

## بررسی اتصال خمشی ترکیبی نوین تحت بارگذاری چرخه ای و اثر آن در قاب مرکب یک طبقه

آزاده حقیقت<sup>۱\*</sup>، نعمت‌اله حیدریان<sup>۲</sup>، محمد کاظم شربندار<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

به منظور ارتقای عملکرد سازه در برابر بارهای جانبی و ثقلی، می‌توان از سیستم‌های نوینی تحت عنوان سیستم‌های ترکیبی از جمله سیستم قاب خمشی شامل ستون بتن مسلح و تیر فولادی (RCS) استفاده کرد و بدین وسیله از مزایای بتن در کنار فولاد بهره برد. اتصالات RCS به دو صورت اتصال با تیر عبوری یا اتصال با ستون عبوری اجرا می‌شوند. در این مقاله یک اتصال بتنی به عنوان اتصال مرجع استاندارد و یک اتصال ترکیبی پیشنهادی با ستون عبوری با جزئیات جدید ساخته شدند و تحت بارگذاری چرخه ای مورد آزمایش قرار گرفتند. سپس با استفاده از تحلیل عددی به روش اجزای محدود رفتار و عملکرد اتصال ترکیبی پیشنهادی تحت بارگذاری چرخه ای مورد مطالعه قرار گرفته و با نتایج اتصال بتنی مقایسه شده است و همچنین اثر آن در یک قاب یک دهانه مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج نشان می‌دهند که مرکب‌سازی اتصال به این شیوه منجر به کاهش خسارت‌های فشاری و کششی بتن و افزایش ظرفیت باربری و شکل پذیری و سختی و انرژی جذب شده اتصال گردیده است. نتایج کلی بررسی رفتار این اتصال ترکیبی، در یک قاب ترکیبی، حاکی از افزایش ظرفیت باربری جانبی قاب و بهبود عملکرد قاب ترکیبی در مقایسه با قاب بتنی بوده است.

کلمات کلیدی: سیستم ترکیبی، ظرفیت باربری، شکل پذیری، سختی، انرژی جذب شده.

\*نویسنده مسئول: آزاده حقیقت

پست الکترونیکی: a\_haghighat9011@yahoo.com

DOI: 10.22065/jsce.2017.71066.1025

شناسه دیجیتال

<http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.71066.1025>

تاریخ دریافت مقاله: ۱۳۹۵/۱۰/۰۴، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۳۹۶/۰۱/۲۱

## ۱- مقدمه

قاب‌های خمشی مرکب RCS، سیستمی متشکل از ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی می‌باشد که در آن‌ها استفاده بهینه از خواص مقاومت فشاری بالای بتن و مقاومت خمشی مطلوب فولاد منجر به کاهش وزن سازه نسبت به سازه‌های بتن آرمه و رفتار بهتر نسبت به قاب‌های خمشی فولادی و بتنی با دهانه‌های بزرگ می‌گردد. در قاب‌های فولادی با دهانه‌های بزرگ در بسیاری از موارد سطح مقطع تیر بیش‌تر از ستون بوده که این امر می‌تواند سبب بروز رفتار غیرخطی نامناسب سازه تحت بارهای زلزله شود. همچنین سیستم‌های RCS در میزان بالایی از جابه‌جایی جانبی طبقه، بدون افت زیادی در سختی، مقاومت خود را حفظ می‌کنند. مهم‌ترین بخش قاب RCS اتصال تیر فولادی به ستون بتنی است. در قاب‌های خمشی یکی از نکاتی که بایستی به طور جدی مورد توجه قرار گیرد، شکل‌پذیری اتصال و استهلاک انرژی القایی ناشی از زلزله می‌باشد تا بتواند بارهای ناشی از زلزله را در چندین سیکل متوالی تحمل کند. رفتار اتصال، در زمان اعمال زلزله متوسط به سازه بایستی در محدوده ارتجاعی باقی بماند و پس از تشکیل مفصل پلاستیک در محل اتصال، اتصال بایستی قادر باشد تا چرخش‌های قابل ملاحظه‌ای را بدون کاهش در لنگر پلاستیک متحمل شود.

همان‌گونه که ذکر گردید، مهم‌ترین بخش قاب‌های RCS اتصال تیر فولادی و ستون بتنی می‌باشد که تحقیقات بسیاری در این زمینه از دهه ۷۰ و ۸۰ میلادی آغاز شده و تاکنون ادامه دارد. در سال ۱۹۸۹، شیخ و همکارانش [۱] در دانشگاه تگزاس ۹ اتصال تیر فولادی به ستون بتنی را مورد آزمایش قرار داده و به دو نوع کلی شکست، شکست برشی اتصال و شکست تکیه‌گاهی اتصال، در این اتصالات دست یافتند. در ادامه، تحقیقی توسط دیرلین و همکارانش [۲] در دانشگاه تگزاس انجام گرفت. در این تحقیق ۸ نمونه اتصال RCS مورد آزمایش قرار گرفتند که نتیجه آن ارائه معادلات طراحی جهت تعیین سختی و مقاومت اتصالات مرکب بود. در سال ۱۹۹۳، کانو [۳] ۹ نمونه اتصال بین تیر فولادی و ستون بتنی در مقیاس بزرگ را تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای در دانشگاه کرنل مورد آزمایش قرار داد. هدف از انجام این آزمایش‌ها بررسی مقاومت، تغییرشکل و مقاومت لرزه‌ای اتصال و دستیابی به معادلات طراحی و راهنمای طراحی بوده است. نتایج این تحقیق مناسب بودن این سیستم برای ساختمان‌های واقع در نواحی با خطر لرزه‌خیزی متوسط و زیاد را تایید کرد. در سال ۲۰۰۲، چن و همکارانش به همراه کردوا و دیرلین پروژه مشترکی بین مرکز ملی تحقیقات مهندسی زلزله تایوان (NCREE) و دانشگاه استنفورد انجام دادند. آن‌ها یک قاب خمشی ۳ طبقه، ۳ دهانه RCS با مقیاس واقعی به طول ۲۱ متر و ارتفاع ۱۲ متر را تحت بارگذاری شبه دینامیکی مورد آزمایش قرار دادند. نتایج حاکی از افزایش مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات تیر-ستون در سیستم‌های RCS نسبت به قاب‌های خمشی بتنی و فولادی بود که در سال ۲۰۰۵ منجر به ارائه گزارشی توسط کردوا و دیرلین [۴] گردید که در آن گزارش برخی روابط موجود در راهنمای طراحی ASCE<sup>۲</sup> اصلاح گردید. در سال ۲۰۰۵، چنگ و همکارانش [۵]، ۶ مدل اتصال RCS را با و بدون در نظر گرفتن دال بتنی مورد آزمایش قرار دادند؛ نتایج نشان داد که با تشکیل مفصل پلاستیک در خارج از ناحیه اتصال، شکل‌پذیری اتصال تأمین گردیده است. در سال ۲۰۱۴، چن و همکارانش [۶]، اتصالات مرکب دارای دیافراگم‌های پیرامونی و داخلی با مقیاس واقعی را تحت بار رفت و برگشتی به صورت آزمایشگاهی بررسی کردند؛ در این اتصالات بتن ناحیه اتصال توسط ورق‌های فولادی محصور شده بود. نتایج نشان داد که اتصالات آزمایش شده قادر به استهلاک انرژی بیشتری هستند و همچنین افزایش زاویه دوران پلاستیک اتصال مشاهده گردیده است.

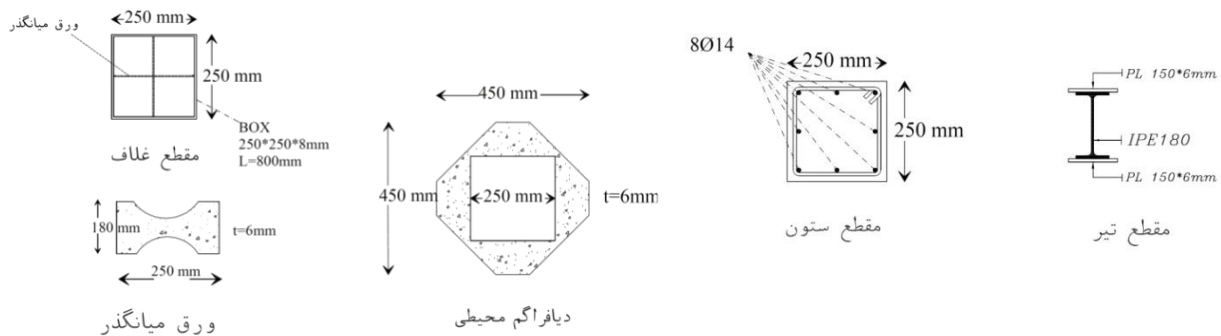
تحقیقات بسیاری تاکنون در زمینه بهبود رفتار اتصالات RCS انجام شده است که می‌توان به اتصال ترکیبی با استفاده از ورق‌های پوششی و ورق‌های تقویتی وجوه ستون در بر اتصال [۷] و اتصال ترکیبی دارای دیافراگم‌های پیرامونی و داخلی با جزئیات مختلف [۸] و ... اشاره کرد. در این تحقیقات به بررسی سهم مقاومت برشی مولفه‌های مختلف اتصال و روند خرابی در قاب RCS دارای این اتصالات پرداخته شده است و نتایج آن‌ها نشان داده است که مود خرابی در نمونه دارای ورق‌های پوششی، به صورت شکست برشی اتصال و در نمونه دارای ورق‌های تقویتی در وجوه ستون با تسلیم شدن تیر همراه بوده است و همچنین استفاده از جزئیات مناسب برای اتصال منجر به دور شدن موقعیت مفصل پلاستیک از بر ستون و الاستیک باقی ماندن اتصال و در نتیجه روی دادن اتلاف انرژی در تیر گردیده است.

<sup>۱</sup> Reinforced concrete Steel  
<sup>۲</sup> American Society of Civil Engineers

در این تحقیق نوعی از اتصال RCS با ستون عبوری، شامل دیافراگم‌های محیطی در پیرامون ستون و ورق میان‌گذر داخل ستون ساخته شده و بصورت آزمایشگاهی تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته است. سپس با استفاده از تحلیل عددی توسط نرم افزار اجزای محدود Abaqus به بررسی پارامتری اتصال و بررسی رفتار و عملکرد آن تحت بارگذاری ذکر شده پرداخته شده است. ضمناً یک قاب ترکیبی یک طبقه - یک دهانه دارای اتصال ترکیبی پیشنهادی نیز مدل‌سازی و با قاب بتنی مرجع مقایسه شده و رفتار و عملکرد اتصال ترکیبی یاد شده در قاب، مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. تحقیقات گذشته نشان داده است که در اتصالات RCS با تیر عبوری به دلیل عبور تیر از درون ستون، در سیکل‌های رفت و برگشتی متعدد، ترک‌های زیادی در چشمه اتصال رخ داده و منجر به تشکیل مفصل پلاستیک در این ناحیه می‌گردد. با توجه به اینکه اتصال مورد بررسی در این تحقیق، از نوع ستون عبوری می‌باشد، نقص ذکر شده برطرف شده و محصورشدگی ناحیه اتصال نیز با وجود دیافراگم‌های محیطی و غلاف فولادی تأمین شده است.

