

# بررسی آزمایشگاهی تأثیر دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر در اتصال ترکیبی المان‌های سازه‌ی فلزی و بتنی

Research Note

محمدکاظم شریب‌دار (دانشیار)  
 نعمت‌اله حیدرین\* (کارشناس ارشد)  
 آزاده حقیقت (کارشناس ارشد)  
 دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

یکی از راهکارهای ارائه شده جهت بهبود رفتار اتصالات سازه‌های بتنی در زلزله و رفع مشکلات عدیده‌ی آن‌ها نظیر ازدحام آرماتور، مهار آرماتور، و... استفاده از تیر فولادی به جای تیر بتنی است. در این پژوهش یک اتصال بتنی به عنوان اتصال مرجع استاندارد و ۳ اتصال ترکیبی تیر فلزی به ستون بتنی شامل: ۱. اتصال با دیافراگم‌های محیطی و ورق‌های میان‌گذر، ۲. اتصال با دیافراگم‌های محیطی و برش‌گیرهای داخلی، ۳. اتصال ترکیبی پس‌تنیده، ساخته شده و تحت بارگذاری چرخه‌ی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. در کلیه اتصالات ترکیبی مورد بررسی، ستون بتنی در ناحیه‌ی اتصال توسط غلافی فولادی محصور شده است. با مرکب‌کردن اتصال، مقاومت پیش‌بینی نمونه‌های ترکیبی با دیافراگم و ورق میان‌گذر، با دیافراگم و برش‌گیر و اتصال پس‌تنیده نسبت به نمونه‌ی بتنی مرجع به ترتیب به میزان ۳۹، ۳۸۹ و ۱۵۶ درصد افزایش یافته است. همچنین افزایش شکل‌پذیری اتصالات ترکیبی با دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر و اتصال ترکیبی با برش‌گیر نسبت به نمونه بتنی به ترتیب به میزان ۱۱۸ و ۲۵ درصد مشاهده شده است.

واژگان کلیدی: دیافراگم محیطی، ورق میان‌گذر، اتصال ترکیبی، ظرفیت باربری، شکل‌پذیری.

## ۱. مقدمه

اتصال تیر به ستون در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. به دلیل کوچک بودن ناحیه‌ی اتصال و رخداد بیشینه‌ی برش‌ها و ممان‌ها در بر اتصال، تراکم آرماتورگذاری این ناحیه زیاد و در نتیجه بتن‌ریزی و انجام ویریه با مشکل مواجه می‌شود. در بارگذاری رفت و برگشتی، ناحیه‌ی اتصال در صورت عدم محصورشدگی مناسب دچار ترک می‌شود و همین امر باعث افت شدید نیرو در اتصال و کاهش شدید مقاومت قبل از گسیختگی آرماتور خواهد شد. همچنین بروز ترک در ناحیه‌ی اتصال منجر به کاهش چسبندگی میان بتن و آرماتور و قلاب مهار در چندین سیکل متداوم بارگذاری می‌شود، لذا به علت لغزش بین بتن و آرماتور در ناحیه‌ی اتصال از ظرفیت کامل اعضاء استفاده نمی‌شود. علاوه بر آن، این لغزش نهایتاً منجر به انهدام مهار می‌گردد و تیر خواهد شد.

تاکنون روش‌های مختلفی جهت استفاده‌ی توأم از بتن و فولاد در سازه‌ها پیشنهاد و مورد تحلیل یا آزمایش قرار گرفته‌اند. در دهه‌ی ۶۰، برخی پژوهشگران

\* نویسنده مسئول

تاریخ دریافت: ۱۳۹۳/۳/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۰/۸، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۰

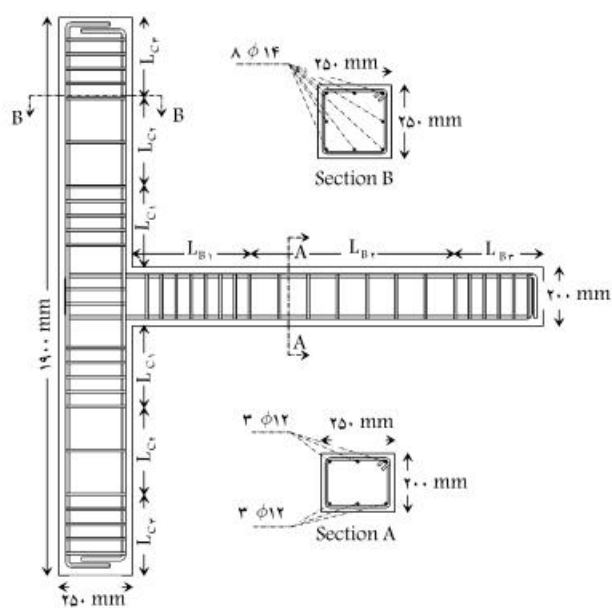
مطالعه‌ی را در مورد سیستم ترکیبی جدیدی با عنوان CFT<sup>۱</sup> آغاز و بررسی و مطالعه‌ی سازه‌های ترکیبی، جهت مشخصی پیدا کرده است. بعدها با پیدایش سیستم RCS<sup>۲</sup>، پیشرفت‌های گسترده‌ی در مطالعه و کاربرد اتصالات ترکیبی حاصل شده است. اولین نام‌گذاری سیستم ترکیبی لوله‌ی پر شده با بتن با عنوان CFT در سال ۱۹۶۱ در ژاپن در نوشتاری از ناکاکاتو شکل گرفته است، که به بررسی ستون‌های CFT دایره‌ی به‌کاررفته در یک برج انتقال نیرو پرداخته بوده است.<sup>[۱]</sup> در دهه‌ی ۷۰، پژوهش‌هایی در زمینه‌ی قاب‌های RCS آغاز شده و در سال ۱۹۸۷ و ۱۹۸۸ این قاب‌ها به صورت آزمایشگاهی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در پژوهشی در سال ۱۹۸۹،<sup>[۲]</sup> به بررسی آزمایشگاهی سازه‌های ترکیبی در دانشگاه تگزاس پرداخته شده است و ۱۵ اتصال مورد آزمایش قرار گرفته و به دو نوع کلی شکست، تحت بارهای لرزه‌ی در سازه‌های ذکر شده دست یافته‌اند: ۱. تسلیم چشمه‌ی اتصال، ۲. شکست تکیه‌گاهی بتن ستون. مطالعات اخیر منجر به انتشار راهنمای طراحی اتصالات خمشی تیر به ستون در قاب RCS (ASCE ۱۹۹۴) شده است.<sup>[۳]</sup> در پژوهش دیگری در سال ۱۹۹۳،<sup>[۴]</sup> به صورت آزمایشگاهی اتصال RCS داخلی تحت بارگذاری چرخه‌ی در دانشگاه کرنل مورد

