مهندسی عمران شریف (پاییز ۱۳۹۵)
دوره‌ی ۲ - ۳۲، شماره‌ی ۳/۱، ص. ۹۷-۱۰۵، (یادداشت فنی)

Research Note

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

محمدکاظم شربتدار (دانشیار)
نعمت‌اله حیدریان * (کارشناس ارشد)
آزاده حقیقت (کارشناس ارشد)
دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

یکی از راهکارهای ارائه‌شده 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 به‌عنوان 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 چرخه‌یی مورد آزمایش قرار گرفته‌اند. در کلیه‌ی اتصالات ترکیبی مورد بررسی، ستون بتنی در ناحیه‌ی اتصال توسط غلافی فولادی محصور شده است. با مرکب‌کردن اتصال، مقاومت بیشینه‌ی 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 نمونه‌ی بتنی به ترتیب به میزان ۱۱۸ و ۲۵ درصد مشاهده شده است.

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

msharbatdar@semnan.ac.ir
n.heydarian321@gmail.com
a_haghighat9011@yahoo.com

۱. مقدمه

اتصال تیر به ستون در قاب‌های بتن مسلح حائز اهمیت خاصی است. به دلیل کوچک‌بودن ناحیه‌ی اتصال و رخداد بیشینه‌ی برش‌ها و ممان‌ها در بر اتصال، تراکم آرماتورگذاری این ناحیه زیاد و در نتیجه بتن‌ریزی و انجام ویبره 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 مهاری 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 مهاری میلگردهای 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 مطالعه‌یی را در مورد سیستم ترکیبی جدیدی با عنوان CFT [۱] آغاز و بررسی و مطالعه‌ی سازه‌های ترکیبی، جهت مشخصی پیدا کرده است. بعدها با پیدایش سیستم RCS [۲]، پیشرفت‌های گسترده‌یی در مطالعه و کاربرد اتصالات ترکیبی حاصل شده است. اولین نام‌گذاری سیستم ترکیبی لوله‌ی پُرشده با بتن با عنوان CFT در سال ۱۹۶۱ در ژاپن در نوشتاری از ناکاکاتو شکل گرفته است، که به بررسی ستون‌های CFT دایره‌یی به‌کاررفته در یک برج انتقال نیرو پرداخته بوده است.[۱] 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،[۲و۳] 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 لرزه‌یی در سازه‌های ذکرشده 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.[۴] در پژوهش دیگری در سال ۱۹۹۳،[۵] به‌صورت آزمایشگاهی اتصال RCS داخلی تحت بارگذاری چرخه‌یی در دانشگاه کرنل مورد

* نویسنده مسئول
تاریخ: دریافت ۱۳۹۳/۳/۱۱، اصلاحیه ۱۳۹۳/۱۰/۸، پذیرش ۱۳۹۳/۱۰/۲۰.

مطالعه قرار گرفته و آزمایش‌ها نشان داده است که ظرفیت لرزه‌یی سیستم‌های RCS، کمتر از سازه‌های فولادی و بتن مسلح نیست و مناسب‌بودن 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 به‌صورت ترکیب دو سیستم RCS و CFT پیشنهاد شده است. از جمله در پژوهش‌هایی در سال ۲۰۰۰،[۶] 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 به‌صورت شکست برشی اتصال و در نمونه‌ی با ورق‌های تقویتی در وجوه ستون با تسلیم‌شدن تیر همراه بوده است، و نیز در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۰،[۷] با استفاده از دیافراگم‌های پیرامونی و داخلی، به بررسی اتصالات با دیافراگم‌های داخلی متقاطع آستین‌دار، صفحات T شکل و صفحات قائم با گل‌میخ در راستای بال‌های بالا و پایین تیر در اتصال CFT پرداخته شده است. در بارگذاری چرخه‌یی در حالت استفاده از دیافراگم 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 دورشدن موقعیت مفصل خمیری از بر ستون و کشسان باقی‌ماندن اتصال و در نتیجه روی‌دادن اتلاف انرژی در تیر شده‌اند. در سال ۲۰۱۱،[۸] کاهش مقاومت فشاری فولاد در اثر کمانش ستون‌های CFT با مقطع مستطیلی تحت بارگذاری یکنواخت و رفت و برگشتی به‌صورت عددی بررسی شده و نتایج به‌دست‌آمده انطباق خوبی را بین نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان داده است. برخی پژوهشگران نیز در سال ۲۰۱۳،[۹] نوعی اتصال CFT با عنوان CFSSTCS را که دیافراگم‌های داخلی داشته است، به‌صورت آزمایشگاهی و اجزاء محدود، تحت بارگذاری رفت و برگشتی بررسی کرده و نتایج به‌دست آمده نشان داده است که در اتصال مذکور، مفصل خمیری از چشمه‌ی اتصال دور شده و در تیر در زاویه‌ی چرخش بیش از ۰٫۰۴ رادیان رخ داده است، لذا اتصال مذکور را در قاب‌های خمشی با اتصالات گیردار به دلیل مقاومت و تغییرشکل‌های خمیری کافی و جذب انرژی بالا مناسب یافته‌اند. همچنین در پژوهش دیگری در سال ۲۰۱۴،[۱۰] اتصالات مرکب با دیافراگم‌های پیرامونی و داخلی با مقیاس واقعی، تحت بار جانبی رفت و برگشتی به‌صورت آزمایشگاهی بررسی و در اتصالات مذکور، بتن ناحیه‌ی اتصال با ورق‌های فولادی محصور شده و نتایج نشان داده است که اتصالات آزمایش‌شده قادر به استهلاک انرژی بیشتری هستند و همچنین افزایش زاویه‌ی دوران خمیری مشاهده شده است.