## ۲- نمونه های آزمایشگاهی

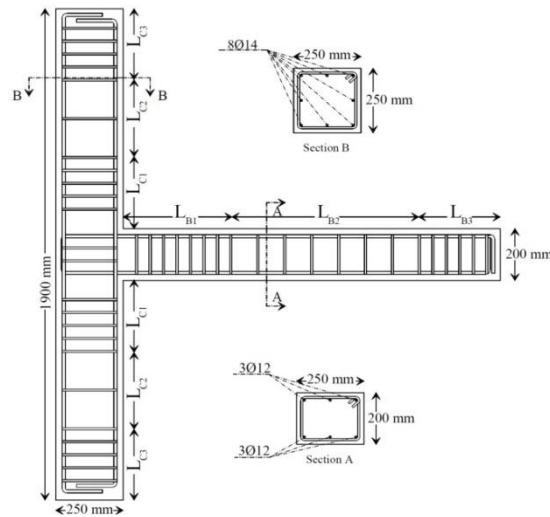
دو نمونه اتصال گوشه شامل اتصال بتنی و اتصال ترکیبی پیشنهادی تیر فلزی به ستون بتن آرمه دارای دیافراگم‌های محیطی و ورق‌های میان‌گذر ساخته شده و تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند [۹ و ۱۰]. در نمونه مرکب به دلیل وجود غلاف جعبه ای به ابعاد سطح مقطع ستون بتنی که بتن ناحیه اتصال و دو ناحیه ویژه بالا و پایین آن را محصور کرده، خاموت‌های ناحیه اتصال و ویژه آن حذف گردیده است. در این اتصال، جلوگیری از جدایش غلاف فلزی از بتن بسیار مهم می‌باشد که به همین منظور از دو دیافراگم محیطی در دو تراز بالا و پایین اتصال استفاده شده است. این دیافراگم‌ها به همراه ورق‌های میان‌گذر، با ایجاد محصوریت در نقطه تمرکز نیرو، نقشی همچون خاموت‌های بسته را به عهده داشته و از جدایش سریع غلاف فلزی از ستون بتنی جلوگیری می‌کنند. طراحی این دیافراگم‌ها براساس نیروی کششی وارده ناشی از لنگر پلاستیک تیر صورت گرفته است. اتصال تیر فولادی به ستون بتنی به صورت اتصال فلنجی توسط ۸ پیچ پرمقاومت ۸،۸ که به صورت اصطکاکی عمل می‌کنند، صورت گرفته است. ابعاد و جزئیات اتصال مرجع بتنی در شکل ۱ و جدول ۱ و جزئیات اتصال ترکیبی در شکل ۲ نشان داده شده است. بتن مورد استفاده دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۵ مگاپاسکال و فولاد مصرفی از نوع ST37 بوده است.



شکل ۱: ابعاد هندسی نمونه بتنی مرجع.

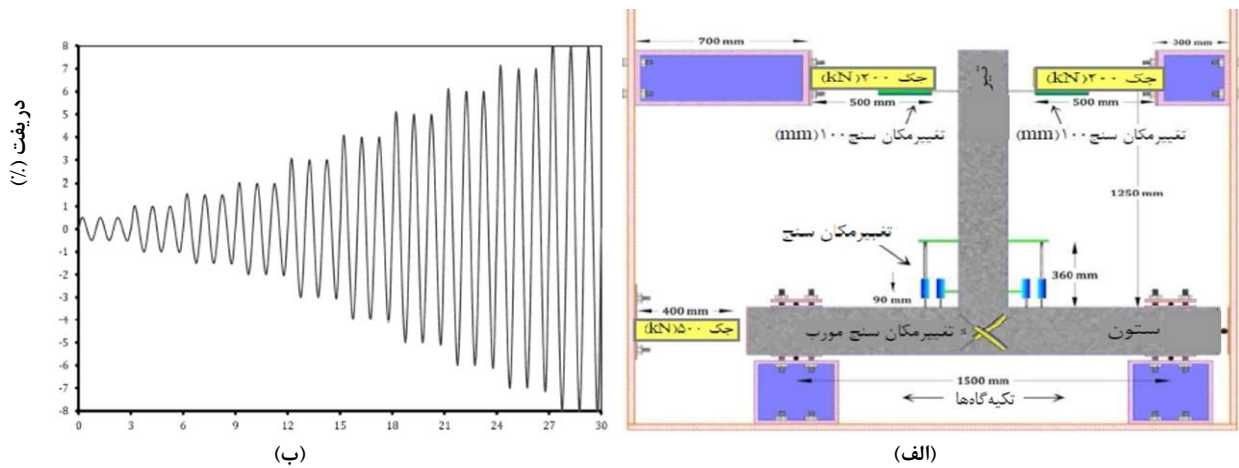
جدول ۱: جزئیات نمونه بتنی مرجع

جزئیات	LB1	LB2	LB3	LC1	LC1	LC1
طول (mm)	۴۰۰	۷۰۰	۳۰۰	۲۷۵	۳۰۰	۲۷۵
فواصل خاموت	۵۰	۱۰۰	۵۰	۵۰	۱۵۰	۵۰

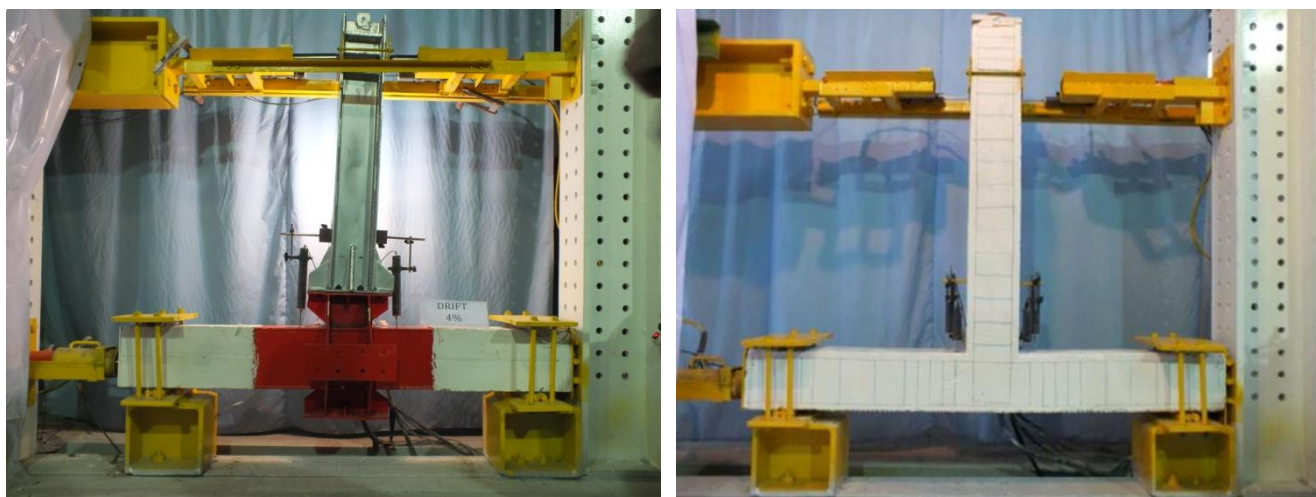


شکل ۲: جزئیات نمونه ترکیبی پیشنهادی [۱۰].

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 کیلو نیوتن می باشد به یک انتهای ستون اعمال شده است. برای اعمال بارهای رفت و برگشتی از دو جک ۲۰۰ کیلو نیوتنی در دو طرف نوک تیر استفاده شده است. در شکل ۳ سیستم چیدمان آزمایش و تاریخچه بارگذاری استاتیکی چرخه‌ای افزایشی نمونه‌ها نشان داده شده است. منحنی های هیستریزس نیرو- جابه‌جایی نمونه‌های آزمایش شده در بخش های بعدی ارائه گردیده است.



شکل ۳: الف) سیستم چیدمان آزمایش نمونه‌ها و ب) تاریخچه بارگذاری چرخه‌ای افزایشی.



ب) نمونه اتصال ترکیبی

الف) نمونه اتصال بتنی

شکل ۴: نمونه الف) اتصال بتنی و ب) اتصال ترکیبی ساخته شده.

### ۳- نحوه مدل سازی و اعتبارسنجی

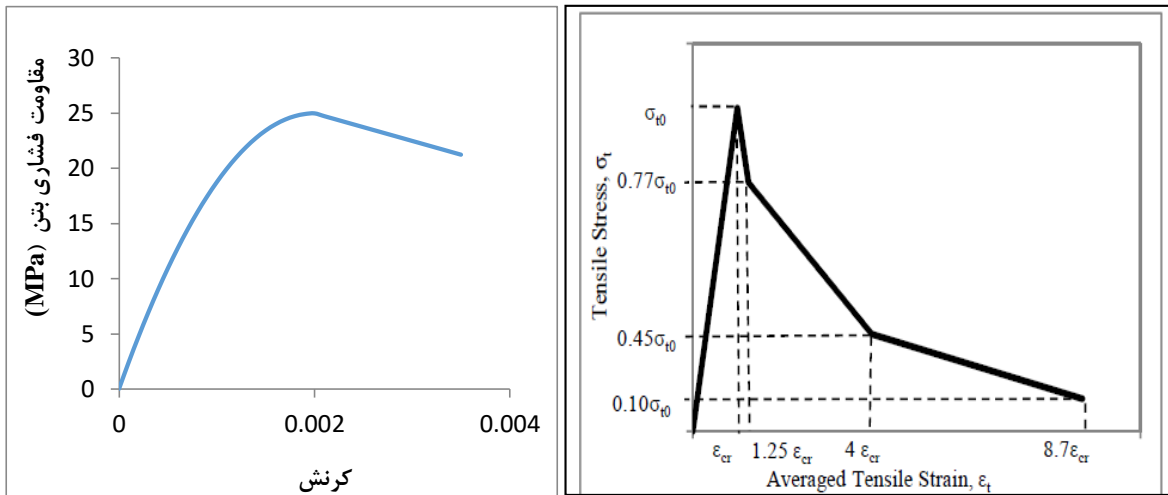
در این نوشتار، دو نمونه اتصال بتنی و ترکیبی ساخته شده به عنوان نمونه‌های مرجع انتخاب و توسط نرم افزار Abaqus مدل سازی شده‌اند [۱۱]. برای مدل سازی بتن از مدل آسیب دیدگی خمیری استفاده شده است. این مدل به دلیل مدل سازی ترک خوردگی بتن در کشش و خردشدگی آن در فشار برای تحلیل‌های چرخه‌ای مناسب است.

در این تحقیق برای تعریف منحنی تنش - کرنش بتن در حالت فشاری مطابق شکل ۵- ب از مدل هاگنستاد استفاده شده است [۱۲ و ۱۳]. در این مدل تا تنش فشاری ۳۰ درصد مقاومت فشاری، رفتار بتن الاستیک فرض شده است و پس از آن بتن وارد رفتار غیرخطی خود شده و تنش قابل تحمل توسط بتن تا حداکثر مقاومت فشاری افزایش می یابد و پس از آن وارد شاخه نزولی منحنی شده و تا مرحله شکست به دلیل خردشدگی که در کرنش نهایی اتفاق می افتد پیش می رود. عبارت‌های مورد استفاده برای مدل هاگنستاد در روابط ۱ و ۲ آمده است.

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 2 \frac{\varepsilon}{\varepsilon'_0} \left( 1 - \frac{\varepsilon}{2\varepsilon'_0} \right) \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon'_0 \quad (1)$$

$$\frac{\sigma}{\sigma_{cu}} = 1 - 0.15 \left( \frac{\varepsilon - \varepsilon'_0}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon'_0} \right) \quad \varepsilon'_0 < \varepsilon < \varepsilon_{cu} \quad (2)$$

که در این روابط  $\sigma_{cu}$  مقاومت فشاری بتن،  $\varepsilon'_0$  کرنش متناظر با  $\sigma_{cu}$  و  $\varepsilon_{cu}$  کرنش فشاری نهایی بتن می باشد. همچنین برای تعریف رفتار کششی بتن از مدل نیال و رشید که توسط چان و همکارانش ارائه شده است، استفاده گردید [۱۴] که در شکل ۵-الف نشان داده شده است. ضمناً در جدول ۲ مشخصات و فرضیات بتن مدل شده ذکر شده است.