## ۲. نمونه‌های آزمایشگاهی

### ۱.۲. جزئیات نمونه‌ها

در این پژوهش، ۴ اتصال تیر-ستون گوشه شامل یک اتصال بتنی و ۳ اتصال مرکب، طراحی و ساخته شده است. اتصال بتنی انتخاب شده به عنوان نمونه مرجع، اتصال گوشه‌ی طبقه‌ی چهارم یک قاب بتنی ۸ طبقه‌ی ۴ دهانه است، و ارتفاع کلیه‌ی طبقات ۳ متر و طول هر دهانه قاب برابر ۵ متر بوده است. در اتصال مذکور، ضوابط شکل‌پذیری متوسط در مورد خاموت‌گذاری فشرده در ناحیه‌ی بحرانی تیر و ستون و چشمه‌ی اتصال رعایت شده است. در ۳ نمونه‌ی مرکب دیگر، به دلیل وجود غلاف جعبه‌یی به ابعاد سطح مقطع ستون بتنی، که بتن ناحیه‌ی اتصال و دو ناحیه‌ی ویژه بالا و پایین آن را محصور کرده است، خاموت‌های ناحیه‌ی اتصال حذف شده است. اتصالات با مقیاس ۱:۲ و با ابعاد یکسان ساخته شده‌اند. ستون کلیه‌ی اتصالات، ستون بتن‌آرمه با طول ۱۹۰۰ میلی‌متر و مقطع  $250 \times 250$  میلی‌متر بوده است. اتصال بتنی مرجع، یک تیر بتنی به عرض  $250$  میلی‌متر و ارتفاع  $200$  میلی‌متر داشته است. در ستون بتنی از آرماتورهای طولی  $8\Phi 14$  و نیز از آرماتورهای  $3\Phi 12$  در بالا و پایین تیر استفاده شده است. نواحی ویژه‌ی ستون و همچنین چشمه‌ی اتصال به فواصل  $50$  میلی‌متر و در بقیه‌ی طول ستون به فواصل  $150$  میلی‌متر و در تیر، در طولی به اندازه‌ی  $400$  میلی‌متر از بر اتصال به فاصله‌ی  $50$  میلی‌متر و در خارج از این ناحیه با فواصل  $100$  میلی‌متر، با آرماتور  $8\Phi$  خاموت‌گذاری شده است. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه‌ی بتنی مرجع در شکل ۱ و در جدول ۱ نشان داده شده است.

در ۳ نمونه مرکب، ستون بتنی جزئیاتی مشابه ستون اتصال بتنی مرجع داشته



شکل ۱. جزئیات نمونه‌ی بتنی مرجع.

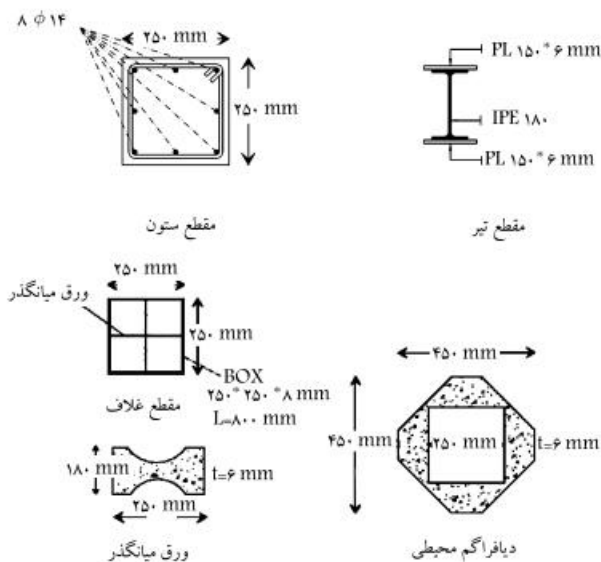
جدول ۱. جزئیات نمونه‌ی بتنی مرجع.

جزئیات	$L_P$	$L_{C\beta}$	$L_{C\gamma}$	$L_{C\delta}$	$L_{B\beta}$	$L_{B\gamma}$	$L_{B\delta}$
طول (mm)	۲۰۰	۲۷۵	۳۰۰	۲۷۵	۳۰۰	۷۰۰	۴۰۰
فواصل خاموت	۵۰	۵۰	۱۵۰	۵۰	۵۰	۱۰۰	۵۰

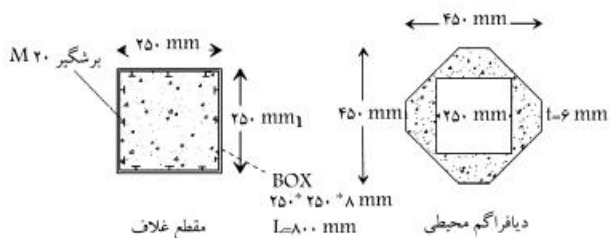
مطالعه قرار گرفته و آزمایش‌ها نشان داده است که ظرفیت لرزه‌یی سیستم‌های RCS، کمتر از سازه‌های فولادی و بتن مسلح نیست و مناسب بودن این سیستم برای ساختمان‌های واقع در نواحی با خطر لرزه‌خیزی متوسط و زیاد تأیید شده است.

چندی است که استفاده از بتن و فولاد به شکل‌های جدیدی به صورت ترکیب دو سیستم RCS و CFT پیشنهاد شده است. از جمله در پژوهش‌هایی در سال  $2000$  [۴] با استفاده از ورق‌های پوششی و تقویتی وجوه ستون در بر اتصال، به بررسی سهم مقاومت برشی مؤلفه‌های مختلف اتصال و روند خرابی در قاب RCS با این اتصالات پرداخته شده و مود خرابی در نمونه‌ی با ورق‌های پوششی به صورت شکست برشی اتصال و در نمونه‌ی با ورق‌های تقویتی در وجوه ستون با تسلیم شدن تیر همراه بوده است، و نیز در پژوهش دیگری در سال  $2010$  [۷] با استفاده از دایفراگم‌های پیرامونی و داخلی، به بررسی اتصالات با دایفراگم‌های داخلی متقاطع آستین‌دار، صفحات T شکل و صفحات قائم با گل میخ در راستای بال‌های بالا و پایین تیر در اتصال CFT پرداخته شده است. در بارگذاری چرخه‌یی در حالت استفاده از دایفراگم متقاطع آستین‌دار در بالا و پایین داخل چشمه‌ی اتصال، ظرفیت باربری و جذب انرژی بیشتری نسبت به سایر حالت‌ها مشاهده و ورق‌های میان‌گذر با جزئیات مختلف، منجر به دور شدن موقعیت مفصل خمیری از بر ستون و کشسان باقی ماندن اتصال و در نتیجه روی دادن اتلاف انرژی در تیر شده‌اند. در سال  $2011$  [۸] کاهش مقاومت فشاری فولاد در اثر کم‌مانش ستون‌های CFT با مقطع مستطیلی تحت بارگذاری یکنواخت و رفت و برگشتی به صورت عددی بررسی شده و نتایج به دست‌آمده انطباق خوبی را بین نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان داده است. برخی پژوهشگران نیز در سال  $2013$  [۹] نوعی اتصال CFT با عنوان CFSSTCS را که دایفراگم‌های داخلی داشته است، به صورت آزمایشگاهی و اجزاء محدود، تحت بارگذاری رفت و برگشتی بررسی کرده و نتایج به دست آمده نشان داده است که در اتصال مذکور، مفصل خمیری از چشمه‌ی اتصال دور شده و در تیر در زاویه‌ی چرخش بیش از  $4/0$  رادیان رخ داده است، لذا اتصال مذکور را در قاب‌های خمشی با اتصالات گیردار به دلیل مقاومت و تغییر شکل‌های خمیری کافی و جذب انرژی بالا مناسب یافته‌اند. همچنین در پژوهش دیگری در سال  $2014$  [۱۰] اتصالات مرکب با دایفراگم‌های پیرامونی و داخلی با مقیاس واقعی، تحت بار جانبی رفت و برگشتی به صورت محصور شده و نتایج نشان داده است که اتصالات آزمایش شده قادر به استهلاک انرژی بیشتری هستند و همچنین افزایش زاویه‌ی دوران خمیری مشاهده شده است.

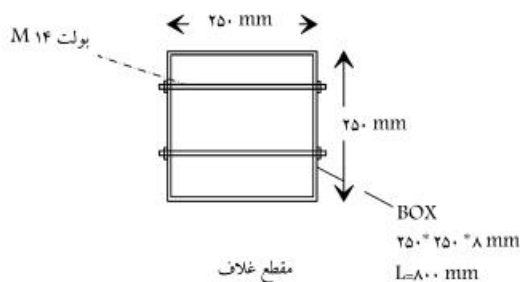
مطالعات پیشین نشان داده است که در اتصالات RCS به دلیل عبور تیر از درون ستون، در سیکل‌های رفت و برگشتی متعدد، ترک‌های زیادی در چشمه‌ی اتصال رخ می‌دهد و منجر به تشکیل مفصل خمیری در این ناحیه می‌شود. لذا در این مطالعه، اثر دایفراگم محیطی و ورق میان‌گذر در اتصال ترکیبی المان‌های سازه‌یی فلزی و بتنی و همچنین، تأثیر دایفراگم با حذف آن و پس‌تند کردن غلاف و تأثیر ورق میان‌گذر در مقایسه با اتصال دارای برش‌گیر مورد بررسی قرار گرفته است و رفتار و عملکرد اتصالات ذکر شده با اتصال بتنی مرجع مقایسه شده است. هدف از این بررسی، دست‌یابی به اتصالاتی با مزایای RCS به همراه دور شدن مفصل خمیری از چشمه‌ی اتصال است؛ به گونه‌یی که در تغییر مکان‌های رفت و برگشتی زیاد، ناحیه‌ی اتصال دچار آسیب‌دیدگی شدید نشود.



