structures*, 2008, 30 (6), 1632-1646.

نویسندگان بر این باورند که به علت رخداد پدیده شبه غشایی (Catenary-like action) در میلگردها و در پای ستون مقاومت پیوستگی افزایش پیدا می‌کند که این پدیده مستقل از نوع وصله عمل می‌کند. فرم منحنی‌وار میلگردهای انتظار در پایان آزمایش در نمونه HOS-C پس از خردشدگی و جداسازی گسترده بتن پای نمونه نیز مؤید شکل‌گیری این مکانیزم می‌باشد و در واقع افزایش مقاومت پیوستگی از فشار اتکایی اضافه ایجاد شده بین میلگرد و بتن در پای نمونه ناشی می‌گردد.

۸- نتیجه‌گیری

این مقاله نتایج مطالعات آزمایشگاهی روی چهار نمونه ستون بتنی مسلح با مشخصات ساختمان‌های قدیمی را ارائه می‌نماید. این مطالعه در آزمایشگاه سازه دانشگاه تهران بر روی نمونه‌های مسلح به میلگرد ساده با انواع جزئیات قدیمی وصله پای ستون انجام شده است. بر پایه آزمایش‌های انجام گرفته نتایج زیر به دست آمده است.

• الگوی خسارت در ستون‌های بتنی مسلح به میلگرد ساده شامل تعداد محدودی ترک‌های خمشی در پایین ستون است، که ترک پای نمونه (ترک در حد فاصل بین ستون و پی) بازشدگی بسیاری دارد. مناطق کوچکی از بتن خرد شده نیز در پنجه ستون شکل می‌گیرد؛ به جز در نمونه دارای وصله قلاب‌دار که ترک‌های قائم سطح خرد شده بیشتری را ایجاد می‌نمایند.

• پاسخ چرخه‌ای نیرو- تغییر مکان جانبی نمونه‌ها دارای ویژگی‌های خاصی می‌باشد. منحنی‌های رفت و برگشتی تناوبی در نمونه بدون وصله مبدأگرا بوده و در نمونه‌های دارای وصله پرچمی شکل می‌باشند. پینچینگ بالا و تغییر مکان‌های پسماند پایین مشخصه بارز کلیه نمودارها می‌باشند. نمودارهای پوش را می‌توان به صورت سه خطی ایده‌آل نموده که در آن خط سوم با شیب (سختی) منفی از تغییر مکان نسبی ۲/۲٪ شکل می‌گیرد. این نسبت تغییر مکان نسبی هم‌زمان با آغاز پوسته‌شدگی بتن شکل می‌گیرد.

• مشارکت لغزش (چرخش انتهای گیردار) منبع اصلی تغییر شکل‌ها در همه نمونه‌ها می‌باشد که مستقل از نوع وصله می‌باشد. این لغزش را می‌توان به ازدیاد طول بالای میلگردها در پی (قبل از زوال پیوستگی) و سپس به لغزش اصطکاکی میلگردها در ستون (بعد از زوال پیوستگی) نسبت داد.

• مد رفتاری کلی نمونه‌ها، از نوع گهواره‌ای مقید می‌باشد که مستقل از نوع وصله است. در این نوع رفتار، معدودی ترک متمرکز و نسبتاً پهن در پای نمونه شکل می‌گیرد که باعث