ب) تحت فشار

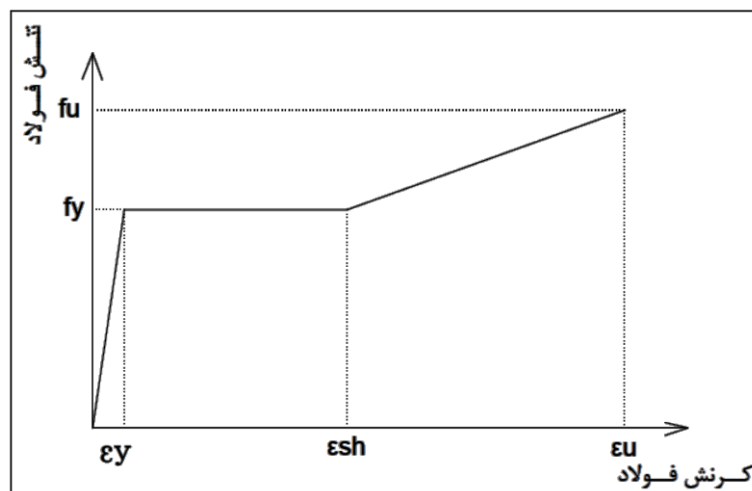
الف) تحت کشش

شکل ۵: منحنی های تنش - کرنش بتن.

جدول ۲: مشخصات بتن مورد استفاده

$f'_c$ (MPa)	$E_c$ (MPa)	$\sigma_{t0}$ (MPa)	$\epsilon_{cr}$	$\epsilon_{cu}$	$\nu$
۲۵	۲۵۰۰۰	۳	۰.۰۰۰۱۲	۰.۰۰۳۵	۰/۱۲

رفتار مصالح فولادی و همچنین میلگردهای فولادی مطابق شکل ۶ به صورت سه خطی شامل قسمت ارتجاعی اولیه و قسمت جاری شدگی و سپس سخت شدگی در نظر گرفته شده است [۱۵]. رفتار الاستیک فولاد توسط  $E = 2/1 * 10^5 MPa$  و  $\nu = 0/3$  به نرم افزار معرفی شده است. برای رفتار غیرخطی از مقایر بدست آمده از تست کشش میلگردها استفاده شده است. مشخصات مصالح فولادی استفاده شده در جداول ۳ و ۴ ذکر شده اند.



شکل ۶: منحنی تنش - کرنش فولاد.

جدول ۳: مشخصات فولاد مورد استفاده

نوع فولاد	$f_y (MPa)$	$f_u (MPa)$	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_u$
ST-37	۲۴۰	۳۷۰	۰/۰۰۱۱۴	۰/۰۱۵	۰/۲۸

جدول ۴: مشخصات آرماتورهای فولادی

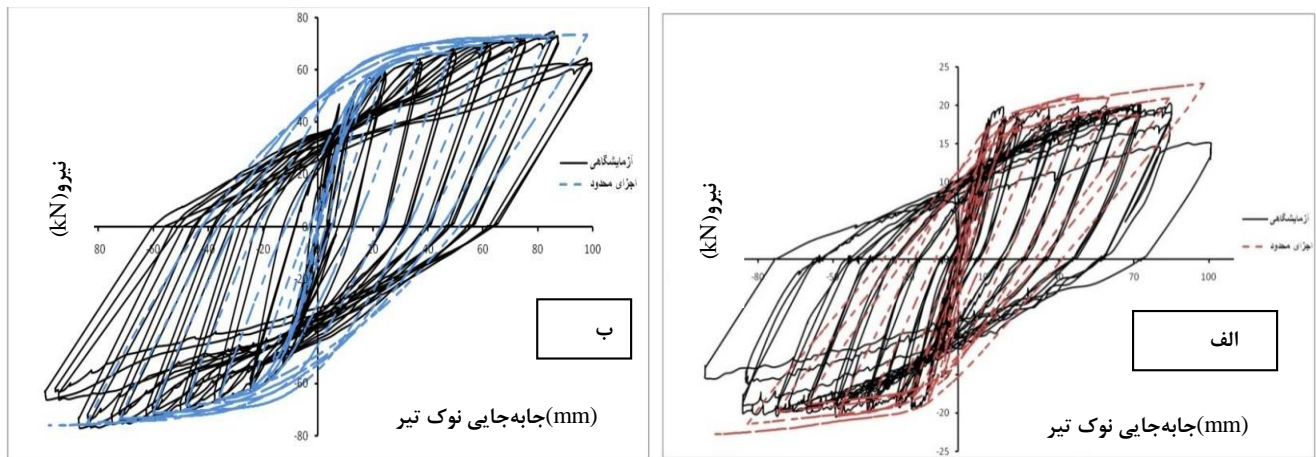
قطر فولاد	$f_y (MPa)$	$f_u (MPa)$	$\epsilon_y$	$\epsilon_{sh}$	$\epsilon_u$
Ø8	۳۹۸	۵۸۶	۰/۰۰۱۹۰	۰/۰۳	۰/۱۴
Ø12	۴۴۳/۸	۶۷۷/۱	۰/۰۰۲۱۱	۰/۰۳	۰/۱۴
Ø14	۵۱۰/۱	۵۸۷/۶	۰/۰۰۲۴۳	۰/۰۳	۰/۱۴

میلگردهای فولادی با قید Embedded region در بتن به صورت مدفون در نظر گرفته شده اند. برای مش بندی اعضای بتنی از المان های C3D8R (المان های آجری توپر هشت گرهی با انتگرال گیری کاهش یافته) با طول ۵۰ میلی متر و برای آرماتورهای فولادی از المان های ۲۰ سانتی T3D2 (المان های خطی دو گرهی خرابی) و برای مدل سازی قطعات و ورق های فولادی از المان های C3D8R با طول ۱۰۰ میلی متر برای غلاف و ۵۰ میلی متر برای تیر و فلنج و ۳۰ میلی متر برای استیفرها و ۱۵ میلی متر برای دیافراگم ها و ۹ میلی متر برای ورق میان گذر استفاده شده است. اندازه های انتخابی برای مش ها با سعی و خطا حاصل شده است. برای اتصال قطعات فولادی به یکدیگر (اتصال تیر به فلنج و فلنج به فلنج، دیافراگم به فلنج، ورق میان گذر به فلنج، دیافراگم به غلاف و...) به جای مدل سازی جوش از قید Tie استفاده شده است. برای تعریف تماس بین بتن در ستون بتنی با سطح داخلی غلاف فولادی از اندرکنش contact Surface- to-surface استفاده شده است. برای تعریف رفتار مماسی از Tangential behavior از ضریب اصطکاک ۰/۱ و برای تعریف رفتار نرمال دو سطح از Normal behavior با تعریف Hard contact و امکان جدایش دو سطح از یکدیگر استفاده شده است. در جدول ۵، نامگذاری نمونه ها انجام شده است. مدل ها در انتهای تیر تحت بارگذاری رفت و برگشتی به صورت کنترل تغییر مکان مطابق بارگذاری اعمالی در آزمایشگاه قرار گرفته و نیروی محوری ۲۰۰ کیلو نیوتن نیز به ستون اعمال گردیده است.

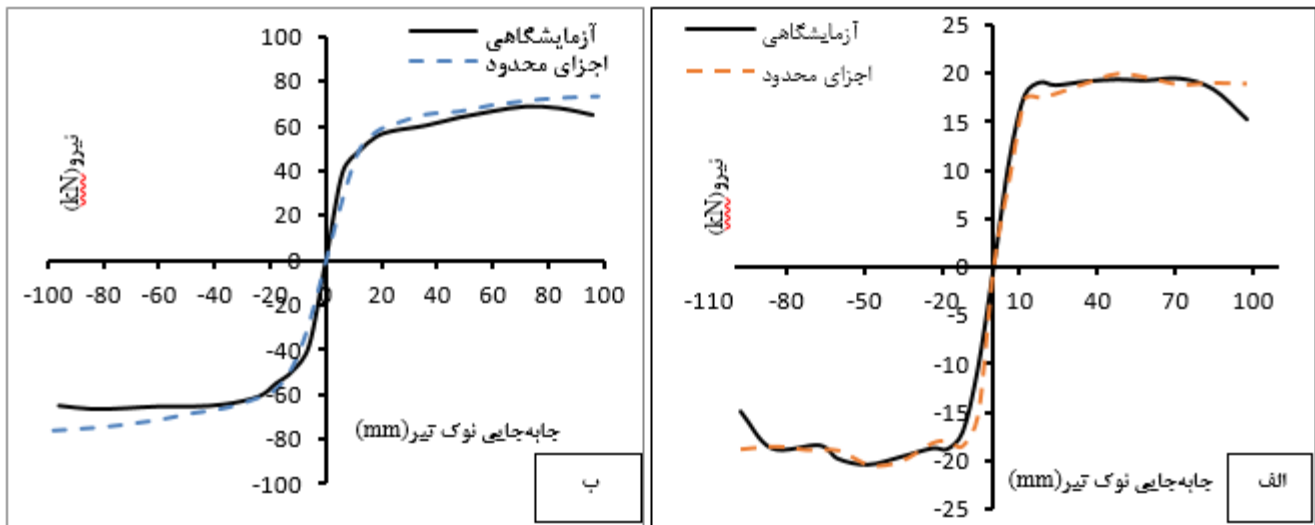
جدول ۵: نامگذاری نمونه های انتخاب شده برای کالیبراسیون

نام نمونه آزمایشگاهی	نام نمونه مدل سازی شده	معرفی نمونه	توضیحات
SC1	FSC1	نمونه استاندارد	اتصال کامل بتنی (تیر و ستون بتنی)
SCH1	FSCH1	نمونه مرکب	اتصال تیر فولادی به ستون بتنی (دارای دیافراگم محیطی و ورق میان گذر)

پس از مدل سازی و اعمال بارگذاری منحنی هیستریزس نیروی تحمل شده توسط اتصال، نسبت به جابه جایی نوک تیر بدست آمده و سپس پوش منحنی ذکر شده بر اساس ماکزیمم هر دریافت رسم گردیده است. در شکل های ۷ و ۸ منحنی های هیستریزس نیرو- جابه جایی و منحنی های پوش آن ها برای دو مدل اتصال بتنی و ترکیبی که بصورت عددی بدست آمده اند، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. با مقایسه منحنی های حاصل از تحلیل و نتایج آزمایش برای دو اتصال و همچنین مقایسه خسارت کششی بتن در وضعیت نهایی در نمونه های آزمایشگاهی و عددی مشابه در شکل ۹ و همچنین کماتش دیافراگم در شکل ۱۰، انطباق قابل ملاحظه ای (با اختلاف ناچیز) در رفتار دو نمونه آزمایشگاهی و عددی مشاهده می گردد.

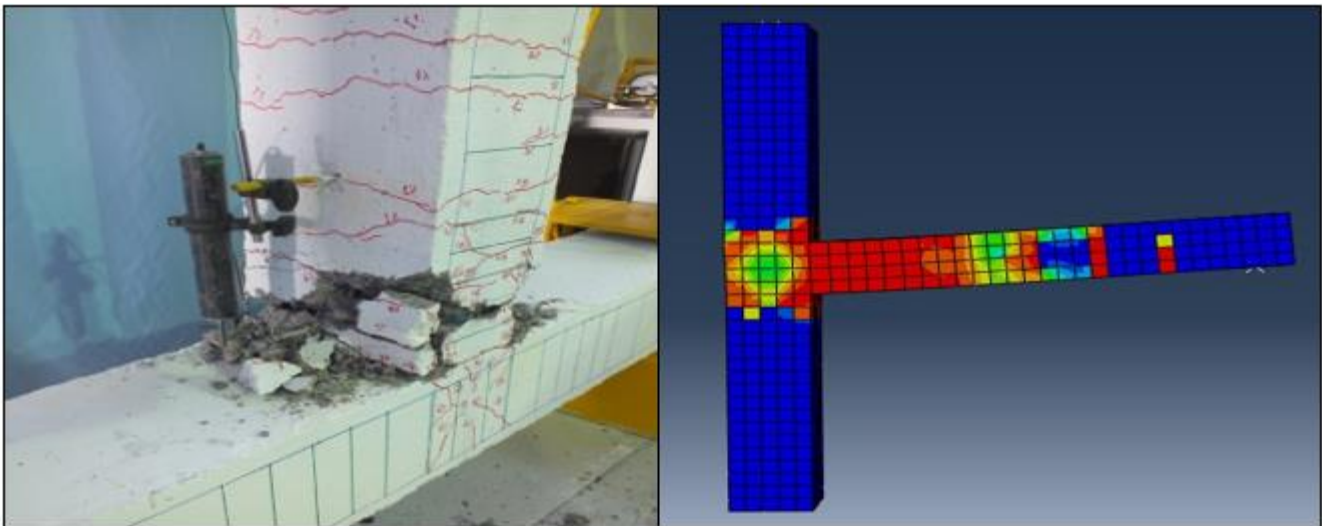


شکل ۷: منحنی‌های هیستریزس نیرو - جابه‌جایی انتهای تیر اتصال مرجع بتنی و ترکیبی الف) SC1 و FSC1 و ب) CHI S و FSCH1.