الف) نمونه ترکیبی اول (sch ۱)



ب) نمونه ترکیبی دوم (sch ۲)



ج) نمونه ترکیبی سوم (sch ۳)

شکل ۲. جزئیات نمونه‌های ترکیبی ساخته شده.

محوری اسمی نهایی ستون از طریق رابطه‌ی ۱ محاسبه شده است:

$$P_c = 0.85 f'_c (A_g - A_{st}) + A_{st} f_y \quad (1)$$

که در آن،  $A_g$  سطح ناخالص مقطع ستون،  $A_{st}$  سطح مقطع کل آرماتورهای طولی ستون، و  $f'_c$  و  $f_y$  به ترتیب مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن و مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی ستون هستند.

برای اعمال بارهای رفت و برگشتی از دو جک ۲۰۰ کیلونیوتنی در دو طرف نوک تیر استفاده شده است. فاصله‌ی محل اعمال نیروی افقی در انتهای تیر تا بر ستون ۱۲۵۰ میلی‌متر بوده است. نیروی افقی اعمالی به تیر به صورت کنترل تغییر مکان با ۳ چرخه‌ی بارگذاری در هر تغییر مکان نسبی بوده است. بارگذاری از تغییر مکان نسبی ۰/۵٪ با تغییر مکان نظیر ۶ میلی‌متری انتهای تیر آغاز و تا تغییر مکان نسبی ۰/۸٪ با

و تیر فازی IPE ۱۸۰ که با دو ورق به عرض ۱۵۰ میلی‌متر و ضخامت ۶ میلی‌متر در بال‌های فوقانی و تحتانی تقویت شده و ظرفیتی (مقاومت خمشی نهایی) مشابه تیر بتنی اتصال مرجع داشته است، جایگزین تیر بتنی موجود در اتصال بتنی شده است. در کلیه‌ی نمونه‌های مرکب، بتن ناحیه‌ی اتصال با یک غلاف فولادی به ابعاد لبه‌های داخلی مقطع ستون به ضخامت ۶ میلی‌متر و طول ۸۰۰ میلی‌متر محصور شده است. در نمونه‌ی مرکب اول، از دو ورق میان‌گذر به صورت متقاطع درون غلاف استفاده شده است. در نمونه‌ی مرکب دوم به منظور انتقال برش از غلاف به بتن، درون غلاف از برش‌گیر (پیچ‌های پر مقاومت نمره ۲۰ به طول ۴ سانتی‌متر داخل غلاف فولادی جوش داده شده‌اند) استفاده شده است. در دو نمونه‌ی مذکور، برای اینکه غلاف بتواند به خوبی تحمل خمش را داشته باشد و همچنین به منظور ممانعت از جدایش سریع غلاف از بتن، دو دیافراگم محیطی به ضخامت ۶ میلی‌متر در تراز بال‌های فوقانی و تحتانی تیر در پیرامون ستون اجرا شده است. نمونه‌ی مرکب سوم فاقد دیافراگم محیطی و برش‌گیر و ورق میان‌گذر بوده و غلاف فولادی محصورکننده‌ی بتن در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال و نواحی ویژه‌ی دو طرف آن، پس‌تنیده شده است (قبل از بتن‌ریزی ستون، لوله‌هایی پلاستیکی در بتن قرار داده شده و پس از بتن‌ریزی با عبور بولت‌هایی با مقاومت بالا از درون لوله‌های جایگذاری شده، عمل پس‌تنیده‌کردن انجام شده است). در کلیه‌ی اتصالات مرکب، اتصال تیر فولادی به ستون بتنی به صورت اتصال فلنجی با ۸ پیچ پر مقاومت ۸/۸، که به صورت اصطکاکی عمل می‌کنند، صورت گرفته است. در جدول ۲، نمونه‌های ساخته شده نام‌گذاری، و جزئیات نمونه‌های ترکیبی ساخته شده در شکل ۲ نشان داده شده است.

## ۲.۲. معرفی مصالح

در ساخت اعضاء بتنی از بتن با مقاومت فشاری استوانه‌یی استاندارد MPa ۲۵ استفاده شده است. آرماتورهای طولی ستون، مقاومت تسلیم MPa ۵۱۰ و مقاومت نهایی MPa ۵۸۸؛ آرماتورهای طولی تیر در نمونه‌ی بتنی، مقاومت تسلیم MPa ۴۴۴ و مقاومت نهایی MPa ۶۷۷؛ و خاموت‌ها، تنش تسلیم و نهایی به ترتیب برابر MPa ۳۹۸ و MPa ۵۸۶ داشته‌اند. برای ساخت قطعات فولادی، فولاد ST۳۷ با مقاومت تسلیم MPa ۲۴۰ و مقاومت نهایی MPa ۳۶۰ استفاده شده است.

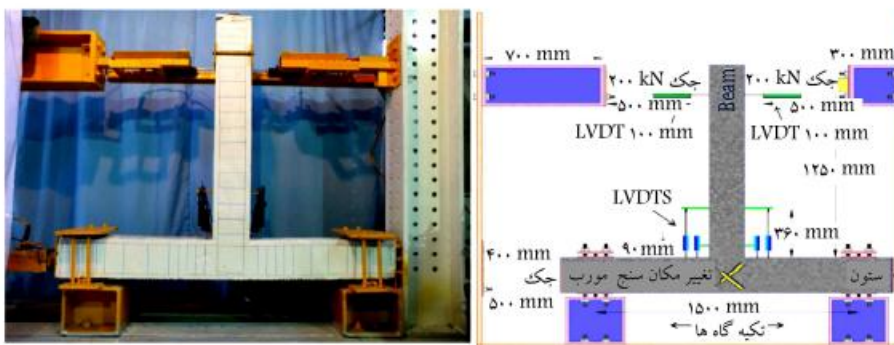
## ۳. معرفی چیدمان آزمایش

در شکل ۳، سیستم چیدمان آزمایش (Set up) نشان داده شده است. دو تکیه‌گاه ستون به صورت مفصلی و غلطکی در نظر گرفته شده است. نیروی محوری ثابتی معادل ۱۰ درصد مقاومت محوری اسمی نهایی ستون، که در حدود ۲۰۰ کیلونیوتن است، با یک جک ۵۰۰ کیلونیوتنی به یک انتهای ستون اعمال شده است. مقاومت

جدول ۲. نام‌گذاری نمونه‌های ساخته شده.

نام اختصاری اتصال	مشخصات اتصال
sc\	اتصال بتنی مرجع
sch ۱	اتصال ترکیبی با دیافراگم و ورق میان‌گذر
sch ۲	اتصال ترکیبی با دیافراگم و برش‌گیر
sch ۳	اتصال ترکیبی با غلاف پس‌تنیده





شکل ۳. سیستم چیدمان آزمایش نمونه‌ها.

