

مطالعه آزمایشگاهی اتصال صلب تیر به ستون پر شده با بتن با دیافراگم داخلی سخت شده

علیرضا حبیبی^۱، نادر فنائی^{۲*}، شهریار شهبازپناهی^۳

۱- دانش‌آموخته دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنج، سمنج

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سمنج، سمنج

*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir

چکیده

ستون‌های CFT، گزینه‌ای مطلوب و اقتصادی برای طراحی ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند هستند. با این وجود، عدم امکان اجرای ورق پیوستگی داخلی مانند قاب‌های خمشی متداول به علت وجود بتن درون مقطع ستون فولادی، باعث ضعیف شدن چشمه اتصال خواهد شد. در اثر سوراخ کاری ورق پیوستگی، توزیع تنش در این ورق نسبت به حالت بدون سوراخ، تغییر کرده و مقاومت و سختی آن کاهش می‌یابد. روش پیشنهادی در این مطالعه جهت بهبود ضعف ناشی از سوراخ کاری در ورق پیوستگی، تقویت ورق‌های پیوستگی با گلمیخ است تا قسمتی از نیروی بسیار زیاد ورق پیوستگی به بتن منتقل گردد. جهت بررسی اثر تقویت انجام شده روی ورق پیوستگی، دو نمونه اتصال صلب تیر I شکل به ستون CFT با مقیاس کامل، تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته است. در بخش دیگر با استفاده از روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس، نمونه‌های آزمایشگاهی مدل سازی و تحلیل شده است. نتایج نشان داد استفاده از تقویت گلمیخ باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال و انرژی تلف شده تجمعی به میزان ۷٪ و ۴٪ نسبت به حالت ورق پیوستگی بدون تقویت می‌شود. به علاوه این تقویت باعث جابه‌جایی محل متناظر شاخص گسیختگی حداکثر، از لبه بیرونی بال‌های تیر، به اندازه ۲۰ درصد عرض بال، به سمت محور طولی تیر خواهد شد. اتصال پیشنهادی با ورق پیوستگی تقویت شده، شرایط استفاده در قاب‌های خمشی متوسط در مناطق لرزه‌ای را دارا است.

واژگان کلیدی

ستون فولادی پر شده با بتن، دیافراگم داخلی، دیافراگم داخلی تقویت شده، اتصال صلب، اتصال خمشی

Experimental Study of Rigid Connection of Beam to Concrete-Filled Tube Column with Stiffened Internal Diaphragm

A. Habibi, N. Fanaie, S. Shahbazpanahi

Abstract

Concrete-filled tube (CFT) columns are a favorable and economical option for designing mid-height and tall buildings. However, using internal continuity plates in conventional moment frames will weaken the panel zone since infill concrete is present inside the steel tube column. Due to perforation of the continuity plate, stress distribution in this plate changes, and its strength and stiffness decrease. The proposed method in this study is aimed to strengthen the continuity plates with shear stud so as to transfer a part of the high force of continuity plates to the concrete. In this regard, two different full-scale specimens of rigid connections of I-shaped beam to CFT column were tested under cyclic loading. In the other part, using the finite element method in Abaqus software, the experimental specimens were modeled and analyzed. As a result of the stiffening of the continuity plates, the connection's bending capacity and cumulative dissipated energy increased by 7% and 4%, respectively. Additionally, the stiffening moved the highest rupture index by approximately 20% of the beam flange width from the outer edge of the flanges of the beam to the longitudinal axis of the beam. The proposed connection was approved for use in seismic zones' intermediate moment frames.