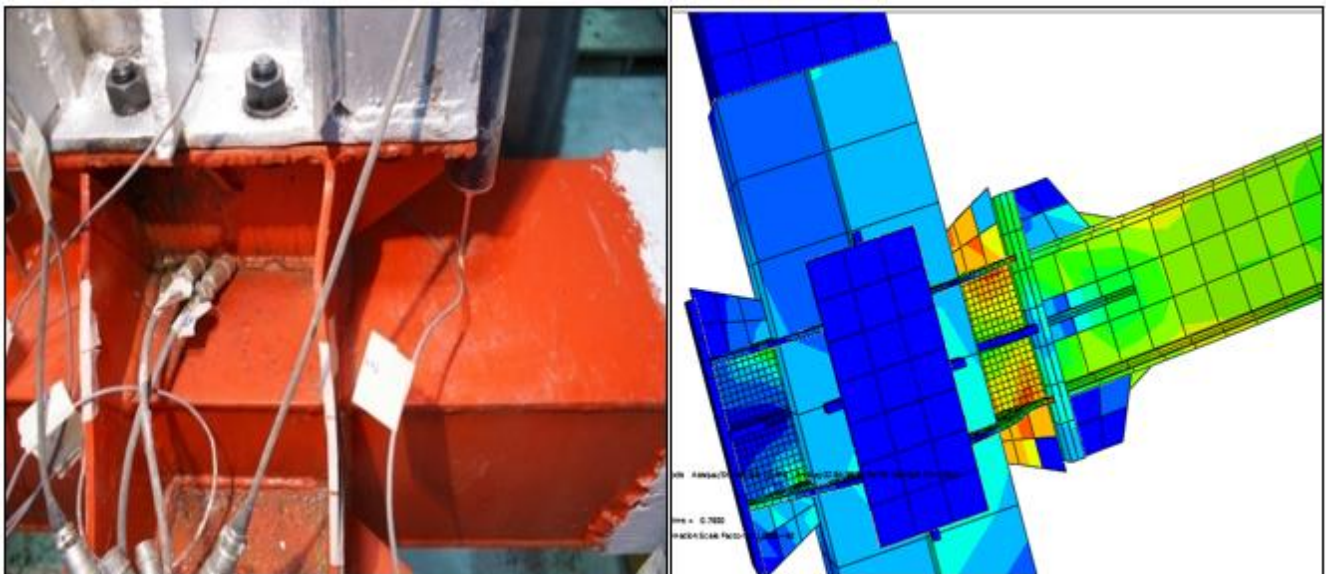


شکل ۸: پوش منحنی‌های هیستریزس نیرو - جابه‌جایی انتهای تیر اتصال مرجع بتنی و ترکیبی الف) SC1 و FSC1 و ب) SCH1 و FSCH1.





شکل ۹: مقایسه خسارت کششی بتن در اتصال FSC1 و وضعیت نهایی اتصال نمونه SC1 در دریافت ۸٪.



شکل ۱۰: کماتش دیافراگم در اتصال FSCH1 و در نمونه آزمایشگاهی SCH1 در دریافت ۸٪.

#### ۴- معرفی نمونه های تحلیلی اجزای محدود

به منظور بررسی تأثیر دیافراگم بر رفتار اتصال ترکیبی تیر فلزی به ستون بتنی دارای دیافراگم محیطی و ورق میان گذر، اتصال مذکور با ضخامت‌های مختلف برای دیافراگم، مدل‌سازی شده و تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته است. همچنین اثر مقاومت فشاری بتن نیز با مدل‌سازی و بارگذاری اتصالات ترکیبی با مقاومت‌های فشاری مختلف برای بتن ستون، مورد بررسی قرار گرفته است. مشخصات نمونه‌های مدل شده، در جدول ۶ ذکر شده است. نام اتصالات مدل شده از سه بخش تشکیل شده است. بخش ابتدایی همه نمونه‌ها که حرف F می باشد حرف اول کلمه المان محدود (Finite element) و بخش دوم SCH برگرفته از نام اتصال ترکیبی آزمایشگاهی و بخش سوم نشان دهنده ضخامت دیافراگم یا مقاومت بتن می باشد. عدد بعد از D نشان دهنده ضخامت دیافراگم بر حسب میلی‌متر و عدد بعد از Con مقاومت بتن، بر حسب مگاپاسکال می باشد.

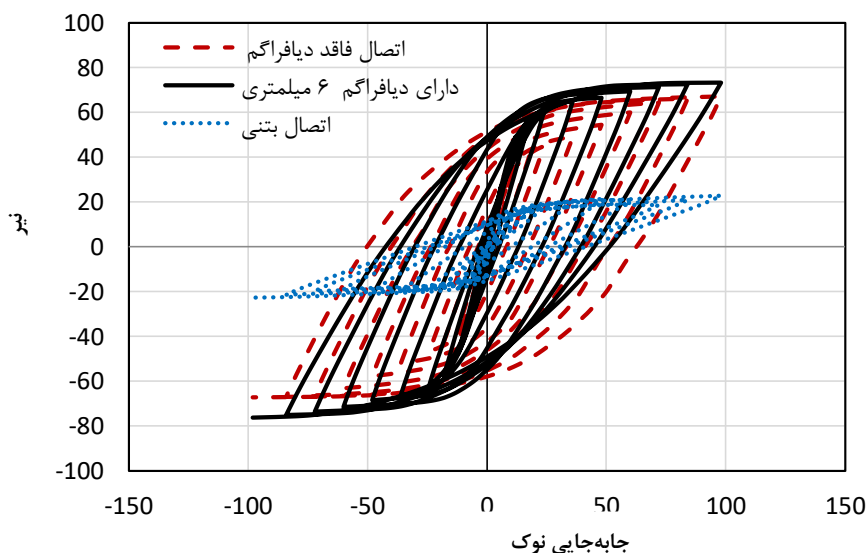
جدول ۶: نامگذاری نمونه های اتصالات بررسی شده

ردیف	نام نمونه	نوع نمونه	ضخامت دیافراگم (mm)	مقاومت بتن (MPa)
۱	F-SCH-D0	اتصال ترکیبی	-	۲۵
۲	F-SCH-D6	اتصال ترکیبی	۶	۲۵
۳	F-SCH-D8	اتصال ترکیبی	۸	۲۵
۴	F-SCH-D10	اتصال ترکیبی	۱۰	۲۵
۵	F-SCH-D20	اتصال ترکیبی	۲۰	۲۵
۶	F-SCH-D30	اتصال ترکیبی	۳۰	۲۵
۷	F-SCH-Con20	اتصال ترکیبی	۶	۲۰
۸	F-SCH-Con30	اتصال ترکیبی	۶	۳۰
۹	F-SCH-Con48	اتصال ترکیبی	۶	۴۸

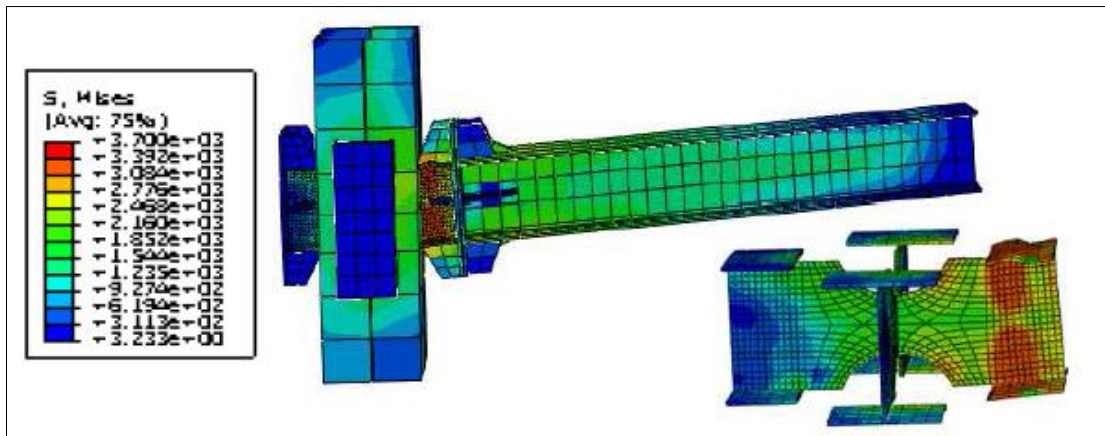
## ۵- نتایج و تفسیر آن ها

### ۵-۱- اثر مرکب سازی اتصال و دیافراگم محیطی بر ظرفیت باربری

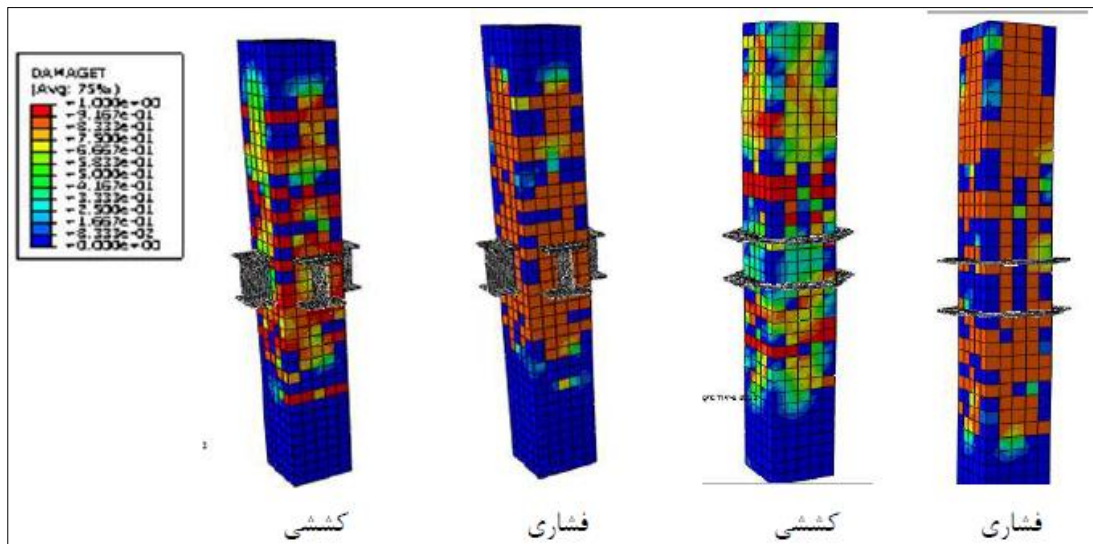
منحنی هیستریزیس نیرو-جابجایی اتصال بتنی و اتصال دارای دیافراگم ۶ میلی متری و فاقد آن در شکل ۱۱ نشان داده شده است. حداکثر نیروی تحمل شده در دررفت ۸ درصد در اتصال بتنی و اتصال ترکیبی فاقد دیافراگم و اتصال دارای دیافراگم محیطی در جهت مثبت بارگذاری به ترتیب ۱۸/۸۶، ۶۷/۱۸ و ۷۳/۲۹ کیلونیوتن و در جهت منفی به ترتیب ۱۸/۷۵، ۶۷/۰۶ و ۷۶/۱۳ کیلونیوتن بدست آمده است. در نتیجه ظرفیت باربری اتصال دارای دیافراگم و اتصال فاقد دیافراگم نسبت به اتصال بتنی به ترتیب تقریباً ۴ و ۳/۵ برابر شده است. همچنین وجود دیافراگم به طور متوسط به میزان ۱۱ درصد منجر به افزایش ظرفیت باربری اتصال شده است. ضمناً تنش های نهایی در قطعات فولادی اتصال و خسارت های فشاری و کششی بتن در شکل ۱۲ نشان داده شده است.