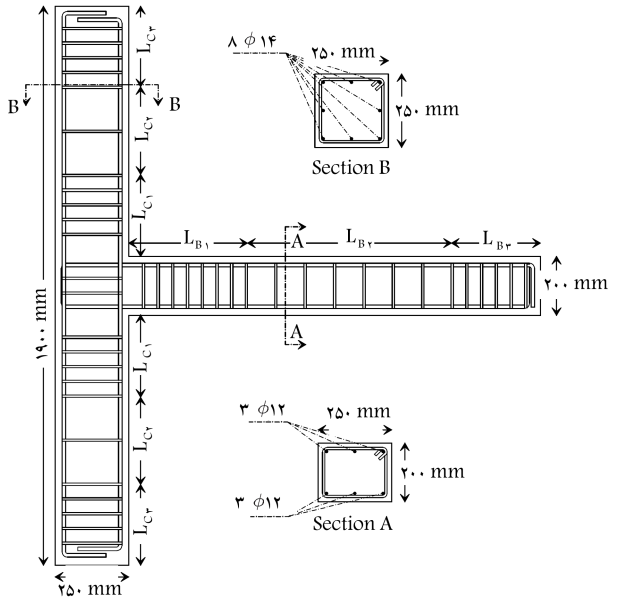
مطالعات پیشین نشان داده است که در اتصالات RCS به دلیل عبور تیر از درون ستون، در سیکل‌های رفت و برگشتی متعدد، ترک‌های زیادی در چشمه‌ی اتصال رخ می‌دهد و منجر به تشکیل مفصل خمیری در این ناحیه می‌شود. لذا در این مطالعه، اثر دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر در اتصال ترکیبی المان‌های سازه‌یی فلزی و بتنی و همچنین،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

۲. نمونه‌های آزمایشگاهی

۱.۲. جزئیات نمونه‌ها

در این پژوهش، ۴ اتصال تیر ـ ستون گوشه شامل یک اتصال بتنی و ۳ اتصال مرکب، طراحی و ساخته شده است. اتصال بتنی انتخاب‌شده به‌عنوان نمونه‌ی 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 ویژه‌ی بالا و پایین آن را محصورکرده 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 ۲۵۰ × ۲۵۰ میلی‌متر بوده است. اتصال بتنی مرجع، یک تیر بتنی به عرض ۲۵۰ میلی‌متر و ارتفاع ۲۰۰ میلی‌متر داشته است. در ستون بتنی از آرماتورهای طولی ۸Φ۱۴ و نیز از آرماتورهای ۳Φ۱۲ در بالا و پایین تیر استفاده شده است. نواحی ویژه‌ی ستون و همچنین چشمه‌ی اتصال به فواصل ۵۰ میلی‌متر و در بقیه‌ی طول ستون به فواصل ۱۵۰ میلی‌متر و در تیر، در طولی به اندازه‌ی ۴۰۰ میلی‌متر از بر اتصال به فاصله‌ی ۵۰ میلی‌متر و در خارج از این ناحیه با فواصل ۱۰۰ میلی‌متر، با آرماتور Φ۸ 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_{B1}	L_{B2}	L_{B3}	L_{C1}	L_{C2}	L_{C3}	L_P
طول (mm)	۴۰۰	۷۰۰	۳۰۰	۲۷۵	۳۰۰	۲۷۵	۲۰۰
فواصل خاموت	۵۰	۱۰۰	۵۰	۵۰	۱۵۰	۵۰	۵۰

و تیر فلزی IPE۱۸۰ 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 به‌صورت متقاطع درون غلاف استفاده شده است. در نمونه‌ی مرکب دوم به منظور انتقال برش از غلاف به بتن، درون غلاف از برش‌گیر (پیچ‌های پُر 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 جایگذاری‌شده، عمل پس‌تنیده‌کردن انجام شده است). در کلیه‌ی اتصالات مرکب، اتصال تیر فولادی به ستون بتنی به‌صورت اتصال فلنجی با ۸ پیچ پُرمقاومت ۸/۸، که به‌صورت اصطکاکی عمل می‌کنند، صورت گرفته است. در جدول ۲، نمونه‌های ساخته‌شده نام‌گذاری، و جزئیات نمونه‌های ترکیبی ساخته‌شده در شکل ۲ نشان داده شده است.

۲.۲. معرفی مصالح

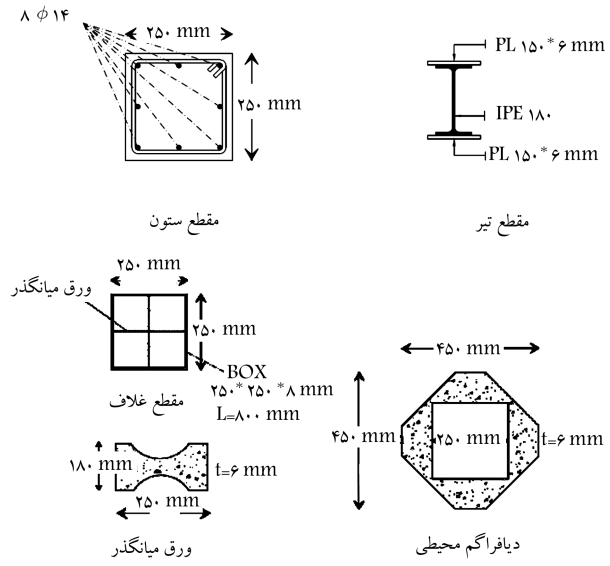
در ساخت اعضاء بتنی از بتن با مقاومت فشاری استوانه‌یی استاندارد MPa ۲۵ استفاده شده است. آرماتورهای طولی ستون، مقاومت تسلیم MPa ۵۱۰ و مقاومت نهایی MPa ۵۸۸؛ آرماتورهای طولی تیر در نمونه‌ی بتنی، مقاومت تسلیم MPa ۴۴۴ و مقاومت نهایی MPa ۶۷۷؛ و خاموت‌ها، تنش تسلیم و نهایی به ترتیب برابر MPa ۳۹۸ و MPa ۵۸۶ داشته‌اند.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