Keywords

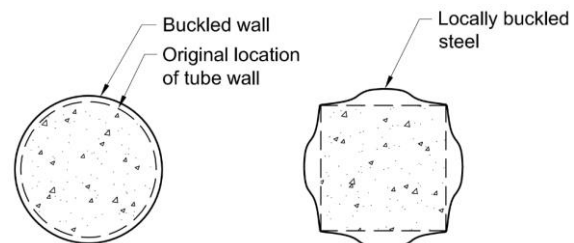
Concrete-Filled Steel Tube (CFT), Internal Diaphragm, Stiffened Internal Diaphragm, Rigid Connection, Moment Connection

۱- مقدمه و تاریخچه تحقیق

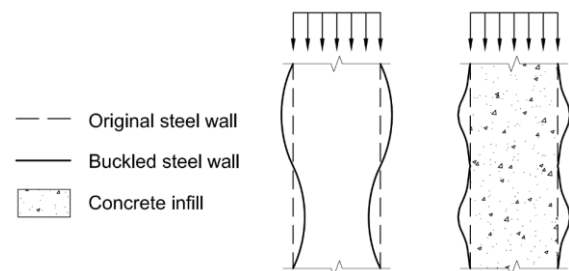
ستون‌های پرشده با بتن (CFT)^۱ دارای خصوصیات عالی از قبیل ظرفیت باربری بالا در فشار، خمش، برش و پیچش هستند. همچنین دارای ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسب بوده و برای استفاده در مناطق لرزه‌خیز گزینه مناسبی می‌باشند. این ستون‌ها به علت وجود قوطی فولادی نیاز به قالب‌بندی نداشته و از نظر اجرایی سرعت ساخت بالایی دارند. همچنین نسبت به ستون‌های بتنی و فولادی اقتصادی‌تر هستند [۱-۳].

در این ستون‌ها جداره فولادی، برای هسته بتنی محصورشدگی^۲ ایجاد نموده و در نتیجه باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری آن می‌گردد. جداره با مقطع دایروی بیش‌ترین محصورشدگی را برای بتن تأمین می‌نماید. ولی استفاده از اعضای با جداره مربعی و یا مستطیلی به دلیل سهولت در اجرای اتصال تیر به ستون و دارا بودن مقاومت خمشی مناسب به صورت روزافزون در حال گسترش است [۴].

همان‌طور که در شکل‌های (۱) و (۲) مشاهده می‌شود در ستون‌های CFT، بتن داخل مقطع مانند تکیه‌گاه جانبی سرتاسری از کمانش جداره فولادی به سمت داخل جلوگیری نموده و باعث تأخیر در کمانش موضعی^۳ مقطع فولادی می‌شود. بنابراین می‌توان از مقادیر عرض به ضخامت بیش‌تری برای جداره فولادی نسبت به مقاطع فولادی تنها، استفاده نمود [۵].



شکل ۱- حالت کمانش موضعی مقطع فولادی پرشده با بتن [۵]



شکل ۲- تغییر حالت کمانش موضعی جداره فولادی در طول ستون به علت وجود بتن [۵]

برای کنترل تغییر مکان قاب‌های خمشی، استفاده از ستون‌های CFT می‌تواند باعث افزایش سختی قاب‌ها و کاهش تغییر مکان ساختمان گردد. با این حال، به علت بتن‌ریزی در داخل ستون‌های CFT اجرای ورق پیوستگی بسیار مشکل است [۶]. در اتصالات صلب^۴ ورق‌های پیوستگی^۵ برای توزیع یکنواخت نیرو و جلوگیری از ناپایداری‌های موضعی اجزای ستون در داخل ستون به کار می‌روند و ضعف در عملکرد آن‌ها می‌تواند مشکلاتی را در رفتار اتصال ایجاد نماید.

ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی، مهم‌ترین بخش سازه را تشکیل می‌دهد که رفتار آن مستقیماً در رفتار کل سازه تأثیرگذار است. مطابق ضوابط آیین‌نامه، اتصال صلب باید بتواند لنگر مورد انتظار تیر را به ستون منتقل نموده و علاوه بر تأمین صلیبت اولیه، ظرفیت تحمل دوران ناشی از جابه‌جایی نسبی طبقات را در محدوده غیرارتجاعی داشته باشد. نقش اصلی اتصالات، انتقال نیروهای بین اعضا و حفظ یکپارچگی سازه تحت بارهای وارده است. بخشی از اتصال ممکن است در اثر نیروهای ناشی از بارها، وارد ناحیه غیرخطی شده و حتی احتمال بازتوزیع نیروها در سطح بار سرویس نیز وجود خواهد داشت. بسیاری از شکست‌های سازه‌ای، به دلیل عدم توجه به رفتار اتصال و طراحی آن و یا مشکلات اجرایی در اتصالات رخ داده است. در مواقعی که اتصالات ساده تیر به ستون مختلط، طراحی شده باشد، اصول محاسباتی و مدهای شکست تفاوت عمده‌ای با ستون‌های توخالی ندارد، اما اجرای اتصالات صلب با مشکلاتی مواجه است. برای حفظ عملکرد مناسب اتصالات صلب، شکل‌پذیری در محل اتصال الزامی است. در اتصالات صلب تیر به ستون‌های CFT به علت وجود بتن درون مقطع ستون، نمی‌توان ورق پیوستگی را اجرا کرد و این موضوع باعث ضعف در محل چشمه اتصال می‌شود [۷].

جهانبختی و همکاران [۸] امکان حذف ورق‌های پیوستگی در اتصالات صلب تیر I شکل به ستون قوطی را به روش تئوری و آزمایشگاهی بررسی نمودند. آن‌ها با فرض حذف ورق‌های پیوستگی و با روش‌های تئوری ضخامت بال و جان ستون را در ناحیه اتصال تعیین کردند و نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس کامل را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. نتایج نشان داد که این نوع اتصال می‌تواند ضوابط قاب‌های خمشی ویژه آیین‌نامه AISC 341-16 را برآورده سازد [۹].

^۴ Rigid Connection

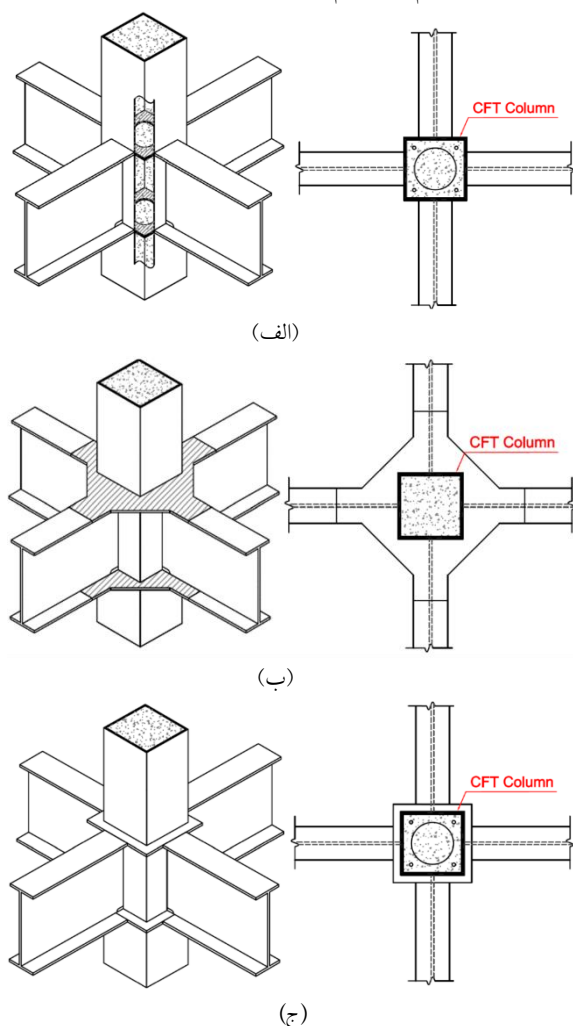
^۵ Continuity Plate

^۱ Concrete Filled Tube

^۲ Confinement

^۳ Local Buckling

شده و وجه چهارم ستون به سه قسمت تقسیم و جوشکاری آن انجام می‌گردد و یا می‌توان از جوشکاری الکترواسلگ^۲ برای جوش وجه چهارم دیافراگم به ستون استفاده نمود [۱۴].