- Plain Bars. Part II: Analytical Investigation", *Construction and Building Materials*, 2009, 23 (12), 3512-3522.
- [15] Fabbrocino, G., Verderame, G. M., Manfredi, G., Cosenza, E., "Structural Models of Critical Regions in Old-Type R.C. Frames with Smooth Rebars", *Engineering Structures*, 2004, 26 (14), 2137-2148.
- [16] Fabbrocino, G., Verderame, G. M., Manfredi, G., Cosenza, E., "Experimental Behaviour of Anchored Smooth Rebars in Old Type Reinforced Concrete Buildings", *Engineering Structures*, 2005, 27 (10), 1575-1585.
- [17] Fabbrocino, G., Verderame, G. M., Polese, M., "Probabilistic Steel Stress-Crack Width Relationship in R.C. Frames with Smooth Bars", *Engineering Structures*, 2007, 29 (1), 1-10.
- [18] ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, "Acceptance Criteria for Moment frames Based on Structural Testing, ACI T1.1-01", American Concrete Institute, Farmington Hills, MI, 2001.
- [19] Roh, H., Renhorn, A. M., "Analytical Modeling of Rocking Elements", *Engineering Structures*, 2009, 31 (5), 1179-1189.
- [20] Comité Euro-International du Béton (CEB-FIP), "CEB-FIB Model Code (MC90)", Thomas Telford Ltd., London, UK, 1993.
- [21] Filippou, F. C., Popov, E. P., Bertero, V. V., "Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints", Report No. UCB/EERC 83/19, University of California-Berkeley, Berkeley, CA, 1983.
- [6] Bousias, S., Spathis, A. L., Fardis, M. N., "Seismic Retrofitting of Columns with Lap Spliced Smooth Bars Through FRP or Concrete Jackets", *Journal of Earthquake Engineering*, 2007, 11 (5), 653-674.
- [7] Verderame, G. M., Fabbrocino, G., Manfredi G., "Seismic Response of R.C. Columns with Smooth Reinforcement. Part I: Monotonic Tests", *Engineering Structures*, 2008, 30 (9), 2277-2288.
- [8] Verderame, G. M., Fabbrocino, G., Manfredi G., "Seismic Response of R.C. Columns with Smooth Reinforcement. Part II: Cyclic Tests", *Engineering Structures*, 2008, 30 (9), 2289-2300.
- [9] Liu, A., Park, R., "Seismic Behaviour of Existing Moment-Resisting Frames with Plain Round Reinforcing Bars Designed to Pre-1970s Codes", *The 12th World Conference on Earthquake Engineering, (12WCEE)*, 2000, pp 1030.
- [10] Marefat, M. S., Hassanzadeh-Shirazi, S. M., Rostamshirazi, R., Khanmohammadi, M., "Cyclic Response of Concrete Beams Reinforced by Plain Bars", *Journal of Earthquake Engineering*, 2009, 13 (4), 463-481.
- [11] Feldman, L. R., Bartlett, F. M., "Bond in Flexural Members with Plain Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 2008, 105 (5), 552-560.
- [12] Feldman, L. R., Bartlett, F. M., "Bond Strength Variability in Pullout Specimens with Plain Reinforcement", *ACI Structural Journal*, 2005, 102 (6), 860-867.
- [13] Feldman, L. R., Bartlett, F. M., "Bond Stresses Along Plain Steel Reinforcing Bars in Pullout Specimens", *ACI Structural Journal*, 2007, 104 (6), 685-692.
- [14] Verderame, G. M., De Carlo, G., Ricci, P., Fabbrocino, G., "Cyclic Bond Behaviour of

EXTENDED ABSTRACT

Experimental Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Columns with Plain Bars under Cyclic Lateral Loading

Mohammad S. Marefat , Kamyar Karbasi Arani^{*} , Abolfazl Amrollahi Biucky , Mohammad Khanmohammadi

School of Civil Engineering, College of Engineering, University of Tehran, Tehran, Iran

Received: 18 June 2012; **Accepted:** 06 January 2013

Keywords:

Reinforced concrete columns, Plain (smooth) bars, Old buildings, Cyclic response, Bar slip, Rocking behavior

1. Introduction

Concrete buildings reinforced by plain (smooth) bars are one of the special types of old reinforced concrete buildings. They were generally built before 1970's; mostly in Europe, Asia and Oceania. Some of the older cases of such buildings were probably designed just for gravity loads and do not have special seismic detailing for structural members (e.g. beams, columns, joints, etc.) because the old codes did not include special seismic provisions at that time. After recent earthquakes, seismic vulnerability of old reinforced concrete buildings has become more highlighted and subsequently, demand for seismic evaluation and rehabilitation of such buildings have experienced a remarkable growth in recent decade. The first stage for proposing a rehabilitation strategy for an existing building is the seismic vulnerability assessment. In this stage a structural engineer tries to understand the behavior of the structure under seismic excitations. This behavior is controlled mostly by the weak links of the structure. Recognition of the structurally weak links under earthquake ground motions helps the engineer to define a proper rehabilitation strategy for the improvement of structural seismic performance. To achieve a better understanding of structural seismic behavior, it is essential to perform a proper analysis considering the nonlinear behavior of structural members. As columns are generally the most important structural members of a framed structure, understanding their realistic seismic behavior is very helpful in estimating structural deformations, forces and energy dissipation capacities. Furthermore, in most of old framed building structures, columns play a key role in the final behavior because of strong beam-weak column conditions.

2. Methodology

2.1. Experimental study

Four cantilever half-scale column specimens were tested in this study under monotonic and cyclic loading protocols. Specimens had square sections and were connected to a strong foundation. Concrete casting was done in two steps in vertical position. All of the specimens' reinforcements consisted of four longitudinal plain (smooth) bars of 12 mm diameter. To investigate the effect of various types of old splice detailing practices, three types of specimens with various longitudinal reinforcement splicing were considered: specimens Without Overlap Splice (WOS specimens) which were the representative for column detailing below the floor level, Specimen with Straight Overlap Splice (SOS specimen) of 40 times of the bar diameter length representing old American practice for column detailing over the floor level and finally specimen with Hooked Overlap Splice (HOS specimen) of 20 times of the bar diameter length which was introducing old European practice for column detailing over the floor level. WOS specimens were built twice, one for monotonic test (WOS-M) and one for cyclic test (WOS-C). Transverse reinforcement details were similar in all of the specimens; i.e. plain bars with the diameter of 8 mm in 200 mm spacing intervals. The distance was adopted to be equal to the column effective depth. Full details of specimens are presented in Fig. 1. All of the specimens were tested under constant axial load equal to 15% of concrete gross section axial capacity. Loading history protocol according to ACI T1.1 [1] recommendations was applied. The