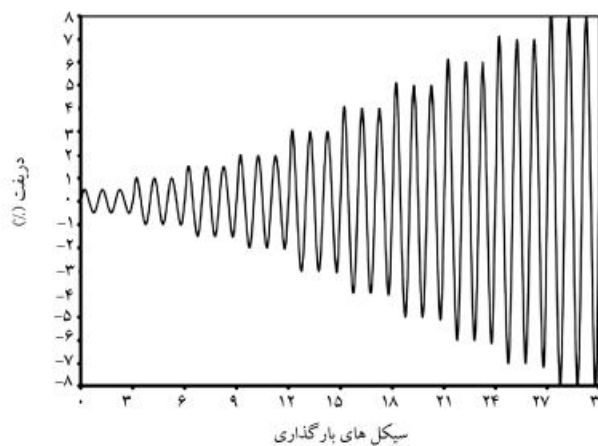
## ۵. نتایج اولیه

### ۱.۵. ظرفیت باربری

در شکل‌های ۶ و ۷، به ترتیب منحنی هیستریزس نیرو - جابه‌جایی انتهای تیر و پوش منحنی‌های مذکور برای کلیه اتصالات نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود، بیشینه نیروی تحمل‌شده ( $P_{max}$ ) توسط اتصالات (sc1)، (sch1)، (sch2) و (sch3) به طور متوسط بین دو جهت مثبت و منفی بارگذاری به ترتیب ۱۹/۹، ۶۷/۶، ۹۷/۶ و ۵۱/۰ کیلونیوتن به‌دست آمده است. نیروی بیشینه در نمونه (sch1) ۲۳۹٪ نسبت به نمونه بتنی بیشتر است و نیروی بیشینه اتصالات (sch2) و (sch3) نسبت به اتصال بتنی sc1 به ترتیب ۳۸۹/۲٪ و ۱۵۵/۷٪ افزایش یافته است. مطابق جدول ۳، اولین تسلیم‌شدگی در اتصال sc1، که با جاری‌شدگی آرماتورهای طولی تیر اتفاق افتاده است، در نیروی ۱۷/۷ کیلونیوتن رخ داده و همچنین در نمونه‌های (sch1) sch2 نیرویی که در آن اولین تسلیم‌شدگی، که مربوط به جاری‌شدن دیاگرام است، رخ داده است، به ترتیب ۴۶/۶ و ۷۰/۳ کیلونیوتن است (اولین نیروی تسلیم‌شدگی از طریق داده‌های کرنش‌سنج‌های نصب‌شده بر روی آرماتورهای طولی تیر و دیاگرام به‌دست آمده است). در نمونه (sch3) تسلیم‌شدگی با غیرخطی شدن بولت‌ها و ورق پس‌تندگی در نیروی ۳۶/۵ کیلونیوتن اتفاق افتاده است. همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، نیروی نهایی ( $P_{collapse}$ ) متناظر با تغییرمکان بیشینه اتصال، قبل از گسیختگی برای نمونه‌های (sc1)، (sch1) و (sch2) و (sch3) به‌دست آمده است. مطابق با جدول مذکور، نمونه (sch3) بیشترین افت بار نهایی نسبت به بار بیشینه به میزان ۳۳٪ و نمونه (sch1) کمترین افت بار به میزان ۴٪ را داشته‌اند. همچنین بار متناظر با گسیختگی اتصالات (sch1) و (sch2) و (sch3) را داشته‌اند.

جدول ۳. مقادیر نیروی حاصل از منحنی نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ها.

نام اتصال	$P_y$ (kN)	$P_{max}$ (kN)	$P_{collapse}$ (kN)	$\frac{P_{collapse}}{P_{max}}$	تغییرات نسبت به نمونهی مرجع بتنی sc1 (%)
					$\frac{P_{collapse}}{P_{max}}$
sc1	۱۷،۷۴	۱۹،۹۵	۱۵،۰۸	۰،۷۶	-
sch1	۴۶،۶۲	۶۷،۶۴	۶۵،۰۰	۰،۹۶	۳۳۱،۰۰
sch2	۷۰،۳۵	۹۷،۶۰	۸۰،۸۸	۰،۸۳	۴۳۶،۳۴
sch3	۳۶،۴۶	۵۱،۰۲	۳۴،۱۳	۰،۶۷	۱۲۶،۳۳

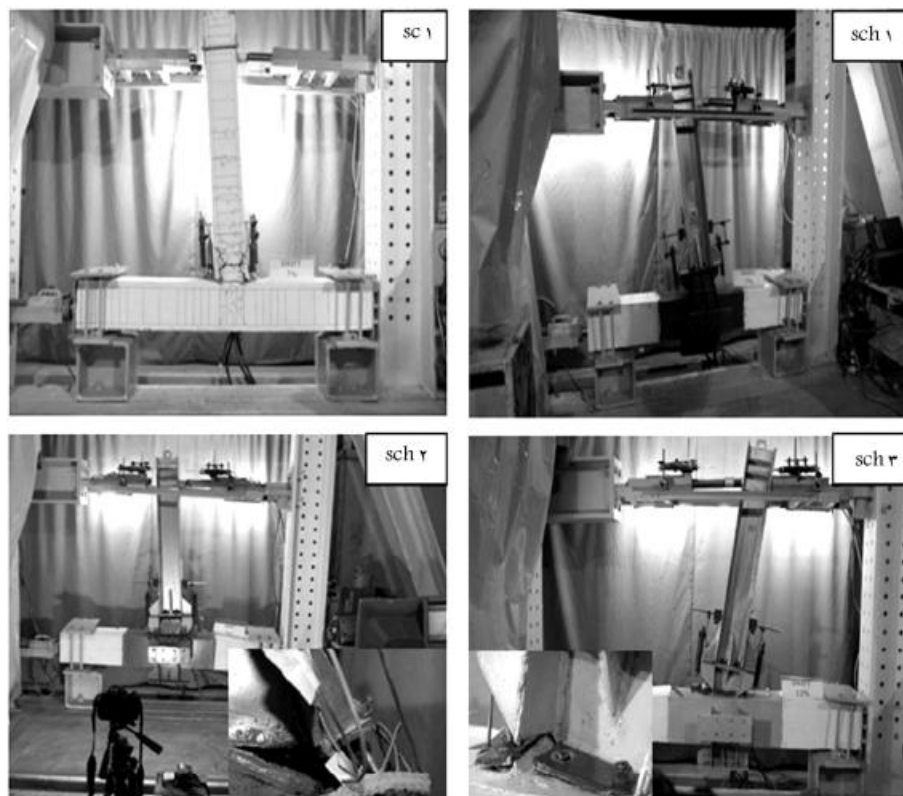


شکل ۴. تاریخچه بارگذاری چرخه‌ی افزایشی [۱۱].

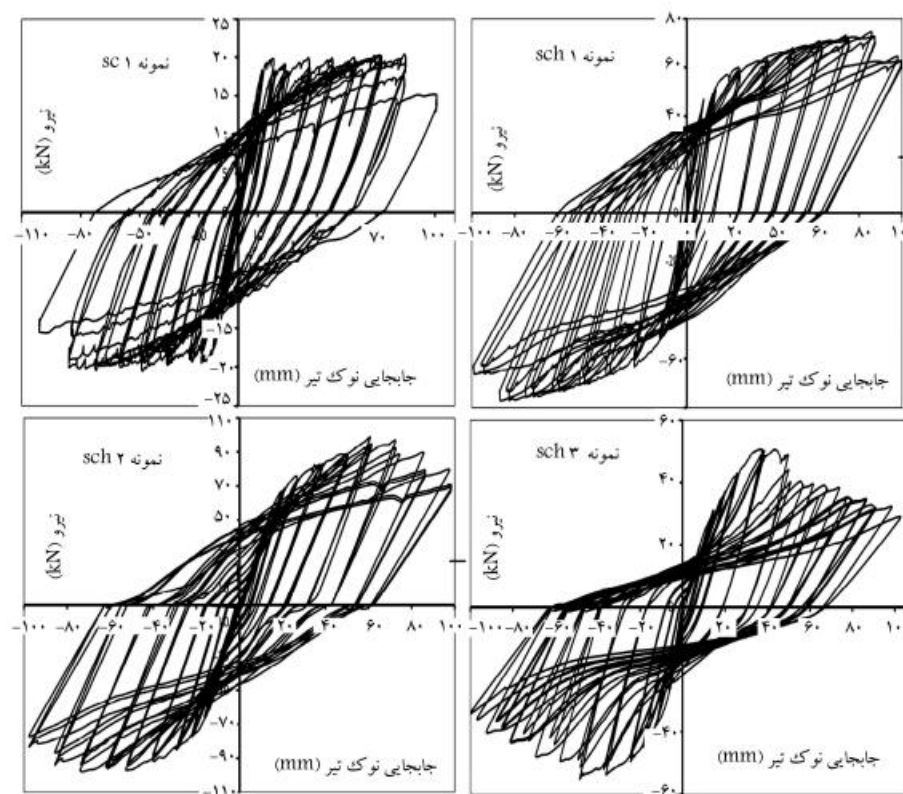
تغییرمکان نظیر ۹۶ میلی‌متر انجام شده است. جهت ثبت اطلاعات میزان بارهای وارده و تغییرمکان از دستگاه دیتالاگر استاتیکی استفاده شده است. تاریخچه بارگذاری استاتیکی چرخه‌ی افزایشی نمونه‌ها در شکل ۴ نشان داده شده است.