شکل ۱۱: مقایسه منحنی های هیستریزیس حاصل از بارگذاری رفت و برگشتی در انتهای تیر در اتصال F-SCH-D0 و F-SCH-D6 و F-SCH-D0.



الف) تنش‌های نهایی ایجاد شده در قطعات فولادی اتصال در دررفت ۸ درصد



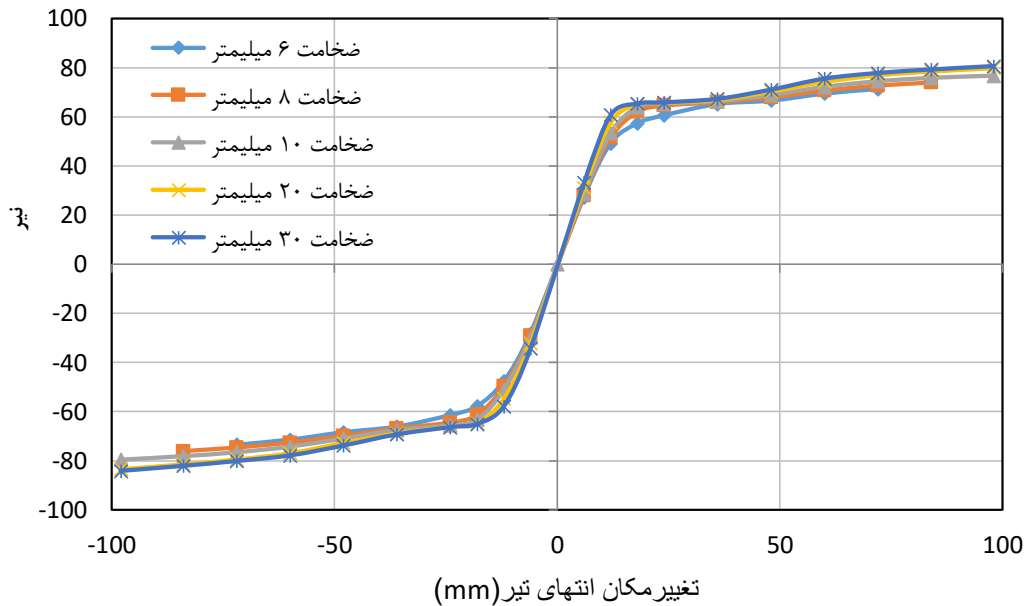
ج) اتصال فاقد دیافراگم

ب) اتصال دارای دیافراگم

شکل ۱۲: خسارت فشاری و کششی بتن ستون در F-SCH-D0 و F-SCH-D6 در دررفت ۸ درصد.

همچنین در شکل ۱۳ نمودارهای نیرو-جابجایی تیر در اتصال ترکیبی با ضخامت‌های مختلف برای دیافراگم، تحت بار رفت و برگشتی نشان داده شده است. با افزایش ضخامت دیافراگم نیروی جاری شدگی دیافراگم افزایش یافت به گونه‌ای که در ضخامت ۶ میلی‌متر در دررفت ۱/۵ درصد و در ضخامت ۸ میلی‌متر در دررفت ۲ درصد و در ضخامت ۲۰ میلی‌متر در دررفت ۶ درصد و در ضخامت ۳۰ میلی‌متر در دررفت ۸ درصد جاری شدگی دیافراگم اتفاق افتاده است. همچنین با افزایش ضخامت دیافراگم تا ۱۰ میلی‌متر تاخیر در کمانش دیافراگم به وجود آمده و در ضخامت‌های ۲۰ و ۳۰ میلی‌متری برای دیافراگم، کمانش دیافراگم رخ نداده است. در تمام ضخامت‌ها در دررفت ۳ درصد با جاری شدن بال و جان تیر فلزی مواجه شدیم. تشکیل مفصل پلاستیک در ضخامت ۶ میلی‌متری دیافراگم در دررفت ۳ درصد در نیروی ۵۸/۲۸ کیلونیوتن و در ضخامت ۸ میلی‌متر در دررفت ۵ درصد، در نیروی ۶۸ کیلونیوتن و در ضخامت ۱۰ میلی‌متر در دررفت ۷ درصد، در نیروی ۷۰ کیلونیوتن اتفاق افتاد. ولی در ضخامت‌های ۲۰ و ۳۰ میلی‌متر برای دیافراگم، مفصل پلاستیک در دیافراگم تشکیل نشده است. در ضخامت ۶ میلی‌متری دیافراگم، ورق میان‌گذر در دررفت ۶ درصد در نیروی ۷۰/۹۵ کیلونیوتن، در چشمه اتصال، وارد فاز پلاستیک شده است. در ضخامت ۸ میلی‌متر مفصل پلاستیک در ورق میان‌گذر، از چشمه اتصال خارج شده و در دررفت ۷ درصد در نیروی ۷۳/۶۸ کیلونیوتن، خارج از چشمه اتصال و مابین دو دیافراگم تشکیل شده است. در ضخامت ۱۰ میلی‌متری دیافراگم، در دررفت ۸ درصد در نیروی ۸۱ کیلونیوتن، مفصل پلاستیک در خارج از چشمه اتصال رخ داده است. در ضخامت‌های ۲۰ و ۳۰ میلی‌متری دیافراگم، مفصل پلاستیک از

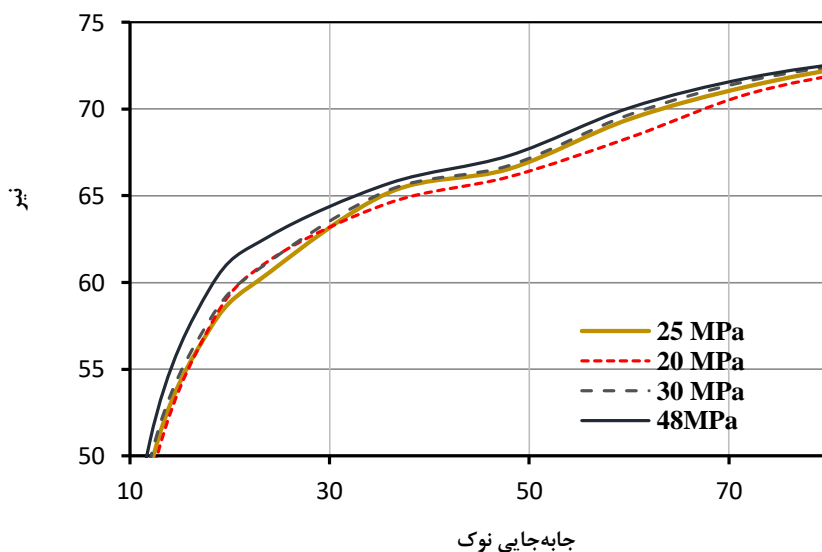
محدوده چشمه اتصال و دیافراگم ها خارج شده و در دریفت ۸ درصد، در نیرویی برابر با  $83/80$  کیلونیوتن در فاصله ای حدود ۱۷۷ میلی متری از اتصال فلنج به تیر، در تیر تشکیل شده است. در کلیه نمونه ها، در دریفت های ۴ و ۵ درصد شاهد کماتش جانبی تیر بودیم. بنابراین در صورت تشکیل اولین مفصل در تیر، افزایش ضخامت دیافراگم تاثیر چندانی در افزایش ظرفیت اتصال ندارد.



شکل ۱۳: نمودارهای نیرو-جابجایی نوک تیر در اتصال ترکیبی با ضخامت های مختلف دیافراگم تحت بار رفت و برگشتی.

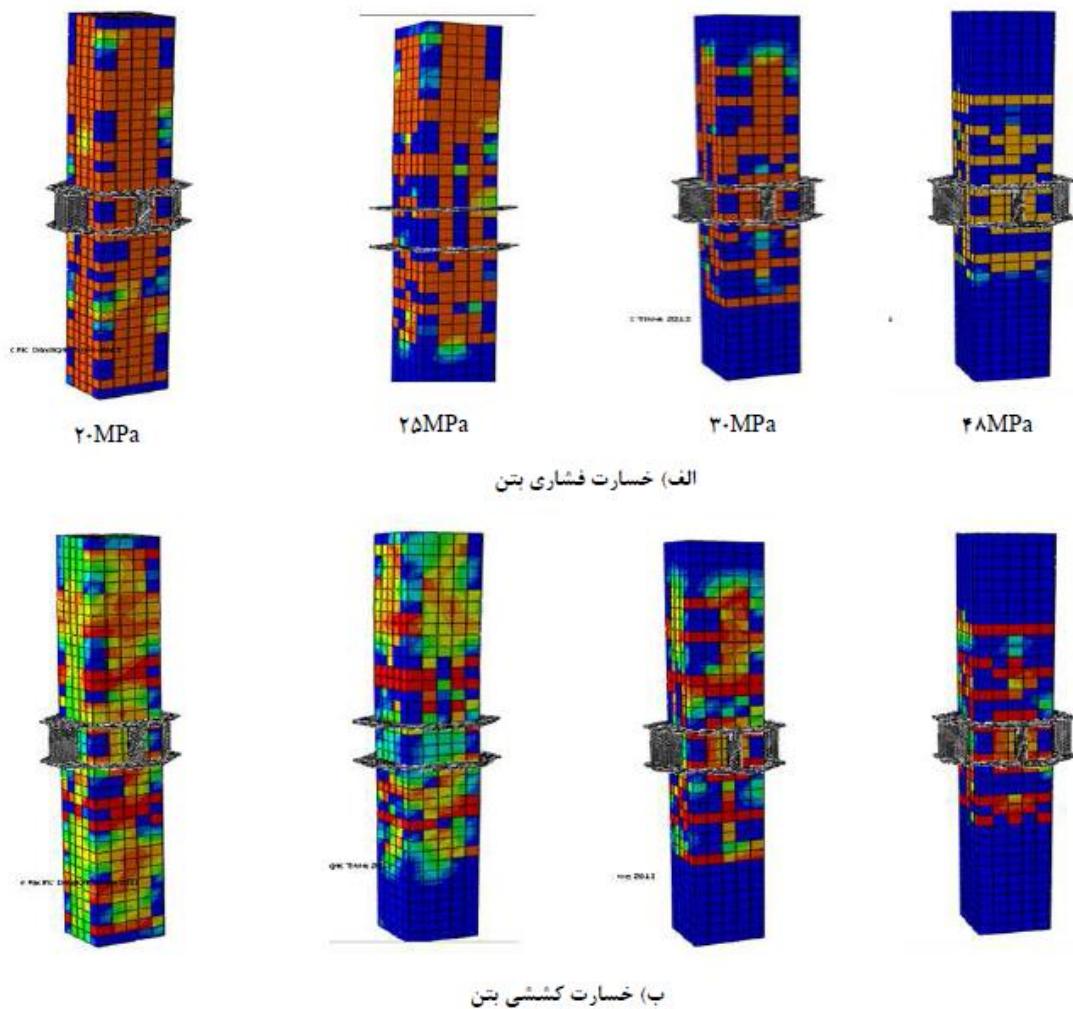
## ۵-۲- اثر مقاومت بتن در رفتار اتصال ترکیبی

در شکل ۱۴ بخشی از (به دلیل بزرگنمایی جهت وضوح منحنی) پوش منحنی حاصل از رفتار رفت و برگشتی اتصالات نشان داده شده است. خسارت های فشاری و کششی وارده به بتن با مقاومت های مختلف در شکل ۱۵ نشان داده شده است.



شکل ۱۴: قسمتی از نمودار پوش نیرو-جابجایی حاصل از رفتار رفت و برگشتی اتصال با مقاومت ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ و ۴۸ مگاپاسکال برای بتن ستون.





شکل ۱۵: خسارت فشاری و کششی بتن با مقاومت فشاری ۲۰ و ۲۵ و ۳۰ و ۴۸ مگاپاسکال در دریفت ۸ درصد.