^{*} Corresponding Author

E-mail addresses: mmarefat@ut.ac.ir (Mohammad S. Marefat), karbasi@ut.ac.ir (Kamyar Karbasi Arani), abamrollahi@ut.ac.ir (Abolfazl Amrollahi Biucky), mkhan@ut.ac.ir (Mohammad Khanmohammadi)

history was displacement (drift) control with preliminary target drifts. Target cylindrical compressive strength for concrete specimens at the age of 28 days was 22.5 MPa.

3. Results and discussion

3.1. Test observations

Similar crack patterns were observed in all the tested specimens up to drift ratio of 2.20%. Three flexural cracks were formed in three elevations; i.e. base elevation (base-crack), approximately half-depth from base elevation ($h/2$ -cracks) and approximately one-depth from the base elevation (h -cracks). In WOS-M and WOS-C specimens base-cracks were the most active cracks with larger openings; meanwhile $h/2$ -cracks were more active than h cracks and had an inclined trend like flexure-shear cracks. In SOS-C and HOS-C specimens (-C represents cyclic loading protocol), base-cracks were similarly the most active cracks same as WOS specimens; however, h -cracks were more active than $h/2$ -cracks and presented an inclined trend. It was visually obvious that base-cracks play a key role in total deformations of specimens and dictate a rocking like mode for all of the specimens; even in small drift ratios.

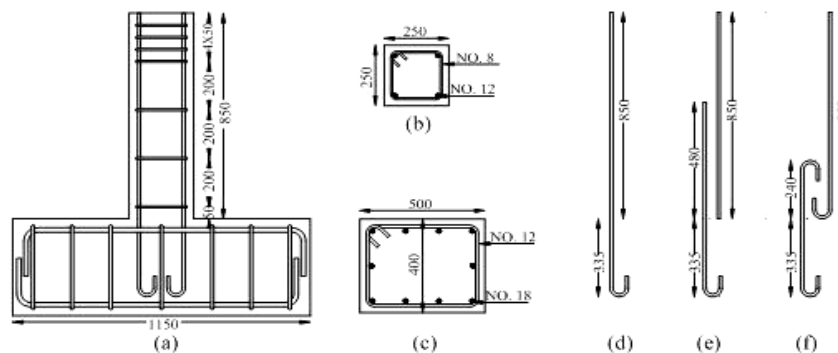


Fig. 1. Details of specimens: (a) typical specimen dimensions and reinforcement view, (b) typical column section, (c) typical foundation section, (d) typical WOS longitudinal bar, (e) typical SOS longitudinal bar, (f) typical HOS longitudinal bar

3.2. Force-drift response of specimens

The response curve of WOS-M specimen was approximately linear up to drift ratio of 0.63% and then turned to nonlinear phase. WOS-C specimen had an origin-oriented hysteresis response. In the unloading phase, after fast degradation of shear strength, the curve was tending to the origin. In other words, high pinching and low residual drifts were the main characteristics of hysteresis response. SOS-C specimen same as WOS-C specimen demonstrated an origin oriented hysteresis response but in different flag-shaped appearances. Similarly, reversal curves tend to zero drifts with a negative slope in the second step of unloading phase after fast shear strength degradation and finally, near the zero drifts, the curves were tending to the origin. Consequently, high pinching and low residual drifts existed same as WOS-C specimen. The hysteresis response curves of HOS-C specimen are very similar to SOS-C specimen but with more pinching effects because of lower initial strength degradation at the first steps of unloading phase.

3.3. General mode of behavior of specimens

The main characteristic of behavioral mode of specimens was rocking movement around a point near the toe. The distance between the rocking rotation point and toe (contact depth) had an approximately constant value of 50 mm after 1% drift ratio (based on experimental observations). Contact depth was spalled at drift ratio of 2.20% and then it was crushed at drift ratio of 3.5%. After the crushing, rocking continued around a point near the previous point. One may conclude here that the main governing phenomenon for specimen deformations is rocking action which is restrained by two rows of plain bars at both sides.