## ۴. مشاهدات آزمایش

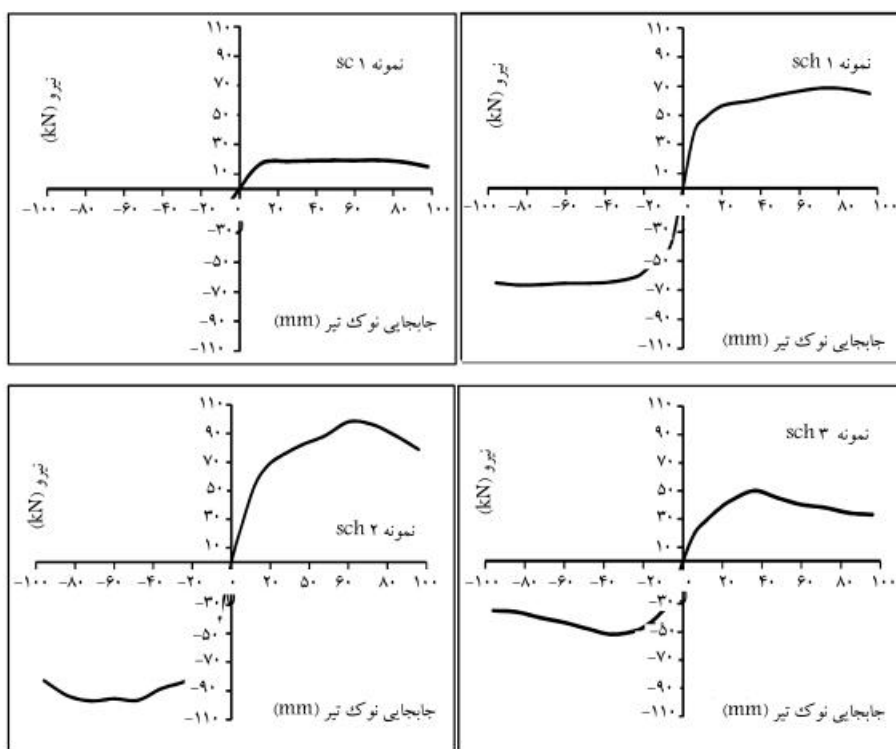
گسیختگی در اتصال بتنی (sc1)، به‌صورت تشکیل ترک‌های عمیق خمشی و برشی در تیر در بر اتصال و ترک‌های مورب برشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال و همچنین خرد شدن بتن نواحی فشاری در بر اتصال اتفاق افتاده است. در اتصال مرکب اول (sch1)، مکانیزم گسیختگی با غیرخطی شدن و کماتش دیاگرام آغاز شده و سپس جدایش غلاف از بتن اتفاق افتاده است؛ و در نهایت، با پارگی جوش اتصال دیاگرام به فلنج، پارگی در دیاگرام رخ داده است. در اتصال مرکب دوم (sch2)، مکانیزم گسیختگی نمونه با ظهور ترک در جوش نفوذی دیاگرام به غلاف و پارگی دیاگرام آغاز شده و با جدایش غلاف از بتن پایان یافته است. در اتصال مرکب سوم (sch3) با افزایش جابه‌جایی، بولت‌های پس‌تندگی در خمش وارد مرحله‌ی غیرکشسان شده و ورق‌های پس‌تندگی دچار جدایش از غلاف شده و انهدام این اتصال نیز دو فازی بوده و با از بین رفتن پس‌تندگی آغاز شده و با جدایش غلاف از بتن و کماتش غلاف و در نهایت پارگی غلاف خاتمه یافته است. در شکل ۵، وضعیت اتصالات در انتهای بارگذاری در تغییرمکان نسبی ۸٪ نشان داده شده است.



شکل ۵. وضعیت اتصالات در انتهای بارگذاری در تغییر مکان نسبی ۸٪.



شکل ۶. منحنی هیستریزس نمونه‌ی بتنی مرجع و نمونه‌های ترکیبی sch ۱، sch ۲ و sch ۳.



شکل ۷. پوش منحنی هیستریزس نیرو - جابه‌جایی نمونه‌ی بتنی مرجع و نمونه‌های ترکیبی sch1، sch2 و sch3.

## ۲.۵. شکل‌پذیری و جذب انرژی و سختی اتصالات

شکل‌پذیری یک المان به صورت قابلیت حفظ تغییرشکل‌های خمیری قبل از خرابی، بدون افت قابل توجهی در مقاومت یا سختی تعریف می‌شود. یک سیستم شکل‌پذیر، هشدار کافی قبل از خرابی نهایی می‌دهد. میزان شکل‌پذیری اتصالات براساس نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان نظیر اولین تسلیم‌شدگی مطابق رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (2)$$

تغییرمکان نهایی برابر کمترین مقدار بین تغییرمکان پیشینه‌ی اتصال و تغییرمکان نظیر ۱۵٪ افت بار پیشینه در نظر گرفته می‌شود. مطابق جدول ۴، تغییرمکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی اتفاق افتاده است، در نمونه‌ی sc1 برابر ۲۱ میلی‌متر و برای نمونه‌های (sch1)، (sch2) و (sch3) به ترتیب ۱۰۷/۹۸، ۱۸۷/۶۵ و ۱۴۷/۷۷ میلی‌متر به دست آمده است. کمینه و بیشینه‌ی تغییرمکان تسلیم‌شدگی به ترتیب مربوط به اتصالات‌های sch1 و sc1 بوده است. تغییرمکان نهایی در اتصال sc1، ۸۴ میلی‌متر، در نمونه‌ی (sch1)، ۹۶ میلی‌متر و در نمونه‌های sch2 و sch3 به ترتیب ۹۳/۲۵ و ۵۵/۷۵ میلی‌متر بوده است. به دلیل پیش‌رونده بودن خرابی‌ها، تغییرمکان نهایی با

جدول ۴. ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ ) اتصالات.

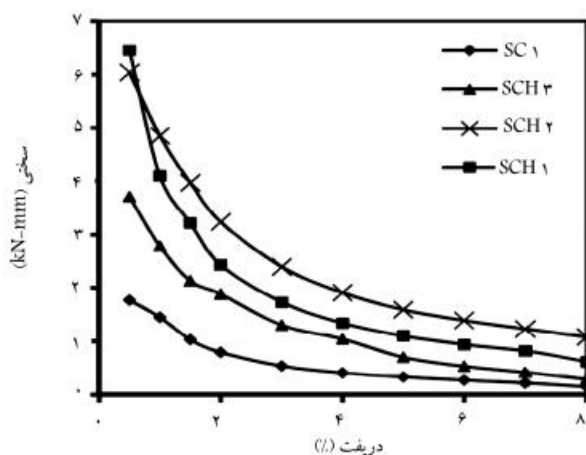
نام اتصال	$\Delta_y$ (mm)	$\Delta_u$ (mm)	$\mu$
sc1	۲۱/۰۰	۸۴/۰۰	۴/۰۰
sch1	۱۰۷/۹۸	۹۶/۰۰	۸/۷۴
sch2	۱۸۷/۶۵	۹۳/۲۵	۵/۰۰
sch3	۱۴۷/۷۷	۵۵/۷۵	۳/۷۷

نسبت به اتصال sc1، به ترتیب به میزان ۳۳۱٪، ۴۳۶/۳٪، و ۱۲۶/۳٪ افزایش یافته‌اند.