همان‌گونه که در شکل ۱۴ مشاهده می‌شود افزایش مقاومت بتن تاثیر چندانی در افزایش ظرفیت اتصال ندارد. ولی با دقت بیشتر در نمودارها می‌توان دریافت که با افزایش مقاومت بتن از ۲۰ به ۴۸ مگاپاسکال نیروی جاری‌شدگی دیافراگم از ۵۱/۲۲ کیلونیوتن در دریفت ۱/۵ درصد به ۴۸/۰۸ کیلونیوتن در همان دریفت کاهش می‌یابد و همچنین با کاهش نیروی جاری‌شدگی ورق میان‌گذر در دریفت ۱ درصد از ۴۲/۱۲ کیلونیوتن به ۲۷/۴۸ کیلونیوتن مواجه می‌شویم. بروز رفتار غیر خطی در اتصال با جاری شدن ورق میان‌گذر شروع شده و سپس با غیرخطی شدن بتن همراه است با افزایش مقاومت بتن سختی اولیه اتصال که همان شیب اولیه نمودار نیرو-تغییر مکان است افزایش یافته است و با افزایش سختی نیروی بیشتری به اتصال وارد شده در نتیجه جاری‌شدگی ورق میان‌گذر با افزایش مقاومت بتن، در نیروی کمتری اتفاق افتاده است و در مقابل، نیروی نظیر تشکیل مفصل پلاستیک در دیافراگم، به دلیل افزایش مقاومت اتصال و کاهش خسارت‌های کششی و فشاری وارده به بتن، حدود ۱/۱۴ کیلونیوتن افزایش یافته است. در واقع می‌توان گفت که با افزایش مقاومت بتن محدوده بین نیروی جاری‌شدگی دیافراگم و تشکیل مفصل در دیافراگم افزایش یافته است. با مقایسه خسارت‌های فشاری و کششی وارده به بتن با مقاومت‌های مختلف در شکل ۱۵ کاهش خسارت کششی و فشاری بتن با افزایش مقاومت فشاری قابل مشاهده است.

## ۵-۳- بررسی شکل پذیری و سختی و جذب انرژی

میزان شکل پذیری اتصالات براساس نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان نظیر اولین تسلیم شدگی بدست آمده از نمودار دو خطی نیرو - جابه‌جایی مطابق رابطه ۳ تعریف می‌شود.

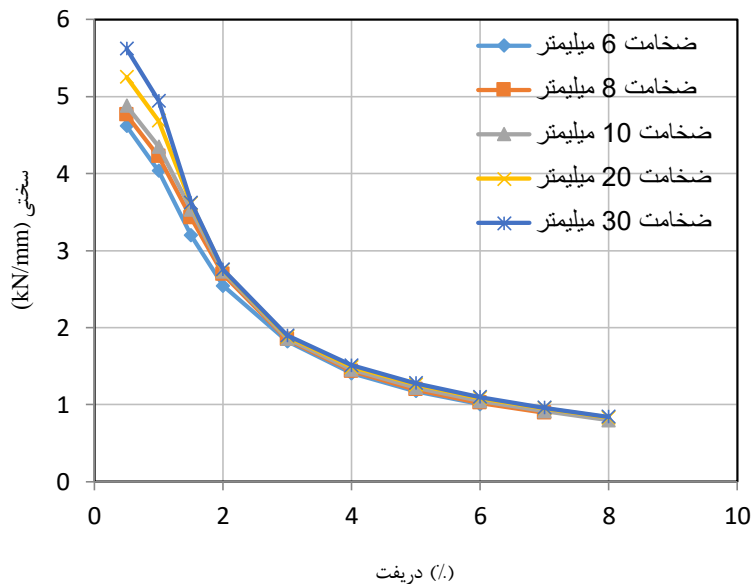
$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (3)$$

تغییرمکان نهایی برابر کمترین مقدار بین تغییرمکان حداکثر اتصال و تغییرمکان نظیر ۱۵ درصد افت بار حداکثر، در نظر گرفته می‌شود. در این بررسی به دلیل عدم دسترسی به تغییر مکان نظیر افت ۱۵ درصدی بار، از معیار تسلیم دیافراگم و ورق میان‌گذر یا تسلیم تیر برای اتصالات ترکیبی استفاده شده است. در جدول ۷ شکل‌پذیری اتصالات ترکیبی بدست آمده است.

جدول ۷: شکل‌پذیری اتصالات ترکیبی بررسی شده

نام اتصال	$P_y^+$ (kN)	$\Delta_y^+$ (mm)	$\Delta_u^+$ (mm)	$\mu^+$	میزان افزایش
F-SCH-D۰	۲۱/۴۰	۱۸	۸۴	۴/۶۷	۱
F-SCH-D۶	۴۰/۷۸	۱۶	۸۴	۵/۲۵	۱/۱۳
F-SCH-D۸	۴۲/۹۸	۱۶/۵	۹۶	۵/۸۱	۱/۲۴
F-SCH-D۱۰	۵۰/۴۱	۱۶/۱	۹۶	۵/۹۶	۱/۲۸
F-SCH-D۲۰	۵۴/۲۰	۱۵/۷	۹۶	۶/۱۱	۱/۳۱
F-SCH-D۳۰	۵۵/۳۰	۱۵	۹۶	۶/۴	۱/۳۷

به طوری که مشاهده می‌شود با افزایش ضخامت دیافراگم، شکل‌پذیری اتصال افزایش می‌یابد. با افزایش ضخامت دیافراگم به دلیل افزایش سختی، به دلیل مصرف فولاد بیشتر در اتصال، جابه‌جایی معادل حد تسلیم کاهش یافته در نتیجه با توجه به تعریف شکل‌پذیری، شکل‌پذیری اتصال افزایش یافته است. شکل‌پذیری اتصال ترکیبی دارای دیافراگم ۱/۱۳ برابر شکل‌پذیری اتصال فاقد دیافراگم بدست آمده است. در واقع می‌توان گفت تا قبل از تسلیم مقطع تیر، به ازای هر یک میلی‌متر افزایش ضخامت، در حدود ۳ درصد، شکل‌پذیری افزایش یافته است؛ اما پس از تسلیم مقطع تیر، افزایش شکل‌پذیری بسیار ناچیز بوده است (۰/۵ درصد به ازای هر یک میلی‌متر افزایش ضخامت دیافراگم). همچنین می‌توان نتیجه گرفت، با افزایش ضخامت دیافراگم تا ۱۰ میلی‌متری (یک مرحله قبل از اتفاق تسلیم در تیر) ۲۸٪ افزایش در شکل‌پذیری اتصال اتفاق افتاده است و پس از آن با افزایش ضخامت از ۲۰ به ۳۰ میلی‌متر تنها شاهد ۶٪ افزایش در شکل‌پذیری هستیم. میزان سختی اتصال در هر تغییرمکان نسبی برابر شیب خط واصل بین نقاط اوج مثبت و منفی سیکل‌های بارگذاری در هر تغییرمکان نسبی در نظر گرفته شده است که در شکل ۱۶ میزان تغییرات سختی در هر سیکل را برای اتصالات ترکیبی دارای ضخامت‌های مختلف نشان می‌دهد. ضمناً سختی اولیه و نهایی و میزان افت در نمونه‌های مختلف در جدول ۸ نشان داده شده است.



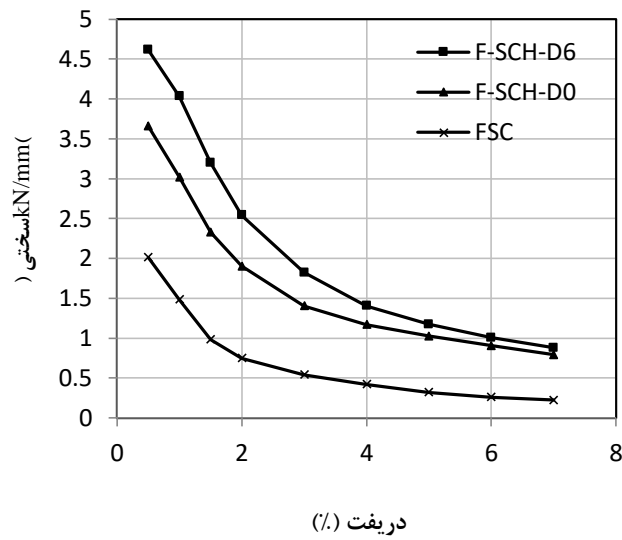
شکل ۱۶: مقایسه سختی اتصالات ترکیبی با ضخامت های ۶ و ۸ و ۱۰ و ۲۰ و ۳۰ میلیمتر در دررفت های مختلف.

جدول ۸: میزان سختی اولیه و نهایی اتصالات ترکیبی دارای ضخامت های مختلف برای دیافراگم

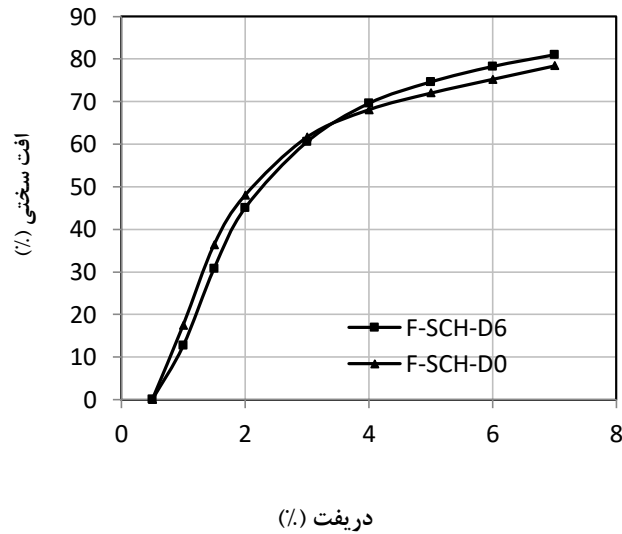
F-SCH-D30	F-SCH-D20	F-SCH-D10	F-SCH-D8	F-SCH-D6	F-SCH-D۰	Fsc1	نام اتصال
۵/۶۲	۵/۲۵	۴/۸۸	۴/۷۶	۴/۶۲	۳/۶۶	۲/۰۱	سختی اولیه kN/mm
۰/۷۴	۰/۷۸	۰/۸	۰/۸۹	۰/۸۸	۰/۷۹	۰/۱۹	سختی نهایی kN/mm
۸۶/۸۳	۸۵/۱۴	۸۳/۶۱	۸۱/۳۰	۸۰/۹۷	۷۸/۳۶	۸۷/۰۶	میزان افت سختی (%)

همان گونه که در جدول ۸ مشاهده می گردد سختی اولیه اتصال F-SCH1-D6 نسبت به اتصال SC1 به میزان ۱۳۰٪ افزایش داشته است. با افزایش ضخامت دیافراگم، سختی اتصال افزایش یافته است. با افزایش ضخامت دیافراگم از ۶ میلی متر به ۳۰ میلی متر ۲۱/۶۴ درصد افزایش در سختی اولیه اتصال مشاهده می شود؛ به عبارت دیگر به ازای هر میلی متر افزایش ضخامت دیافراگم با حدود ۱ درصد افزایش سختی اولیه اتصال مواجه می شویم. با افزایش ضخامت دیافراگم، افت سختی افزایش یافته است.

با مقایسه سختی اتصال F-SCH-D6 و F-SCH-D0 در شکل ۱۷ و جدول ۸ مشاهده می شود که وجود دیافراگم محیطی باعث افزایش سختی اتصال گردیده است. بطوری که سختی اولیه اتصال دارای دیافراگم ۲۶/۲۳ درصد و سختی نهایی ۱۱/۳۹ درصد نسبت به اتصال فاقد دیافراگم افزایش یافته است. همچنین مشاهده می شود که تا قبل از تشکیل مفصل پلاستیک در دیافراگم در دررفت ۳ درصد، به دلیل مصرف فولاد بیشتر و محصور شدگی بیشتر در اتصال F-SCH-D6، افت سختی در اتصال فاقد دیافراگم نسبت به اتصال دارای دیافراگم بیشتر بوده ولی پس از آن افت سختی اتصال ترکیبی F-SCH-D6 نسبت به F-SCH-D0 افزایش می یابد.