شکل ۳- انواع سخت‌کننده‌های ستون‌های پر شده با بتن

الف- دیافراگم داخلی ب- دیافراگم خارجی

ج- دیافراگم عبوری [۱۱]

دوینگ^۳ و همکاران [۱۵] با روش‌های آزمایشگاهی، تئوری و نرم‌افزار اجزای محدود، اتصالات صلب تیر به ستون قوطی شکل را با و بدون بتن پرکننده بررسی کردند و با استفاده از تئوری خطوط گسیختگی و روابط کار مجازی، رابطه‌ای برای طراحی ضخامت دیافراگم داخلی ارائه نمودند. آن‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی، فقط اتصال ورق کششی بال تیر به ستون را در نظر گرفتند. نتایج این مطالعه نشان داد که مقاومت اتصال تیر به ستون CFT در حدود ۲۳ الی ۲۹ درصد نسبت به ستون قوطی شکل، بیش‌تر است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی مشاهده شد که تسلیم اولیه در ورق

حسینی و رهنورد [۱۰] برای حذف ورق‌های پیوستگی از اتصال یقه‌ای برای اتصال صلب تیر به ستون‌های قوطی استفاده نمودند. آن‌ها ۱۸ نمونه با اتصال یقه‌ای را به روش اجزای محدود با نرم‌افزار آباکوس^۱ تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی نمودند. نتایج نشان داد که اتصالات یقه‌ای بلند می‌تواند برای قاب‌های خمشی ویژه استفاده گردد. به‌علاوه اتصالات یقه‌ای بلند با تیرهای عمیق رفتار مناسبی داشته و بیش‌تر از ۰/۰۴ رادیان دوران را تحمل نمودند. ستون‌ها در انتهای بارگذاری بدون هرگونه کمائن موضعی و پلاستیک قابل‌ملاحظه‌ای باقی ماندند.

همچنین مشاهده شد که در تمام نمونه‌ها رفتار چشمه اتصال به‌صورت الاستیک بوده و دوران چشمه اتصال حدوداً ۱ الی ۲ درصد دوران کل اتصال بود؛ و همین‌طور اتصال یقه‌ای بلند دارای سختی مناسبی بوده و حداقل ضوابط آیین‌نامه جهت اتصالات صلب را برآورده نمود [۱۰].

در ستون‌های CFT با توجه به پرشدن جداره فولادی با بتن، امکان استفاده از ورق پیوستگی شبیه ستون‌های قوطی فولادی وجود ندارد و نیاز به روش دیگری جهت طرح اتصال تیر به ستون است که رایج‌ترین آن‌ها مطابق شکل (۳) هستند [۱۱].

در هر سه حالت شکل (۳)، دیافراگم‌ها در محل تماس با جداره ستون با جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه متصل شده و ضخامت آن‌ها معمولاً برابر ضخامت بال تیر است. دیافراگم عبوری و داخلی دارای یک سوراخ برای عبور بتن بوده و گاهی سوراخ‌های هواگیر نیز برای عمل‌آوری بهتر بتن در آن ایجاد می‌شود که مطابق استاندارد چین توصیه شده است که قطر این سوراخ‌ها جهت خروج هوای محبوس بتن حداقل ۲۵ میلی‌متر باشد [۱۲ و ۱۳].

در آمریکا و ژاپن استفاده از دیافراگم داخلی به‌دلیل سهولت اجرا، کاهش پاس‌های جوشکاری و فولاد مصرفی رایج است. این نوع دیافراگم معمولاً برای ساختمان‌های بلندمرتبه با ستون‌های قوطی شکل استفاده می‌شود و بازشوی سوراخ دیافراگم باید به اندازه‌ای باشد که لوله پمپ بتواند از داخل آن عبور نموده و بتن به‌صورت کامل داخل ستون و چشمه اتصال را پر کند.