۳. معرفی چیدمان آزمایش

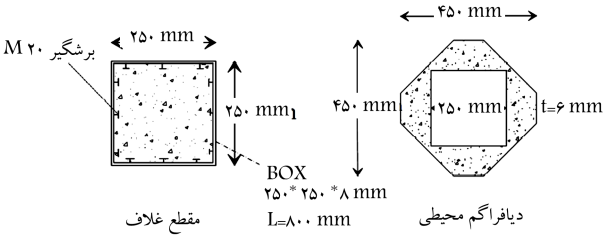
در شکل ۳، سیستم چیدمان آزمایش (Set up) نشان داده شده است. دو تکیه‌گاه ستون به‌صورت مفصلی و غلطکی در نظرگرفته شده است. نیروی محوری ثابتی معادل ۱۰ درصدِ مقاومت محوری اسمی نهایی ستون، که در حدود ۲۰۰ کیلونیوتن است، با یک جک ۵۰۰ کیلونیوتنی به یک انتهای ستون اعمال شده است. مقاومت

جدول ۲. نام‌گذاری نمونه‌های ساخته‌شده.

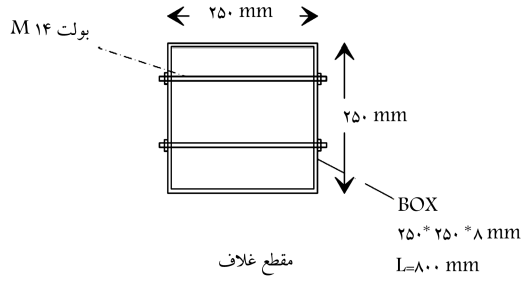
نام اختصاری اتصال	مشخصات اتصال
sc۱	اتصال بتنی مرجع
sch۱	اتصال ترکیبی با دیافراگم و ورق میان‌گذر
sch۲	اتصال ترکیبی با دیافراگم و برش‌گیر
sch۳	اتصال ترکیبی با غلاف پس‌تنیده



الف) نمونه ترکیبی اول (sch ۱)؛



ب) نمونه ترکیبی دوم (sch ۲)؛



ج) نمونه ترکیبی سوم (sch ۳).

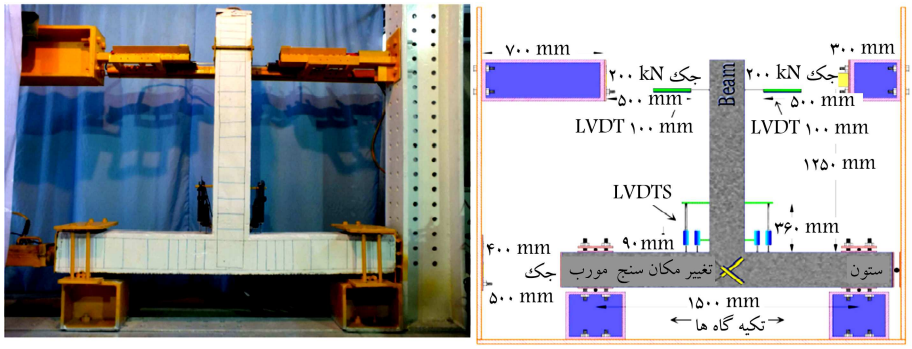
شکل ۲. جزئیات نمونه‌های ترکیبی ساخته‌شده.

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

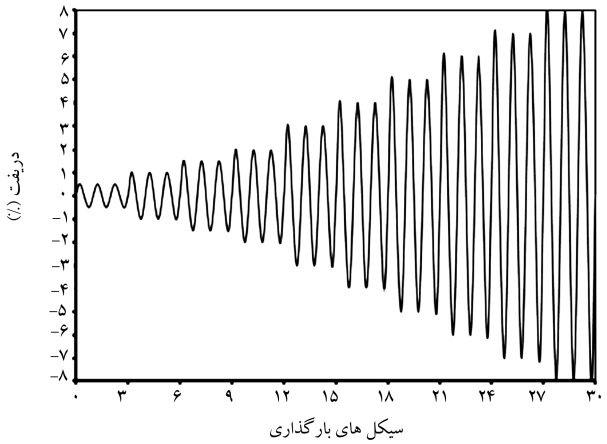
$$P_{\circ} = \circ/۸۵f'_c(A_g - A_{st}) + A_{st}f_y \qquad (۱)$$

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 روزه‌ی 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 به‌صورت کنترل تغییرمکان با ۳ چرخه‌ی بارگذاری در هر تغییرمکان نسبی بوده است. بارگذاری از تغییرمکان نسبی ۰/۵٪ با تغییرمکان نظیر ۶ میلی‌متری انتهای تیر آغاز و تا تغییرمکان نسبی ۸٪ با



شکل ۳. سیستم چیدمان آزمایش نمونه‌ها.



شکل ۴. تاریخچه‌ی بارگذاری چرخه‌یی افزایشی.[۱۱]

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

۴. مشاهدات آزمایش

گسیختگی در اتصال بتنی (sc۱)، به‌صورت تشکیل ترک‌های عمیق خمشی و برشی در تیر در بر اتصال و ترک‌های مورب برشی در ناحیه‌ی چشمه‌ی اتصال و همچنین خُردشدن بتن نواحی فشاری در بر اتصال اتفاق افتاده است. در اتصال مرکب اول (sch۱)، مکانیزم گسیختگی با غیرخطی‌شدن و کمانش دیافراگم آغاز شده و سپس جدایش غلاف از بتن اتفاق افتاده است؛ و درنهایت، با پارگی جوش اتصال دیافراگم به فلنج، پارگی در دیافراگم رخ داده است. در اتصال مرکب دوم (sch۲)، مکانیزم گسیختگی نمونه با ظهور ترک در جوش نفوذی دیافراگم به غلاف و پارگی دیافراگم آغاز شده و با جدایش غلاف از بتن پایان یافته است. در اتصال مرکب سوم (sch۳) با افزایش جابه‌جایی، بولت‌های پس‌تنیدگی در خمش وارد مرحله‌ی غیرکشسان شده و ورق‌های پس‌تنیدگی دچار جدایش از غلاف شده و انهدام این اتصال نیز دو فازی بوده و با از بین‌رفتن پس‌تنیدگی آغاز شده و با جدایش غلاف از بتن و کمانش 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.