الف) مقایسه سختی اتصال بتنی و اتصالات ترکیبی

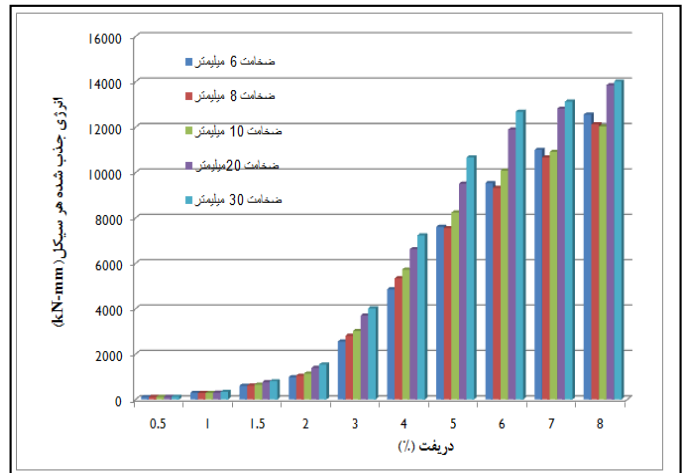
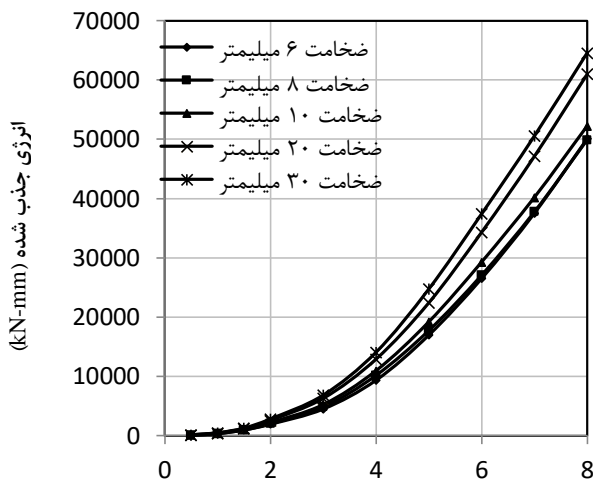


ب) مقایسه کاهش سختی

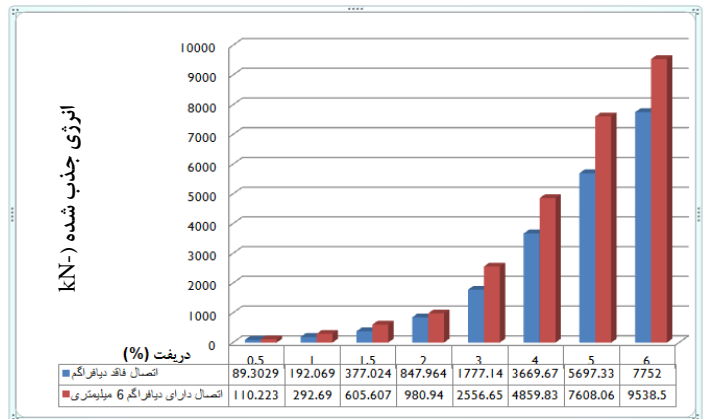
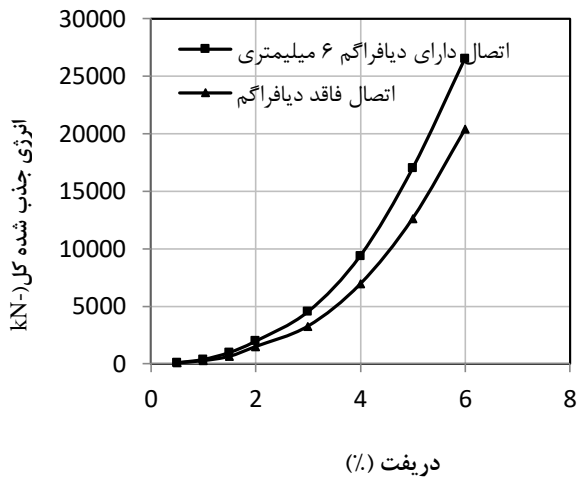
شکل ۱۷: مقایسه سختی و میزان افت در اتصالات F-SCH-D6 و F-SCH-D0 در دریفت های مختلف.

برای اتصالات که تحت بارگذاری رفت و برگشتی قرار گرفته‌اند، سطح داخل هر یک از حلقه‌های تشکیل شده در هر سیکل به عنوان معیاری برای انرژی جذب شده در نظر گرفته شده است و انرژی کل نیز بصورت تجمعی انرژی‌های جذب شده در همه سیکل‌ها تا دریفت مورد نظر محاسبه شده است. در شکل ۱۸ مقایسه انرژی جذب شده هر سیکل و انرژی کل تجمعی جذب شده اتصالات، نشان داده شده‌اند.





الف) اتصالات ترکیبی با ضخامت‌های مختلف برای دیافراگم



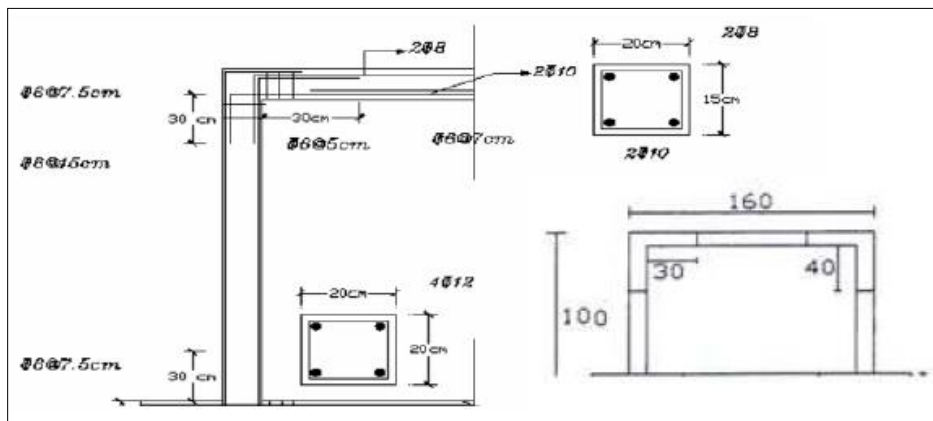
ب) دو اتصال ترکیبی دارای دیافراگم و فاقد دیافراگم

شکل ۱۸: مقایسه انرژی جذب شده هر سیکل و انرژی تجمعی کل اتصالات در دریفت‌های مختلف.

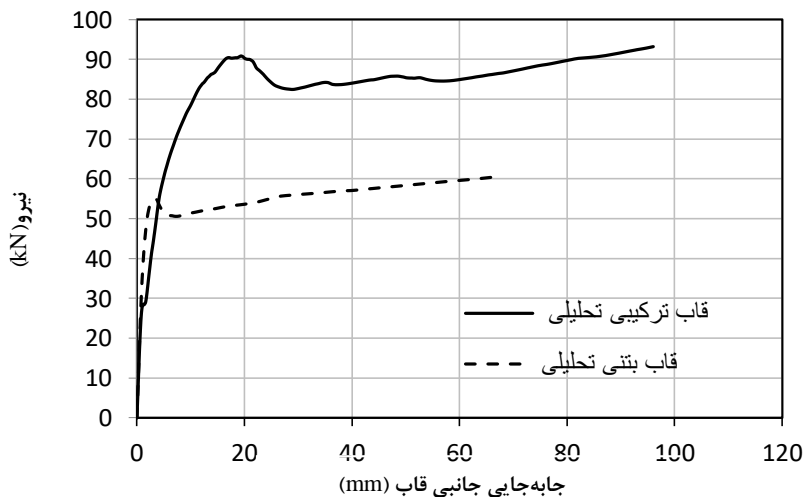
با افزایش ضخامت دیافراگم از ۶ میلی‌متر تا ۳۰ میلی‌متر، انرژی جذب شده توسط اتصال ۲۸/۸۰ درصد افزایش می‌یابد. همانگونه که در نمودار مشاهده می‌شود فاصله ای بین منحنی دیافراگم ۱۰ میلی‌متری و ۲۰ میلی‌متری وجود دارد و پس از آن مقادیر انرژی جذب شده برای ضخامت ۲۰ و ۳۰ میلی‌متری نزدیک می‌باشد. این فاصله همان گذر از عدم تشکیل مفصل در تیر به تشکیل مفصل در تیر فلزی می‌باشد. انرژی کل جذب شده اتصال دارای دیافراگم نسبت به اتصال فاقد دیافراگم ۳۰/۱۴ درصد افزایش داشته است. که این امر نشان دهنده عملکرد مطلوب دیافراگم در اتلاف انرژی حاصل از زلزله می‌باشد.

## ۶- بررسی رفتار قاب ترکیبی یک طبقه - یک دهانه

به منظور بررسی اثر اتصال ترکیبی در قاب یک طبقه- یک دهانه، دو قاب بتنی و قاب دارای تیر فلزی و ستون بتنی با اتصال ترکیبی دارای دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر و با معادل‌سازی تیر فلزی به جای تیر بتنی (برابر قرار دادن مقاومت خمشی نهایی تیر بتنی و فولادی)، توسط نرم افزار Abaqus مدل‌سازی شد. در این قاب تیر فولادی IPE120 جایگزین تیر بتنی شده است. جزئیات ورق میان‌گذر، دیافراگم و غلاف و سایر قطعات فولادی مورد استفاده کاملاً مشابه اتصال ترکیبی SCH1 می‌باشد. ستون بتنی در این قاب دارای جزئیاتی کاملاً مشابه با ستون قاب بتنی است. در شکل ۱۹ جزئیات قاب بتنی نشان داده شده است. بتن مورد استفاده دارای مقاومت فشاری MPa ۲۵ و آرماتورهای مصرفی از نوع AIII با مقاومت تسلیم MPa ۴۱۲/۱ و مقاومت نهایی MPa ۶۶۱/۹ می‌باشند. برای این قاب بارگذاری به صورت اعمال بار افزون با کنترل تغییر مکان انجام شده است. در شکل ۲۰ نمودار نیرو- جابه‌جایی قاب های بتنی و ترکیبی مقایسه شده اند.



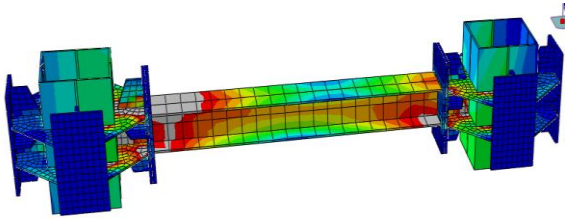
شکل ۱۹: ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب بتنی مرجع.



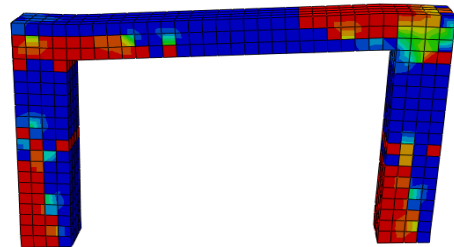
شکل ۲۰: مقایسه نمودار نیرو - جابه‌جایی قاب بتنی مرجع و قاب ترکیبی.