دیافراگم داخلی برای ستون‌های با ابعاد خیلی بزرگ که جوشکار می‌تواند به داخل ستون رفته و جوش‌های ورق پیوستگی به ستون را اجرا نماید بسیار کاربردی و اقتصادی است. برای ستون‌های کوچک‌تر، دیافراگم داخلی به سه وجه ستون جوش

^۲ Electroslag Welding

^۳ Doung

^۱ Abaqus

دیافراگم و یا ورق بال در محل جوش رخ داد و سپس با جاری شدن بال ستون ادامه یافت. تمرکز تنش در محل اتصال بال تیر به ستون می تواند موجب گسیختگی بال ستون شده و ترک ها معمولاً در امتداد جوش روی بال ستون اتفاق می افتد. عملکرد اتصال تحت بارگذاری چرخه ای نشان داد که تیرها در دوران نسبی حدود 0.7 درصد و قبل از دیافراگم و بال های ستون وارد ناحیه پلاستیک می گردند در حالی که دیافراگم و بال ستون تا دوران نسبی حدود 2 درصد، رفتار الاستیک دارند.

دونگ و ساساکی^۱ [۱۶] با مطالعه تحلیلی و عددی اتصال صلب تیر به ستون قوطی با دیافراگم داخلی با سوراخ دایره ای نتیجه گرفتند که هر چه ابعاد دیافراگم و یا ستون بزرگ تر باشد، عملکرد اتصال بهبود می یابد. همچنین ضخامت، قطر و شکل سوراخ دیافراگم مهم ترین نقش را در تغییر مقاومت اتصال دارد. **یعقوبی زاده و فنائی^{۱۷} [۱۷]** در تحلیل اتصالات صلب با دیافراگم داخلی به روش اجزای محدود نشان دادند که دیافراگم داخلی با سوراخ دایروی به علت توزیع بهتر تنش، گزینه بهتری نسبت به شکل های دیگر سوراخ کاری است. نتایج تحلیل با نرم افزار آباکوس نشان داد سوراخ مربعی شکل باعث کاهش مقاومت و سختی چشمه اتصال به میزان 10 درصد در مقایسه با سوراخ دایروی و 5 درصد نسبت به سوراخ لوزی شکل، می شود. آن ها پیشنهاد دادند که برای دستیابی به سختی و مقاومت مورد نیاز، حداکثر نسبت بعد سوراخ به عرض دیافراگم داخلی از مقدار 0.5 تجاوز نکند. نتایج نشان داد در صورت عدم امکان استفاده از دیافراگم داخلی با سوراخ دایروی، این امکان وجود دارد تا از شکل لوزی استفاده شود. رفتار شکل لوزی به رفتار شکل دایروی نزدیک است و میزان کاهش مقاومت آن حداکثر 5 درصد به نسبت نمونه دایروی با قطر و ضخامت مشابه است.

یو^۲ و همکاران^{۱۸} [۱۸] به روش اجزای محدود غیرخطی با نرم افزار آنسیس^۳ و روابط کار مجازی، تغییر شکل خارج از صفحه اتصال مستقیم تیر به ستون CFT با دیافراگم های داخلی و عبوری را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که اثرات پواسون و انعطاف پذیری بال ستون می تواند باعث تغییر در الگوی انتقال نیرو در ناحیه اتصال تیر به ستون و کاهش توانایی انتقال لنگر در جان تیر شود که منجر به تقاضای تنش هیدرواستاتیک زیاد در بال تیر می شود. سپس به روش خطوط تسلیم رابطه ای برای محاسبه

ظرفیت خمشی اتصال استخراج گردید و با نتایج تحقیقات آزمایشگاهی قبلی مقایسه شد.