۵. نتایج اولیه

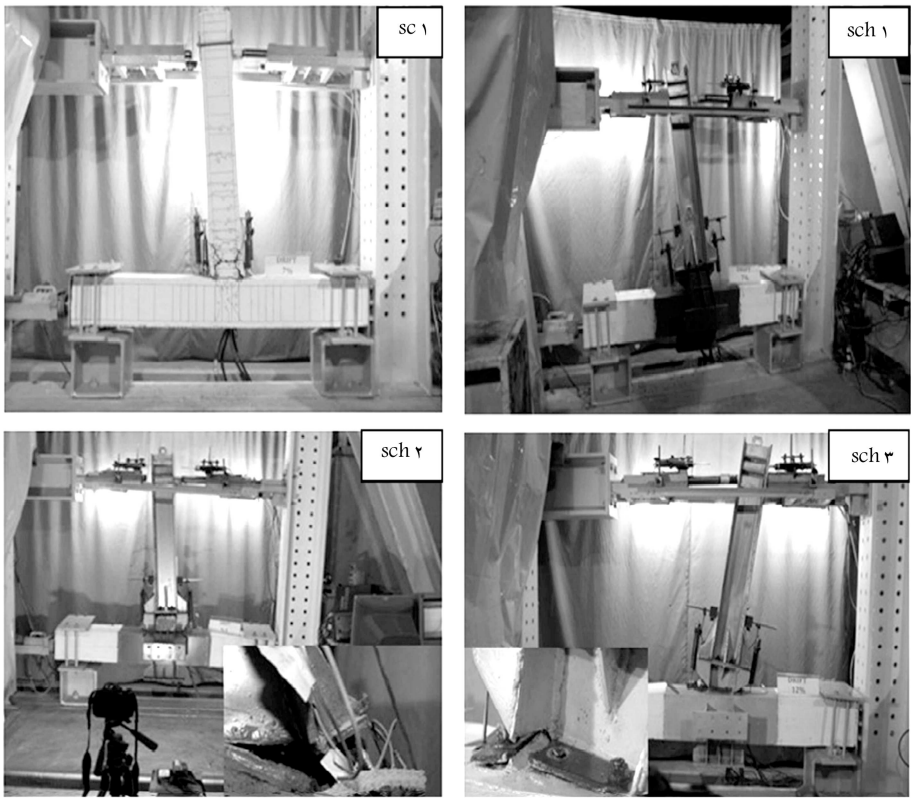
۵.۱. ظرفیت باربری

در شکل‌های ۶ و ۷، به ترتیب منحنی هیسترزیس نیرو ـ جابه‌جایی انتهای تیر و پوش منحنی‌های مذکور برای کلیه‌ی اتصالات نشان داده شده است.

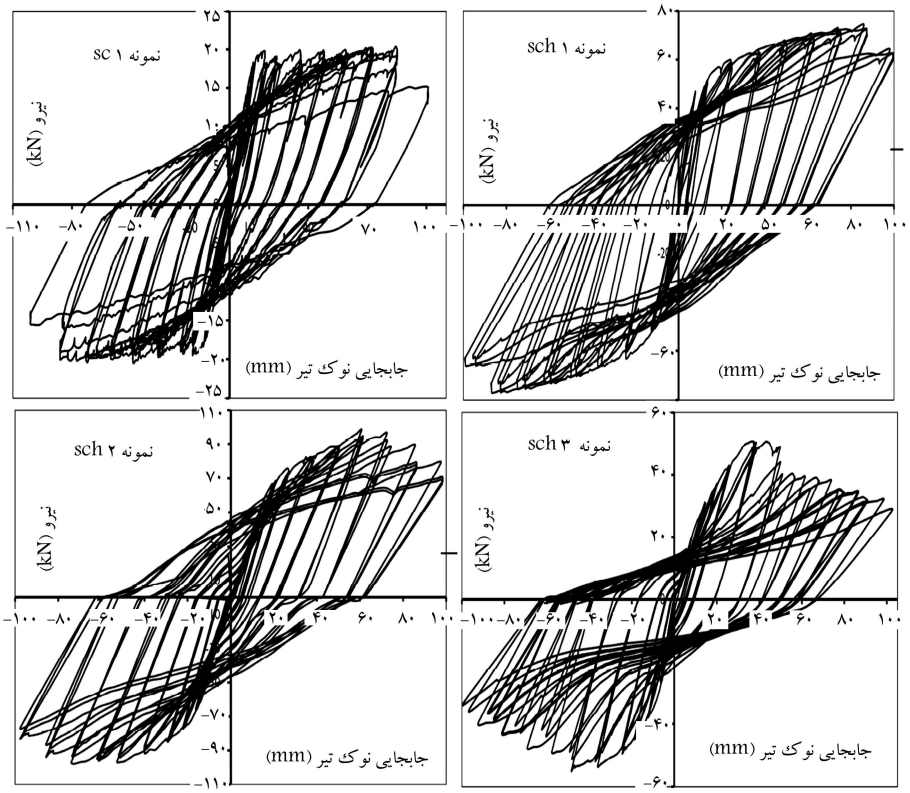
همان‌گونه که در شکل‌های مذکور مشاهده می‌شود، بیشینه‌ی نیروی تحمل‌شده ($P_{\max}$) توسط اتصالات sc۱، sch۱، sch۲ و sch۳ به طور متوسط بین دو جهت مثبت و منفی بارگذاری به ترتیب ۱۹٫۹، ۶۷٫۶، ۹۷٫۶ و ۵۱٫۰ کیلونیوتن به‌دست آمده است. نیروی بیشینه در نمونه‌ی sch۱، ۲۳۹٪ نسبت به نمونه‌ی بتنی بیشتر است و نیروی بیشینه‌ی اتصالات sch۲ و sch۳ نسبت به اتصال بتنی sc۱ به ترتیب ۳۸۹٫۲٪ و ۱۵۵٫۷٪ افزایش یافته است. مطابق جدول ۳، اولین تسلیم‌شدگی در اتصال sc۱، که با جاری‌شدگی آرماتورهای طولی تیر اتفاق افتاده است، در نیروی ۱۷٫۷ کیلونیوتن رخ داده و همچنین در نمونه‌های sch۱ و sch۲ نیرویی که در آن اولین تسلیم‌شدگی، که مربوط به جاری‌شدن دیافراگم 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 دیافراگم به‌دست آمده است). در نمونه‌ی sch۳، تسلیم‌شدگی با غیرخطی‌شدن بولت‌ها و ورق پس‌تنیدگی در نیروی ۳۶٫۵ کیلونیوتن اتفاق افتاده است. همان‌طور که در جدول ۳ مشاهده می‌شود، نیروی نهایی ($P_{collaps}$) متناظر با تغییرمکان بیشینه‌ی اتصال، قبل از گسیختگی برای نمونه‌های sc۱، sch۱، sch۲ و sch۳ به‌دست آمده است. مطابق با جدول مذکور، نمونه‌ی sch۳ بیشترین افت بار نهایی نسبت به بار بیشینه به میزان ۳۳٪ و نمونه‌ی sch۱، کمترین افت بار به میزان ۴٪ را داشته‌اند. همچنین بار متناظر با گسیختگی اتصالات sch۱، sch۲ و sch۳