در قاب ترکیبی همزمان با جاری شدن ورق میان‌گذر و دیافراگم در جابه‌جایی ۶/۶۱ میلی‌متر و در نیروی ۶۷/۷۴ کیلو نیوتن، رفتار قاب وارد فاز غیر خطی خود می‌گردد. در نیروی ۸۶/۲۵ کیلو نیوتن و در جابه‌جایی ۱۳/۸۸ میلی‌متر اولین مفصل پلاستیک در ورق میان‌گذر اتفاق افتاده است. جاری شدن آرماتورهای طولی ستون، در جابه‌جایی ۶/۷۴ میلی‌متر و در نیروی جانبی ۶۸/۲۵ کیلو نیوتن در پای ستون ها اتفاق افتاد. همان گونه که ذکر گردید در این قاب در نیروی ۸۶/۲۵ کیلو نیوتن و در جابه‌جایی ۱۳/۸۸ میلی‌متر اولین مفصل پلاستیک در ورق میان‌گذر اتفاق افتاده است. پس از آن نیرو کاهش یافته تا این که دومین مفصل در جابه‌جایی ۲۸ میلی‌متر و نیروی ۸۲/۵۱ کیلو نیوتن در تیر تشکیل شده است و پس از آن با افزایش نیرو تا ۸۹/۴۸ کیلو نیوتن، در جابه‌جایی ۴۶ میلی‌متر شاهد تشکیل مفصل در

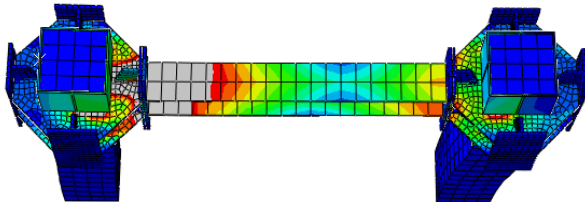
دیافراگم اول هستیم. در واقع پس از تشکیل مفصل در تیر تا تشکیل آن در دیافراگم نیرو به اندازه ۶/۹۷ کیلونیوتن افزایش یافته و این افزایش نیرو با تحمل ۱۸ میلی‌متر جابه‌جایی همراه می‌باشد. با توجه به این موضوع می‌توان به نقش دیافراگم در افزایش شکل‌پذیری اتصال پی برد. پس از آن افزایش نیرو تا ۹۳/۱۴ کیلونیوتن در جابه‌جایی ۹۶ میلی‌متر مشاهده می‌گردد، که دلیل آن سخت‌شوندگی فولاد و عدم اتفاق مکانیزم تا این جابه‌جایی می‌باشد. همانطور که ملاحظه می‌گردد، در جابه‌جایی ۹۶ میلی‌متر تنش فولاد هنوز به تنش نهایی ۳۷۰ مگاپاسکال نرسیده است. مقایسه تغییر مکان و مقاومت نهایی دو قاب بتنی و ترکیبی در جدول ۹ ارائه شده است و مراحل مختلف آسیب‌کشی و بتن و تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ترکیبی در شکل ۲۱ نشان داده شده است.



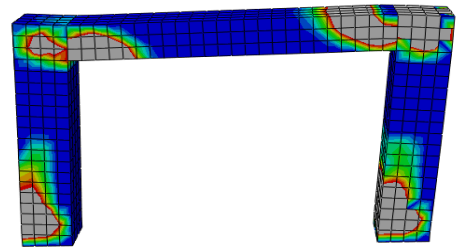
ب) تشکیل مفصل پلاستیک در تیر در جابه‌جایی ۲۸ میلی‌متر



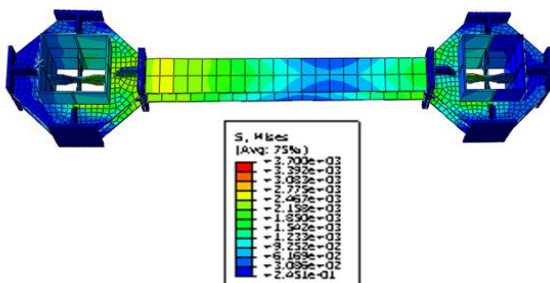
الف) آسیب‌کشی بتن در قاب بتنی در پایان بارگذاری



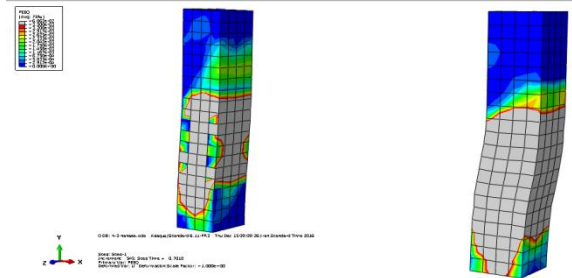
د) تشکیل مفصل پلاستیک در دیافراگم در جابه‌جایی ۴۶ میلی‌متر



ج) کرنش پلاستیک بتن در قاب بتنی در پایان بارگذاری



و) تنش‌های موجود در پایان بارگذاری



ه) کرنش پلاستیک بتن ستون در قاب ترکیبی در پایان بارگذاری

شکل ۲۱: آسیب‌کشی در بتن و تشکیل مفاصل پلاستیک در قاب ترکیبی.

جدول ۹: مقایسه تغییرمکان و مقاومت حداکثر دو قاب بتنی و ترکیبی یک دهانه، یک طبقه

نام نمونه	$\Delta_u$ (mm)	$P_u$ (kN)
قاب بتنی	۶۶	۶۰/۳۵
قاب ترکیبی	۹۶	۹۳/۱۵
(ترکیبی) (بتنی)	۱/۴۵	۱/۵۴

مرکب سازی اتصال در قاب یک دهانه، یک طبقه، منجر به افزایش نیروی جاری شدگی به میزان ۲۱۱ درصد و نیروی ماکزیمم نهایی در آستانه فروریزش، به میزان ۵۹/۱ درصد شده است. این امر نشان دهنده عملکرد بسیار خوب اتصال در قاب تا قبل از جاری شدگی ورق میان گذر و دیافراگم می‌باشد. پس از آن نیز اتصال با رفتار شکل‌پذیر خود و استهلاک انرژی خوبی که دارد باعث افزایش مقاومت می‌گردد؛ ولی تاثیر آن در افزایش مقاومت به طور قابل توجهی نسبت به فاز الاستیک اتصال کاهش می‌یابد. در قاب بتنی در جا به جایی ۱۶/۵۷ میلی‌متر اولین مفصل پلاستیک در پای ستون اتفاق افتاده و پس از آن دومین مفصل در پای ستون دوم تشکیل شده و در نهایت در جابه‌جایی ۶۶ میلی‌متر سومین مفصل در بر اتصال تیر به ستون رخ می‌دهد. همان گونه که در شکل مشاهده می‌شود، در این مرحله آسیب کششی و فشاری بتن در بر اتصال، به دلیل ایجاد ترک‌های با عمق زیاد و خرد شدگی بتن بسیار زیاد می‌باشد.

## ۷- نتیجه گیری

در این تحقیق، دو نمونه اتصال بتنی و اتصال ترکیبی بصورت آزمایشگاهی ساخته شده و تحت بارگذاری ثقلی ثابت و جانبی چرخه‌ای آزمایش شدند و نمونه‌ها به صورت عددی مدل‌سازی شده و نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی با هم مقایسه و اعتبارسنجی انجام شد. سپس نمونه‌های جدید عددی ساخته و متغیرهای جدیدی تعریف شدند. همچنین یک قاب یک دهانه ترکیبی هم بصورت عددی تحلیل شد. نتایج حاصل از این تحقیق بصورت زیر ارائه می‌گردد:

- ۱- مرکب کردن اتصالات، سختی اتصال را افزایش داده و همچنین از ایجاد مفصل پلاستیک در ستون (چشمه اتصال) جلوگیری می‌کند.
- ۲- در اتصال ترکیبی بررسی شده، با داشتن دیافراگم و ورق میان‌گذر، از جدایش غلاف فولادی از بتن تا مرحله ای از بارگذاری جلوگیری شده و پس از آن نیز میزان جداشدگی کنترل می‌گردد.
- ۳- مشاهدات رفتاری، بیانگر کاهش خسارت‌های فشاری و کششی بتن در محدوده غلاف و تاخیر در آسیب دیدگی بتن ناحیه اتصال به دلیل محصورشدگی بتن در حالت سه محوره در ناحیه اتصال و نواحی ویژه بالا و پایین آن می‌باشد. و در نتیجه منجر به افزایش مقاومت فشاری بتن و کاهش آسیب دیدگی آن می‌گردد.
- ۴- سختی اولیه نمونه‌های اتصال ترکیبی فاقد دیافراگم و اتصال ترکیبی با دیافراگم و ورق میان‌گذر نسبت به نمونه اتصال بتنی به ترتیب ۸۲ و ۱۲۹ درصد افزایش یافته است.
- ۵- شکل‌پذیری نمونه ترکیبی فاقد دیافراگم و نمونه ترکیبی دارای دیافراگم به ترتیب ۴/۶۷ و ۵/۲۵ بدست آمده است. استفاده از دیافراگم محیطی و محدود کردن و به تاخیر انداختن جدایش فولاد از بتن، ۱۳ درصد شکل‌پذیری اتصال را افزایش یافته است.
- ۶- با مرکب سازی اتصال با استفاده از دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر، مقاومت حداکثر اتصال نسبت به اتصال بتنی و اتصال ترکیبی فاقد دیافراگم به ترتیب به میزان ۲۸۰ و ۱۱ درصد افزایش یافت.

۷- حضور دیافراگم محیطی در اتصال ترکیبی مورد بررسی حدود ۳۰ درصد انرژی کل جذب شده اتصال را افزایش داده که این امر نشان دهنده عملکرد مطلوب دیافراگم در اتلاف انرژی حاصل از زلزله می‌باشد. همچنین افزایش ضخامت دیافراگم انرژی جذب شده توسط اتصال را افزایش می‌دهد.

۸- استفاده از اتصال ترکیبی در قاب ترکیبی باعث افزایش ظرفیت باربری جانبی قاب و کاهش آسیب‌های فشاری و کششی بتن در چشمه اتصال، نسبت به قاب بتنی می‌گردد.

## مراجع

- [1] Sheikh, T.M. and Deierlein, G.G. and Yura, J.A. and Jirsa, J.O. (1989). *Beam-Column moment connections for composite frames: Part 1. Journal of structural engineering*, ASCE, 115(11), pp2858-2876.
- [2] Sheikh, T.M. and Deierlein, G.G. and Yura, J.A. and Jirsa, J.O. (1989). *Beam- Column moment connections for composite frames: Part 2. Journal of structural engineering*, ASCE, 115(11), pp2877-2896.
- [3] Kanno, R. (1993). *Strength deformation and seismic resistance of joints between steel beams and reinforced concrete columns*. PHD dissertation. US, cornell university.
- [4] Cordova, P. and Deierlein, G.G. (2005). *Validation of the seismic performance of composite RCS framed: full-scale testing, analytical modeling and seismic design*. Stanford University, Department of civil and environmental engineering, Report No.155.
- [5] Cheng, C.T. and Chen, C.C. (2005). *Seismic behavior of steel beam and reinforced concrete column connections. Journal of constructional steel research* 61, pp 587-606.
- [6] Chen, Z. and Qin, Y. and Yang, Q. and Shang, K. (2014). *Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns. Journal of constructional steel research* 93, pp. 32\_43.
- [7] Noguchi, H. and Uchida, K. (2000). *FEM analysis of hybrid structural frames with R/C columns and steel*. proc. of 12WCEE.
- [8] Choi, S.M. and Park, S.H. and Yun, Y.S. and Kim, J.H (2010). *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, pp. 962\_970.
- [9] Heydarian, N. (2012). *Experimental investigation of effect perimeter diaphragm on hybrid connection of RC column and steel beam*. M.Sc thesis. Semnan university, Faculty of civil engineering.
- [10] Sharbatdar, M.K. and Heydarian, N. and Haghghat, A. (2016). *Experimental investigation of perimeter diaphragm and internal plate effect on hybrid connection of steel and concrete structural elements*. Journal of Sharif, civil engineering, Volume 32.2, Issue 3.1.
- [11] Haghghat, A. (2013). *Numerical investigation of perimeter diaphragm effect in hybrid steel beam- concrete column connections and hybrid frames performance*. M.Sc thesis. Semnan university, Faculty of civil engineering.
- [12] Chaudhari, S.V. and Chakrabarti, M.A. (2012). *Modeling of concrete for nonlinear analysis using finite element code ABAQUS. International journal of computer applications*, Volume 44- No.7, pp 14-18
- [13] Hognestad, E. (1951). *A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members*. Engineering experiment station, university of Illinois, urbana
- [14] Wahalathantri, B.L. and Thambiratnam, D.P. and Chan, T.H.T. and Fawzia, S. (2011). *A material model for flexural crack simulation in reinforced concrete elements using ABAQUS*. Queenstand university of technology, Brisbane Australia, infrastructure, transport and urban development, pp. 260-264
- [15] Tasnimi, A.A. and Salimi, M. (2007). *The effect of concrete confinement on the behavior factor of concrete structures*. Journal of Engineering, Tarbiat Modares university, Volume.19, Issue 1.