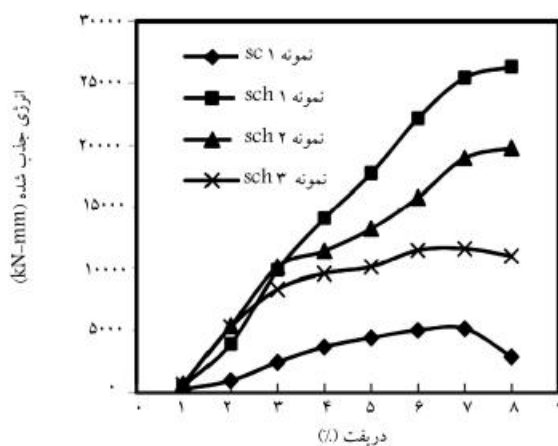
همان‌گونه که از مقایسه‌ی منحنی‌های هیستریزس مشخص می‌شود، منحنی هیستریزس نمونه‌ی sc1 جمع‌شدگی قابل توجهی دارد، که دلیل آن لغزش آرماتورهاست و همچنین به دلیل رخداد ترک و لغزش آرماتورها، میزان بار در سیکل‌های دوم هر تغییرمکان نسبی، افت زیادی پیدا کرده است. تغییرشکل ماندگار در تغییرمکان نسبی ۸٪ در جهت مثبت بارگذاری ۷۶ میلی‌متر و در جهت منفی ۷۵ میلی‌متر بوده است.

در نمودار هیستریزس (sch1)، منحنی‌ها در هر سیکل چاق هستند و در سیکل‌های دوم بارگذاری هر تغییرمکان نسبی، مساحت حلقه‌ها کاهش چندانی پیدا نکرده است. تغییرشکل ماندگار در تغییرمکان ۸٪ در جهت مثبت بارگذاری ۶۸ میلی‌متر و در جهت منفی ۶۵ میلی‌متر بوده است. در اتصال sch2، منحنی‌ها در هر سیکل بسیار لاغر و کشیده هستند، و در سیکل‌های دوم بارگذاری هر تغییرمکان نسبی مساحت حلقه‌ها کاهش چندانی پیدا نکرده است. تغییرشکل ماندگار در تغییرمکان نسبی ۸٪ در جهت مثبت بارگذاری ۶۲ میلی‌متر و در جهت منفی ۶۵ میلی‌متر بوده است.

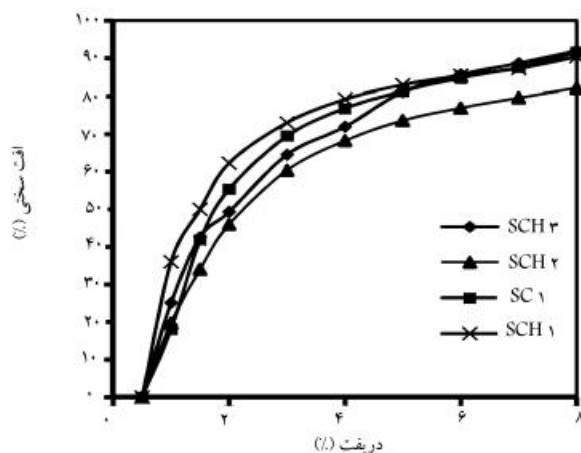
در نمونه‌ی sch3، منحنی‌ها در هر سیکل تقریباً لاغر و کشیده هستند. میزان بار در سیکل‌های دوم هر تغییرمکان نسبی و همچنین مساحت حلقه‌ها کاهش چندانی پیدا نکرده است. در این نمونه به دلیل انهدام یک‌باره به علت تسلیم بولت‌ها، عملاً پس از تسلیم بولت‌ها ظرفیت باربری اتصال به‌طور ناگهانی کاهش یافته و افت ناگهانی بار مشاهده شده است، به همین دلیل نمودارهای هیستریزس نمونه‌ی sch3 نسبت به نمونه‌های دیگر بسیار لاغر است. تغییرشکل ماندگار در تغییرمکان نسبی ۸٪ در جهت مثبت بارگذاری، ۶۸ میلی‌متر و در جهت منفی، ۶۳ میلی‌متر بوده است.



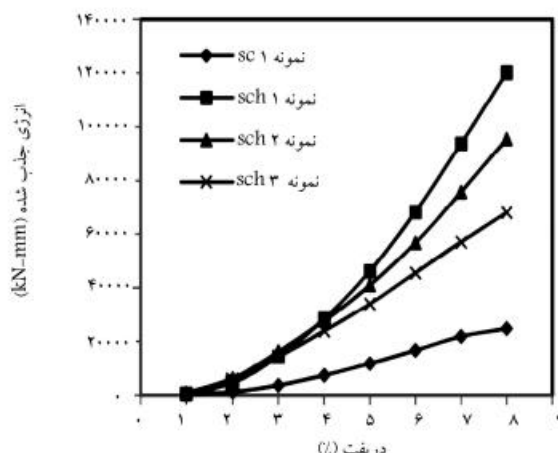
شکل ۱۰. منحنی سختی اتصالات در هر تغییر مکان نسبی.



شکل ۸. منحنی جذب انرژی اتصالات در سیکل های بارگذاری هر تغییر مکان نسبی.



شکل ۱۱. منحنی کاهش سختی اتصالات در هر تغییر مکان نسبی نسبت به سختی اولیه در تغییر مکان نسبی ۰/۵٪.



شکل ۹. منحنی انرژی جذب شده نمونه ها تا هر میزان تغییر مکان نسبی از بارگذاری.

جدول ۵. میزان سختی اولیه و نهایی اتصالات بتنی و مرکب.

sch ۳	sch ۲	sch ۱	sc ۱	نام اتصال
۳٫۷۸	۶٫۰۴	۶٫۴۵	۱٫۷۷	سختی اولیه (kN/mm)
۰٫۲۹	۱٫۰۸	۰٫۶۲	۰٫۸۵	سختی نهایی (kN/mm)
۹۲٫۰۰	۸۲٫۱۰	۹۰٫۳۸	۹۱٫۵۲	میزان افت سختی (%)

اوج مثبت و منفی سیکل های بارگذاری در هر تغییر مکان نسبی در نظر گرفته شده است. با مرکب کردن اتصال سختی اولیه ای اتصالات های sch ۱، sch ۲، sch ۳ نسبت به اتصال بتنی sc ۱، به ترتیب ۳٫۶۴، ۳٫۴۱، ۲٫۰۹ برابر شده است. همچنین سختی ثانویه ای اتصالات sch ۱، sch ۲، sch ۳ نسبت به اتصال بتنی sc ۱، به ترتیب ۱٫۴۱۳، ۱٫۷۲ و ۱٫۹۳ برابر شده است. در جدول ۵، میزان سختی اولیه و نهایی اتصالات، و نیز میزان افت سختی مشخص شده است. در شکل ۱۱ منحنی درصد افت منحنی اتصالات در طول بارگذاری، نسبت به سختی اولیه، در دررفت ۰٫۵ درصد نشان داده شده است. چنانکه در این شکل مشاهده می شود در میان نمونه های ترکیبی، نمونه sch ۱ به دلیل جاری شدگی ورق میان گذر در همان دررفت های اولیه، افت سختی بیشتری داشته است.