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

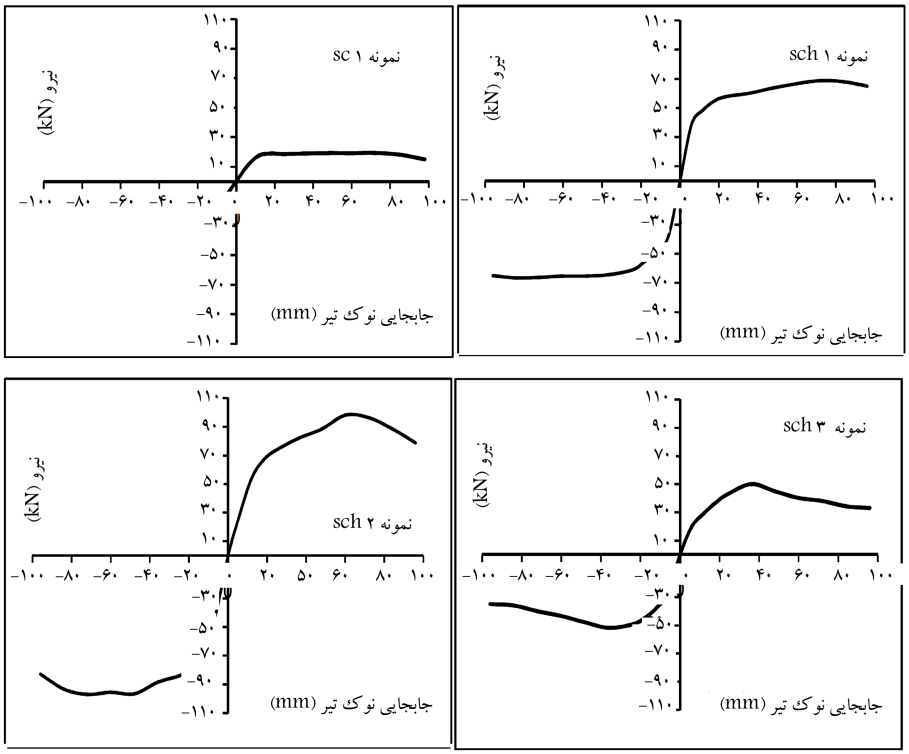
نام اتصال	P_y (kN)	$P_{\max}$ (kN)	$P_{collaps}$ (kN)	$\frac{P_{collaps}}{P_{\max}}$	تغییرات نسبت به نمونه‌ی مرجع بتنی sc۱ (٪)	
					$P_{collaps}$	$P_{\max}$
sc۱	۱۷٫۷۴	۱۹٫۹۵	۱۵٫۰۸	۰٫۷۶	-	-
sch۱	۴۶٫۶۲	۶۷٫۶۴	۶۵٫۰۰	۰٫۹۶	۳۳۱٫۰۰	۲۳۹٫۰۰
sch۲	۷۰٫۳۵	۹۷٫۶۰	۸۰٫۸۸	۰٫۸۳	۴۳۶٫۳۴	۳۸۹٫۲۲
sch۳	۳۶٫۴۶	۵۱٫۰۲	۳۴٫۱۳	۰٫۶۷	۱۲۶٫۳۳	۱۵۵٫۷۴



شکل ۵. وضعیت اتصالات در انتهای بارگذاری در تغییرمکان نسبی ۸٪.



شکل ۶. منحنی هیسترزیس نمونه‌ی بتنی مرجع و نمونه‌های ترکیبی sch۱، sch۲ و sch۳.



شکل ۷. پوش منحنی هیسترزیس نیرو ـ جابه‌جایی نمونه‌ی بتنی مرجع و نمونه‌های ترکیبی sch۱، sch۲ و sch۳.