3.4. Restrained-rocking model

As mentioned before, restrained rocking mechanism was the governing behavior mode of specimens, such as rocking of a rigid body block around its toe. However, the block was not rigid itself in this case and it was deforming in flexure and shear modes. The formation of some cracks (1 or 2) at the bottom height of specimens was evident. The cracks were active until the end of test period and contributed in total deformation of the specimens. To achieve a better understanding of load-displacement hysteresis response of the specimens, it was initially assumed that the specimens did not have longitudinal reinforcement continuity between the column and foundation. In other words, a concrete block was assumed under an axial load. The block was loaded horizontally as well. Roh and

Reinhorn [2] studied the behavior of such an element and called it rocking element. Next, it is assumed that plain bars are added to the rocking element. It was obvious that before the total bond deterioration of dowel bars, yielding strength of bars at tension and compression was added to the rocking strength; thereafter, bond resistance was added. Hysteresis response curve was located approximately between two linear upper and lower bound lines which were nearly parallel to the apparent negative stiffness part of the rocking curve. The upper bound line was parallel but apart from the rocking curve negative stiffness line for a constant added strength above it, while the lower bound line was similarly parallel the rocking curve but apart for another constant value below. The upper bound line passed through maximum displacement points of hysteresis curve for cycles with peak drift ratio more than 2.2%. In other words, it had a common part with the negative stiffness slope line of backbone curve which was initiated at Negative Stiffness Initiation (NSI) point that coincided with spalling occurrence onset. The lower bound line passed through points of slope changing in unloading branch for cycles with peak drift ratio more than 2.2%. Better understanding can be achieved if we consider two upper and lower bound curves instead of upper and lower bound lines. The upper bound added strength before the NSI point can be referred to the yield properties of plain bars. After NSI point, it can be referred to the bond properties of dowel bars, especially in SOS-C and HOS-C specimens; while in WOS-C specimen, it can be referred to a combination of yield and bond properties. It's worth noting that shear strength dropped between upper bound and lower bound curves (at the first step of unloading stage), passed through the rocking action curve. It may be assumed that the strength difference between upper bound and rocking curve arises from full tension yielding release or full tension bond deterioration. On the other hand, the distance between rocking curve and lower bound curve arises from compression yielding development or compression bonding development in the opposite direction of concrete block movement. In fact, the lower bound curve is the rocking action curve minus an opposite yield or bond resistance. The described sequences are demonstrated in Fig. 2. The main concept here, is the fact that the shear strength difference between upper and lower bounds is the summation of two strength values; one is the released strength from upper bound to rocking curve (f_1 or f_3) and the other one is developed from rocking curve to the lower bound (f_2 or f_4); totally form an origin oriented flag-shaped hysteresis response curve.

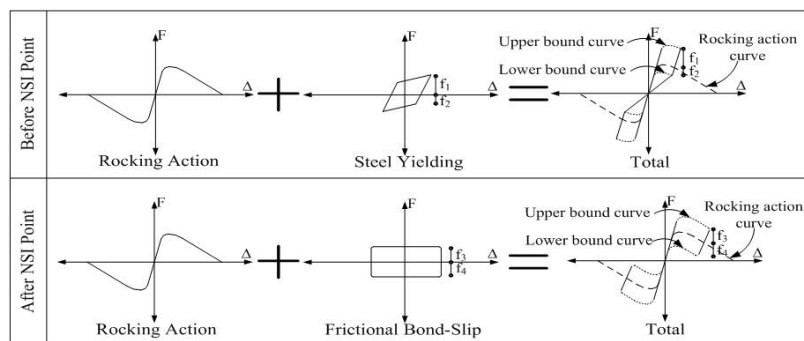


Fig. 2. Combination of rocking action with steel yielding action or frictional bond-slip action

4. Conclusions

According to the monotonic and cyclic tests that were performed on four half-scale cantilever column specimens under low axial loads, the following main conclusions are developed;

- Damage pattern of concrete columns with plain bars consists of limited numbers of flexural cracks that are formed at the bottom of the column specimen, in which the base crack (crack at the interface between column and foundation) has large opening.
- Hysteresis force-drift curves of plain bar specimens are origin oriented in the specimen without overlap splice and are flag-shaped in specimens with overlap splices. High pinching effects and low residual displacements are the main characteristics of all the hysteresis curves.
- General mode of behavior of all specimens seems to be restrained rocking action, independent from types of splice detailing. This is proved through experimental calculated rotations which are derived from LVDT readings.
- A simple theory for the explanation of hysteresis force-displacement response of specimens is proposed. The theory assumes a concrete block rocking element which is restrained with plain bars at both ends.

5. References

[1] ACI Innovation Task Group 1 and Collaborators, "Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing: ACI T1.1-01", American Concrete Institute: Farmington Hills, MI, USA, 2001.
 [2] Roh, H., Reinhorn, A. M., "Analytical Modeling of Rocking Elements", Engineering Structures, 2009, 31 (5), 1179-1189.