توجه به روند خرابی نمونه ها و مشاهده ای افت بار در نظر گرفته شده است. ضریب شکل پذیری ( $\mu$ ) در نمونه ای بتنی sc ۱ عدد ۴ و در نمونه های مرکب sch ۱، sch ۲ و sch ۳ به ترتیب ۵٫۸۷۷۴، ۵ و ۳٫۷۷۷ به دست آمده است. میزان انرژی جذب شده ای اتصال در هر تغییر مکان نسبی از مجموع مساحت حلقه ای هیستریزس در تغییر مکان نسبی هایی که بار کمتر از ۸۵٪ بیشینه ی بار اتصال نباشد، قابل محاسبه است. در شکل ۸، انرژی جذب شده در هر تغییر مکان نسبی از بارگذاری در ۴ اتصال نشان داده شده است. همان گونه که مشاهده می شود، در تغییر مکان های نسبی کم تا ۱٪، میزان انرژی جذب شده به علت رفتار ارتجاعی بسیار کم بوده و بعد از آن به طور قابل ملاحظه ای افزایش یافته است.

نمونه های sch ۱ و sc ۱، بیشترین و کمترین جذب انرژی در بین نمونه ها را داشته اند. در شکل ۹، منحنی انرژی جذب شده ای نمونه ها تا هر میزان تغییر مکان نسبی، از ابتدای بارگذاری نشان داده شده است. میزان جذب انرژی اتصال مرکب sch ۱ نسبت به اتصال بتنی، ۴٫۸۷ برابر و میزان جذب انرژی اتصالات مرکب sch ۲ و sch ۳ نسبت به نمونه ای sc ۱ به ترتیب ۳٫۸۷ و ۲٫۷۶ برابر شده است.

در شکل ۱۰، منحنی سختی اتصالات در تغییر مکان های نسبی مختلف نشان داده شده است. میزان سختی اتصال در هر تغییر مکان نسبی برابر شیب خط واصل بین نقاط



## ۶. تأثیر مشخصات اتصالات در رفتار و عملکرد اتصال

در اتصال بتنی، ترک‌های اولیه در تغییرمکان نسبی ۵/۰ تا ۱ درصد و بیشینه بار در تغییرمکان‌های نسبی ۱/۵ تا ۲ درصد اتفاق افتاده و از آن پس به علت افزایش ترک‌های x شکل در ناحیه‌ی اتصال، سختی اتصال کاهش یافته و با گسترش ترک، لغزش آرماتورهای تیر در ناحیه‌ی اتصال اتفاق افتاده است. در اتصال مرکب، سختی ناحیه‌ی اتصال به علت عملکرد توأم بتن و فولاد افزایش یافته و مانع از رخداد ترک‌های قطری x- شکل حتی در تغییرمکان‌های نسبی بالا در ناحیه‌ی اتصال شده است. به علت افزایش سختی ناحیه‌ی اتصال در اتصال مرکب، مفصل خمیری از ناحیه‌ی اتصال به سمت تیر فلزی و در نهایت به سمت دیاگرام‌های محیطی هدایت شده و به علت محصورشدگی بتن ناحیه‌ی اتصال توسط غلاف، در تمامی آزمایش‌ها هیچ‌گونه ترک‌های عمیق و خردشدگی و قله‌کن شدن بتن در ناحیه‌ی اتصال مشاهده نشده است. استفاده از دیاگرام محیطی اطراف غلاف، مانند یک تنگ برای غلاف عمل کرده و محصورشدگی غلاف را در تراز بال فوقانی و تحتانی تیر ایجاد کرده است.

مطابق با نتایج ارائه شده در بخش ۵، مقاومت تسلیم، مقاومت بیشینه، و مقاومت نهایی در پایان آزمایش در نمونه‌ی مرکب sch ۱ نسبت به نمونه‌ی بتنی sc ۱ به ترتیب به میزان ۱۶۳٪، ۲۳۹٪، و ۳۳۱٪ افزایش یافته است. مرکب‌سازی اتصال به صورت اتصال sch ۱ منجر به افزایش شکل‌پذیری اتصال نسبت به اتصال بتنی sc ۱ به میزان ۱۱۸/۵٪ شده است. همچنین با توجه به جدول ۳ و با مقایسه‌ی نسبت بار نهایی به بار بیشینه‌ی اتصال، افت مقاومت کمتری در نمونه‌ی sch ۱ نسبت به اتصال sc ۱ مشاهده شده است.

سختی اولیه و نهایی اتصال sch ۱ نسبت به sc ۱ به ترتیب ۲۶۴٪ و ۳۱۳٪ افزایش یافته و قابلیت جذب و استهلاک انرژی اتصالات مرکب، بسیار بیشتر از اتصال بتنی sc ۱ بوده است؛ به طوری که کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch ۱ نسبت به sc ۱، در پایان آزمایش ۴/۸۷ برابر شده است.

برای بررسی تأثیر اجرای ورق میان‌گذر و برش‌گیر، دو اتصال sch ۱ و sch ۲ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به منحنی‌های هیستریزس این دو نمونه مشاهده می‌شود که نمونه‌ی sch ۱ با ورق میان‌گذر، حلقه‌های چاق‌تری نسبت به نمونه‌ی sch ۲ دارد. مطابق نتایج ارائه شده در بخش ۵، مقاومت تسلیم و مقاومت بیشینه و نهایی اتصال sch ۲ نسبت به اتصال مرکب sch ۱ به ترتیب در حدود ۵۰٪، ۴۴٪ و ۲۴٪ افزایش یافته است.

استفاده از ورق میان‌گذر در اتصال sch ۱ منجر به افزایش شکل‌پذیری اتصال نسبت به اتصال مرکب دارای برش‌گیر به میزان ۷۴٪ شده است. با توجه به جدول ۳ و با مقایسه‌ی نسبت بار نهایی به بار بیشینه، افت مقاومت کمتری در نمونه‌ی sch ۱ نسبت به sch ۲ مشاهده شده است. دو اتصال، سختی اولیه‌ی تقریباً یکسان دارند، در حالی که سختی نهایی اتصال sch ۱ نسبت به sch ۲ به میزان ۴۲٪ کاهش یافته است. کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch ۱، ۱/۲۶ برابر اتصال sch ۲ به دست آمده است.

برای بررسی تأثیر اجرای ورق میان‌گذر و دیاگرام محیطی و پس‌تندگی در رفتار و عملکرد اتصالات مرکب، نمونه‌ی sch ۱ با ورق میان‌گذر و نمونه‌ی sch ۳ با غلاف پس‌تندیده مقایسه شده است. نمونه‌ی sch ۱ در تمام سبکل‌های بارگذاری، حلقه‌های چاق‌تری داشته‌اند. مطابق نتایج ارائه شده در بخش ۵، مقاومت تسلیم و بیشینه و نهایی اتصال sch ۱ نسبت به اتصال مرکب sch ۳ به ترتیب به میزان ۲۸٪، ۳۲٪ و

۹۰٪ افزایش نشان داده است. همچنین استفاده از ورق میان‌گذر و دیاگرام محیطی در اتصال sch ۱، منجر به افزایش شکل‌پذیری اتصال مذکور نسبت به اتصال مرکب sch ۳، که با پس‌تندکردن غلاف اجرا شده است، به میزان ۱۳۲٪ شده است. با توجه به جدول ۳ و مقایسه‌ی نسبت بار نهایی به بار بیشینه، افت مقاومت کمتری در اتصال sch ۱ نسبت به اتصال مرکب sch ۳ مشاهده شده است. سختی اولیه و نهایی اتصال sch ۱ نسبت به اتصال مرکب sch ۳ به میزان ۷۴٪ و ۱۱۴٪ بیشتر است. کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch ۱، در پایان بارگذاری، ۱/۷۶ برابر اتصال مرکب sch ۳ به دست آمده است.