نسبت به اتصال sc۱، به ترتیب به میزان ۳۳۱٪، ۴۳۶٫۳٪، و ۱۲۶٫۳٪ افزایش یافته‌اند.

همان‌گونه که از مقایسه‌ی منحنی‌های هیسترزیس مشخص می‌شود، منحنی هیسترزیس نمونه‌ی sc۱ جمع‌شدگی قابل توجهی دارد، که دلیل آن لغزش آرماتورهاست و همچنین به‌دلیل 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 هیسترزیس sch۱، 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 sch۲، 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 sch۳، 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 به‌علت 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 هیسترزیس نمونه‌ی پس‌تنیده 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.

۲.۵. شکل‌پذیری و جذب انرژی و سختی اتصالات

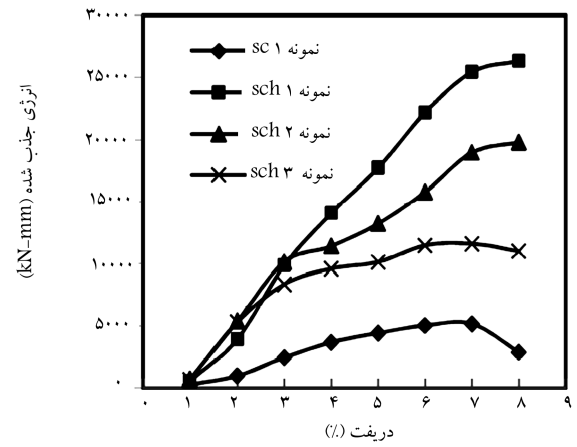
شکل‌پذیری یک المان به‌صورت قابلیت حفظ تغییرشکل‌های خمیری قبل از خرابی، بدون افت قابل توجهی در مقاومت یا سختی تعریف می‌شود. یک سیستم شکل‌پذیر، هشدار کافی قبل از خرابی نهایی می‌دهد. میزان شکل‌پذیری اتصالات براساس نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان نظیر اولین تسلیم‌شدگی مطابق رابطه‌ی ۲ تعریف می‌شود:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad (۲)$$

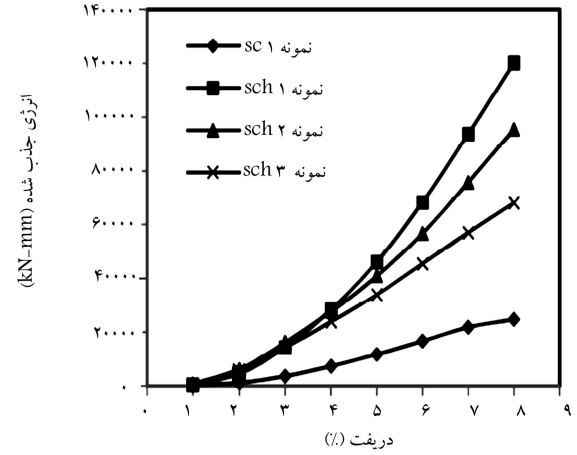
تغییرمکان نهایی برابرکمترین مقدار بین تغییرمکان بیشینه‌ی اتصال و تغییرمکان نظیر ۱۵٪ افت بار بیشینه در نظر گرفته می‌شود. مطابق جدول ۴، تغییرمکانی که در آن اولین تسلیم‌شدگی اتفاق افتاده است، در نمونه‌ی sc۱ برابر ۲۱ میلی‌متر و برای نمونه‌های sch۱، sch۲ و sch۳ به ترتیب ۱۰٫۹۸، ۱۸٫۶۵ و ۱۴٫۷۷ میلی‌متر به‌دست آمده است. کمینه و بیشینه‌ی تغییرمکان تسلیم‌شدگی به ترتیب مربوط به اتصال‌های sch۱ و sc۱ بوده است. تغییرمکان نهایی در اتصال sc۱، ۸۴ میلی‌متر، در نمونه‌ی sch۱، ۹۶ میلی‌متر و در نمونه‌های sch۲ و sch۳ به ترتیب ۹۳٫۲۵ و ۵۵٫۷۵ میلی‌متر بوده است. به دلیل پیش‌رونده بودن خرابی‌ها، تغییرمکان نهایی با

جدول ۴. ضریب شکل‌پذیری (μ) اتصالات.

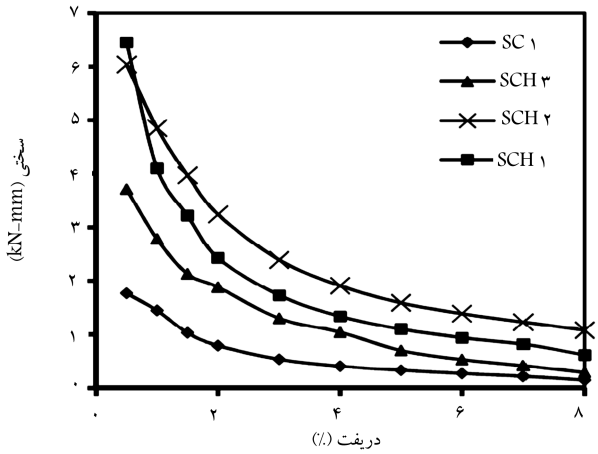
نام اتصال	Δ_y (mm)	Δ_u (mm)	μ
sc۱	۲۱٫۰۰	۸۴٫۰۰	۴٫۰۰
sch۱	۱۰٫۹۸	۹۶٫۰۰	۸٫۷۴
sch۲	۱۸٫۶۵	۹۳٫۲۵	۵٫۰۰
sch۳	۱۴٫۷۷	۵۵٫۷۵	۳٫۷۷



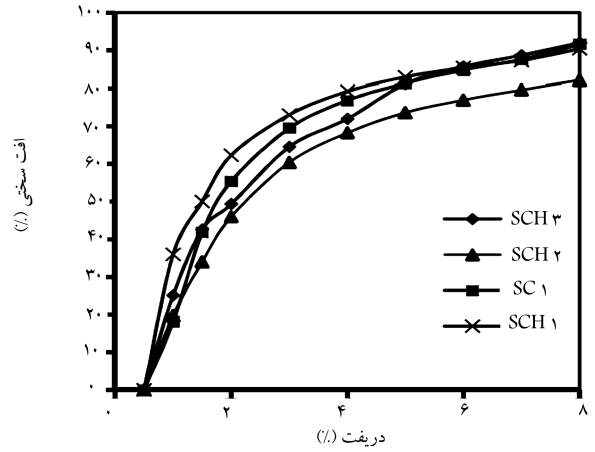
شکل ۸. منحنی جذب انرژی اتصالات در سیکل‌های بارگذاری هر تغییرمکان نسبی.



شکل ۹. منحنی انرژی جذب‌شده‌ی نمونه‌ها تا هر میزان تغییرمکان نسبی از بارگذاری.



شکل ۱۰. منحنی سختی اتصالات در هر تغییرمکان نسبی.



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

توجه به روند خرابی نمونه‌ها و مشاهده‌ی افت بار در نظرگرفته شده است. ضریب شکل‌پذیری (μ) در نمونه‌ی بتنی sc۱، عدد ۴ و در نمونه‌های مرکب sch۱، sch۲ و sch۳ به ترتیب ۸/۷۴، ۵ و ۳/۷۷ به‌دست آمده است.

میزان انرژی جذب‌شده‌ی اتصال در هر تغییرمکان نسبی از مجموع مساحت حلقه‌ی هیسترزیس در تغییرمکان نسبی‌هایی که بار کمتر از ۸۵٪ بیشینه‌ی بار اتصال نباشد، قابل محاسبه است. در شکل ۸، انرژی جذب‌شده در هر تغییرمکان نسبی از بارگذاری در ۴ اتصال نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در تغییرمکان‌های نسبی‌کم تا ۱٪، میزان انرژی جذب‌شده به علت رفتار ارتجاعی بسیار کم بوده و بعد از آن به‌طور قابل ملاحظه‌یی افزایش یافته است.

نمونه‌های sch۱ و sc۱، بیشترین و کمترین جذب انرژی در بین نمونه‌ها را داشته‌اند. در شکل ۹، منحنی انرژی جذب‌شده‌ی نمونه‌ها تا هر میزان تغییرمکان نسبی، از ابتدای بارگذاری نشان داده شده است. میزان جذب انرژی اتصال مرکب sch۱ نسبت به اتصال بتنی، ۴/۸۷ برابر و میزان جذب انرژی اتصالات مرکب sch۲ و sch۳ نسبت به نمونه‌ی sc۱ به ترتیب ۳/۸۷ و ۲/۷۶ برابر شده است.

در شکل ۱۰، منحنی سختی اتصالات در تغییرمکان‌های نسبی مختلف نشان داده شده است. میزان سختی اتصال در هر تغییرمکان نسبی برابر شیب خط واصل بین نقاط اوج مثبت و منفی سیکل‌های بارگذاری در هر تغییرمکان نسبی در نظرگرفته شده است. با مرکب‌کردن اتصال سختی اولیه‌ی اتصال‌های sch۱، sch۲ و sch۳ نسبت به اتصال بتنی sc۱، به ترتیب ۳/۶۴، ۳/۴۱ و ۲/۰۹ برابر شده است. همچنین سختی ثانویه‌ی اتصالات sch۱، sch۲ و sch۳ نسبت به اتصال بتنی sc۱، به ترتیب ۴/۱۳، ۷/۲ 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 دریفت ۰/۵ درصد نشان داده شده است. چنانکه در این شکل مشاهده می شود در میان نمونه‌های ترکیبی، نمونه sch۱ به دلیل جاری شدگی ورق میان گذر در همان دریفت‌های اولیه، افت سختی بیشتری داشته است.

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

نام اتصال	sc۱	sch۱	sch۲	sch۳
سختی اولیه (kN/mm)	۱/۷۷	۶/۴۵	۶/۰۴	۳/۷۱
سختی نهایی (kN/mm)	۰/۱۵	۰/۶۲	۱/۰۸	۰/۲۹
میزان افت سختی (٪)	۹۱/۵۲	۹۰/۳۸	۸۲/۱۰	۹۲/۰۰

۶. تأثیر مشخصات اتصالات در رفتار و عملکرد اتصال

در اتصال بتنی، ترک‌های اولیه در تغییرمکان نسبی ۰٫۵ تا ۱ درصد و بیشینه‌ی 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 نسبی‌بالا 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 دیافراگم‌های محیطی هدایت شده و به علت محصورشدگی بتن ناحیه‌ی اتصال توسط غلاف، در تمامی آزمایش‌ها هیچ‌گونه ترک‌های عمیق و خردشدگی و قلوه‌کن‌شدن بتن در ناحیه‌ی اتصال مشاهده نشده است. استفاده از دیافراگم 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 ارائه‌شده در بخش ۵، مقاومت تسلیم، مقاومت بیشینه، و مقاومت نهایی در پایان آزمایش در نمونه‌ی مرکب sch۱ نسبت به نمونه‌ی بتنی sc۱ به ترتیب به میزان ۱۶۳٪، ۲۳۹٪ و ۳۳۱٪ افزایش یافته است. مرکب‌سازی اتصال به‌صورت اتصال sch۱ منجر به افزایش شکل‌پذیری اتصال نسبت به اتصال بتنی sc۱ 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 sch۱ نسبت به اتصال sc۱ مشاهده شده است.