## ۷. نتیجه‌گیری

مرکب‌کردن اتصالات، سختی اتصال را افزایش می‌دهد و همچنین از ایجاد مفصل خمیری در ستون (چشمه‌ی اتصال) جلوگیری می‌کند. مهم‌ترین مسئله‌ی که در اتصالات مرکب مطرح است، جدایش غلاف فولادی از بتن است، که عملکرد توأم بتن و فولاد را از بین می‌برد. برای جلوگیری از این جدایش، ۳ طرح پیشنهادی مرکب‌سازی مورد آزمایش قرار گرفته است. که براساس مشاهدات رفتاری و نتایج به دست آمده از اتصال مرجع بتنی و اتصالات ترکیبی (اتصال با دیاگرام و ورق میان‌گذر، اتصال ترکیبی با دیاگرام و برش‌گیر، و اتصال ترکیبی با غلاف پس‌تندیده)، این نتایج به دست آمده است:

- افزایش سختی در اتصالات ترکیبی، منجر به کاهش تغییرشکل ماندگار در اتصالات مرکب نسبت به اتصال بتنی شده و در نتیجه رفتار ارتجاعی‌تر در تغییرمکان‌های نسبی تا حدود ۲٪ در اتصال مشاهده شده است، که این امر نشان‌دهنده‌ی رفتار ارتجاعی اتصال در زلزله است.

- سختی اولیه‌ی نمونه‌ی ترکیبی با ورق میان‌گذر (sch ۱) و اتصال ترکیبی با برش‌گیر (sch ۲) و نمونه‌ی ترکیبی با غلاف پس‌تندیده به ترتیب ۶/۴۵، ۶/۰۴، و (kN/mm) ۳/۷۱ و همچنین سختی نمونه‌ی بتنی به میزان ۱/۷۷ به دست آمده است. به طوری که می‌توان برای سختی اولیه‌ی نمونه‌های مورد آزمایش به رابطه‌ی ۳ دست یافت:

$$k_{sch1} > k_{sch2} > k_{sch3} > k_{sc1} \quad (3)$$

- نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که از میان ۳ نمونه‌ی مرکب، بهترین نمونه از نظر شکل‌پذیری، نمونه‌ی sch ۱ بوده و کمترین افت سختی را نمونه‌ی sch ۲ داشته است. در واقع عوامل مؤثر در تأخیر جدایش غلاف فولادی از بتن نقش مهمی در شکل‌پذیری و درصد افت سختی اتصال دارد. به طوری که می‌توان رابطه‌ی ۴ را بین شکل‌پذیری ۴ نمونه بیان کرد:

$$\mu_{sch1} > \mu_{sch2} > \mu_{sc1} > \mu_{sch3} \quad (4)$$

- نتایج نشان می‌دهد که عامل پس‌تندگی غلاف باعث ایجاد سختی اولیه‌ی زیاد شده است، ولی در نهایت پس از تسلیم بولت‌های پس‌تندگی، سیستم افت ناگهانی ظرفیت باربری و جدایش سریع داشته است. به گونه‌ی که بیشترین میزان افت سختی در تغییرمکان نسبی ۸٪ به میزان ۹۲٪ برای این اتصال به دست آمده است. رابطه‌ی ۵ را می‌توان برای سختی نهایی بیان کرد:

$$k_{tsch2} > k_{tsch1} > k_{tsch3} > k_{tsc1} \quad (5)$$



- با مرکب‌کردن اتصال، شکل‌پذیری اتصالات افزایش یافته است. نمونه‌های sch ۱ و sch ۲ نسبت به اتصال بتنی، به ترتیب به میزان ۱۸٪ و ۲۵٪ رفتار شکل‌پذیرتری را نشان داده‌اند.
- با مرکب‌سازی اتصال با استفاده از دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر، مقاومت بیشینه و نهایی اتصال نسبت به اتصال بتنی به ترتیب به میزان ۲۳۹ و ۳۳۱ درصد افزایش یافته است. همچنین در اتصال مرکب، افت مقاومت در پایان آزمایش نسبت به اتصال بتنی ۸۳٪ کاهش یافته است.
- مرکب‌سازی اتصال، قابلیت جذب انرژی را افزایش می‌دهد، به گونه‌ی که کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصالات sch ۱، sch ۲ و sch ۳ در پایان بارگذاری نسبت به اتصال بتنی به ترتیب به میزان ۲۸۷، ۳۸۶ و ۱۷۶ درصد بیشتر شده است.
- به علت افزایش سختی ناحیه‌ی اتصال در اتصالات ترکیبی، مفصل خمیری از ناحیه‌ی اتصال خارج و در دیافراگم‌های محیطی تشکیل و مکانیزم شکست با جاری شدن دیافراگم‌ها و پارگی آن‌ها آغاز و به پارگی غلاف درکنج‌ها (بدون ترک‌خوردگی و خردشدگی بتن ناحیه‌ی اتصال) منتهی شده است.
- در اتصال پس‌تنیده به علت عدم اجرای دیافراگم‌های محیطی، سختی اتصال کاهش یافته و همچنین به علت ایجاد نیروی محوری در میله‌های پس‌تنیده، سرعت انهدام این میله‌ها نسبت به سرعت انهدام دیافراگم‌ها سریع‌تر بوده و مکانیزم جداشدگی غلاف در تغییرمکان‌های نسبی پایین‌تری رخ داده است، که علت اصلی آن عدم توزیع ۴۵ درجه تنش‌هاست، که با وجود دیافراگم‌های محیطی اتفاق می‌افتد.

## پانوشت‌ها

1. concrete filled tube
2. reinforced concrete steel

## منابع (References)

1. Morino, S. and Kawaguchi, J. "Research on and construction of the concrete-filled steel tube column system in Japan", *International Journal of steel structures*, Department of Engineering Mie University, Tsu-shi, Japan, **5**, pp. 277-298 (2005).
2. Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O. "Beam-Column moment connections for composite frames: Part 1", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(11), pp. 2858-2876 (1989).
3. Sheikh, T.M., Deierlein, G.G., Yura, J.A. and Jirsa, J.O. "Beam-column moment connections for composite frames: Part 2", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **115**(11), pp. 2877-2896 (1989).
4. Cynthia, D.E., Bracci, J.M. and Moore, W.P. "Joint strength in RCS frames", Technical Report CBDC-99-02, Center for Building Design and Construction, Department of Civil Engineering, Texas A&M University (1999).
5. Kanno, R. "Strength deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns", Ph.D Dissertation, Cornell University, Ithaca, NY (1993).
6. Noguchi, H. and Uchida, K. "FEM analysis of hybrid structural frames with R/C columns and steel", *proc. of 12WCEE*, pp. 1-8 (2000).
7. Choi, S.M., Park, S.H., Yun, Y.S. and Kim, J.H. "A study on the seismic performance of concrete-filled square steel tube column-to-beam connections reinforced with asymmetric lower diaphragms", *Journal of Constructional Steel Research*, **66**(7), pp. 962-970 (2010).
8. Zubydan, A.H. and Elsabbagh, A.I. "Monotonic and cyclic behavior of concrete-filled steel-tube beam-columns considering local buckling effect", *Thin-Walled Structures*, **49**(4), pp. 465-481 (2011).
9. Bin, R., Zhihua, C., Fafitis, A. and Jikui, M. "Seismic behavior of diaphragm-through connections of concrete-filled square steel tubular columns and H-shaped steel beams", *Tianjin University and Springer-Verlag Berlin Heidelberg*, **19**(3), pp. 195-201 (2013).
10. Qin, Y., Chen, Z., Yang, Q. and Shang, K. "Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns", *Journal of Constructional Steel Research*, **93**, pp. 32-43 (2014).
11. ACI Committee 374.1-05, *Acceptance Criteria for Moment Frames Based on Structural Testing and Commentary (aci 374.1-05)*, Farmington Hills, Michigan, USA: American Concrete Institute (2005).