سختی اولیه و نهایی اتصال sch۱ نسبت به sc۱ به ترتیب ۲۶۴٪ و ۳۱۳٪ افزایش یافته و قابلیت جذب و استهلاک انرژی اتصالات مرکب، بسیار بیشتر از اتصال بتنی sc۱ بوده است؛ به‌طوری که کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch۱ نسبت به sc۱، در پایان آزمایش ۴٫۸۷ برابر شده است.

برای بررسی تأثیر اجرای ورق میان‌گذر و برش‌گیر، دو اتصال sch۱ و sch۲ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. با توجه به منحنی‌های هیسترزیس این دو نمونه مشاهده می‌شود که نمونه‌ی sch۱ با ورق میان‌گذر، حلقه‌های چاق‌تری نسبت به نمونه‌ی sch۲ دارد. مطابق نتایج ارائه‌شده در بخش ۵، مقاومت تسلیم و مقاومت بیشینه و نهایی اتصال sch۲ نسبت به اتصال مرکب sch۱ به ترتیب در حدود ۵۰٪، ۴۴٪ و ۲۴٪ افزایش یافته است.

استفاده از ورق میان‌گذر در اتصال sch۱ 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 sch۱ نسبت به sch۲ مشاهده شده است. دو اتصال، سختی اولیه‌ی تقریباً یکسان دارند، در حالی که سختی نهایی اتصال sch۱ نسبت به sch۲ به میزان ۴۲٪ کاهش یافته است. کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch۱، ۱٫۲۶ برابر اتصال sch۲ به‌دست آمده است.

برای بررسی تأثیر اجرای ورق میان‌گذر و دیافراگم محیطی و پس‌تنیدگی در رفتار و عملکرد اتصالات مرکب، نمونه‌ی sch۱ با ورق میان‌گذر و نمونه‌ی sch۳ با غلاف پس‌تنیده مقایسه شده است. نمونه‌ی sch۱ در تمام سیکل‌های بارگذاری، حلقه‌های چاق‌تری داشته‌اند. مطابق نتایج ارائه‌شده در بخش ۵ مقاومت تسلیم و بیشینه و نهایی اتصال sch۱ نسبت به اتصال مرکب sch۳ به ترتیب به میزان ۲۸٪، ۳۲٪ و ۹۰٪ افزایش نشان داده است. همچنین استفاده از ورق میان‌گذر و دیافراگم محیطی در اتصال sch۱، منجر به افزایش شکل‌پذیری اتصال مذکور نسبت به اتصال مرکب sch۳، که با پس‌تنیده‌کردن 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 sch۱ نسبت به اتصال مرکب sch۳ مشاهده شده است. سختی اولیه و نهایی اتصال sch۱ نسبت به اتصال مرکب sch۳ به میزان ۷۴٪ و ۱۱۴٪ بیشتر است. کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصال sch۱، در پایان بارگذاری، ۱٫۷۶ برابر اتصال مرکب sch۳ به‌دست آمده است.

۷. نتیجه‌گیری

مرکب‌کردن اتصالات، سختی اتصال را افزایش می‌دهد و همچنین از ایجاد مفصل خمیری در ستون (چشمه‌ی اتصال) جلوگیری می‌کند. مهم‌ترین مسئله‌یی 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 به‌دست‌آمده از اتصال مرجع بتنی و اتصالات ترکیبی (اتصال با دیافراگم و ورق میان‌گذر، اتصال ترکیبی با دیافراگم و برش‌گیر، و اتصال ترکیبی با غلاف پس‌تنیده)، این نتایج به‌دست 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 (sch۱) و اتصال ترکیبی با برش‌گیر (sch۲) و نمونه‌ی ترکیبی با غلاف پس‌تنیده به ترتیب ۶٫۴۵، ۶٫۰۴، و ۳٫۷۱ (kN/mm) و همچنین سختی نمونه‌ی بتنی به میزان ۱٫۷۷ به‌دست آمده است. به‌طورکلی می‌توان برای سختی اولیه‌ی نمونه‌های مورد آزمایش به رابطه‌ی ۳ دست یافت:

$$k_{\circ sch۱} > k_{\circ sch۲} > k_{\circ sch۳} > k_{\circ sc۱} \qquad (۳)$$

- نتایج آزمایش‌ها نشان داده است که از میان ۳ نمونه‌ی مرکب، بهترین نمونه از نظر شکل‌پذیری، نمونه‌ی sch۱ بوده و کمترین افت سختی را نمونه‌ی sch۲ داشته است. در واقع عوامل مؤثر در تأخیر جدایش غلاف فولادی از بتن نقش مهمی در شکل‌پذیری و درصد افت سختی اتصال دارد. به‌طورکلی می‌توان رابطه‌ی ۴ را بین شکل‌پذیری ۴ نمونه بیان کرد:

$$\mu_{\circ sch۱} > \mu_{\circ sch۲} > \mu_{\circ sc۱} > \mu_{\circ sch۳} \qquad (۴)$$

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

$$k_{tsch۲} > k_{tsch۱} > k_{tsch۳} > k_{tsc۱} \qquad (۵)$$

- به علت افزایش سختی ناحیه‌ی اتصال در اتصالات ترکیبی، مفصل خمیری از ناحیه‌ی اتصال خارج و در دیافراگم‌های محیطی تشکیل و مکانیزم شکست با جاری‌شدن دیافراگم‌ها و پارگی آن‌ها آغاز و به پارگی غلاف در کنج‌ها (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.
- با مرکب‌کردن اتصال، شکل‌پذیری اتصالات افزایش یافته است. نمونه‌های sch۱ و sch۲ نسبت به اتصال بتنی، به ترتیب به میزان ۱۱۸٪ 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 گونه‌یی که کل انرژی جذب‌شده‌ی اتصالات sch۱، sch۲ و sch۳ در پایان بارگذاری نسبت به اتصال بتنی به ترتیب به میزان ۳۸۶، ۲۸۷ و ۱۷۶ درصد بیشتر شده است.

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).