این مطالعه نشان داد با افزایش ضخامت دیافراگم داخلی و حذف سوراخ دسترسی جوش شیاری با نفوذ کامل، سختی و مقاومت اتصال افزایش می یابد. وجود سوراخ دسترسی جوش در جان تیر، علاوه بر کاهش مقطع تیر، باعث ایجاد ناپیوستگی در تیر می شود.

اتصال با دیافراگم داخلی، تداخلی با اتصالات تیر ندارد. با توجه به نیروی زیاد ناشی از لنگر اتصال که به دیافراگم وارد می شود تمرکز تنش در اطراف سوراخ در ورق افزایش می یابد و می بایست به روشی این دیافراگم تقویت گردد. بالابردن ضخامت ورق دیافراگم و یا کم کردن قطر سوراخ می تواند توزیع تنش را بهتر نماید، اما افزایش ضخامت این ورق باعث بالارفتن حجم جوشکاری، افزایش تنش های پسماند و امکان تغییر شکل جداره ستون می گردد. کم کردن قطر سوراخ نیز مشکلاتی جهت عبور بتن ایجاد کرده و احتمال کرموشدن بتن در ناحیه اتصال افزایش می یابد. سخت کننده هایی که در چشمه اتصال و بیرون از سطح مقطع ستون تعبیه شده و امکان انتقال نیروی اعمالی از تیر به ستون را در سطحی گسترده تر فراهم می کنند، تحت عنوان دیافراگم خارجی شناخته می شوند. این دیافراگم ها به علت وجود فضای نسبتاً کافی و در دسترس، تنوع بسیاری به نسبت سایر روش ها دارند و از جمله آن ها می توان به لچکی های جوشی، لچکی های ریخته گری شده، سخت کننده های T شکل، نشی شکل و ... اشاره کرد. با توجه به شکل (۳-ب) مشاهده می شود که در اتصالات با دیافراگم خارجی، هیچ مانعی برای عبور بتن در ناحیه چشمه اتصال ستون وجود ندارد و از ورق های محاط بر ستون در راستای بال های تیر متصل استفاده شده است. مشکلات استفاده از این سیستم، لزوم یکسان بودن ارتفاع جان تیرها در چهار طرف اتصال، نیاز به جوش شیاری با نفوذ کامل در کارگاه، خطوط جوش زیاد، جوشکاری در ناحیه ضعیف ستون، کاهش فضای بازشوی آسانسور و در کل کاهش فضای مفید پلان ساختمان به دلیل امکان اجرای ورق دیافراگم خارجی و رعایت درز انقطاع در اتصالات تیر به ستون کناری و یا گوشه ای است.

سخت کننده برای انتقال مناسب نیروها از تیر به ستون است، اما باعث تمرکز تنش در جداره خارجی ستون می شود. هندسه مناسب سخت کننده ها در توزیع نیرو اهمیت زیادی دارند. در

¹ Sasaki

² Yu

³ Ansys

استاندارد سازه ژاپن روش‌های محاسبه مقاومت چشمه اتصال برای این اتصال ذکر شده است. اتصالاتی که در آن شاه‌تیرها به جداره ستون جوش می‌شوند برای اتصالات ساده مناسب هستند. برای اتصالات خمشی این روش اتصال می‌تواند باعث ایجاد تغییرشکل‌های زیادی در جداره فولادی ستون و حتی گسیختگی آن گردد [۱۹].

بررسی آزمایشگاهی سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی در رفتار لرزه‌ای اتصالات صلب تیر به ستون‌های قوطی و CFT نشان داد که نمونه‌های با سخت‌کننده‌های خارجی می‌توانند رفتار لرزه‌ای مناسبی داشته باشند. این نوع اتصال باعث دورشدن مفصل پلاستیک از جداره ستون و کاهش احتمال پارگی آن در محل اتصال می‌شود [۷].

اتصالات با دیافراگم‌های خارجی عمده‌تاً در دانشگاه کوبه مورد مطالعه قرار گرفته است. فرمول‌های طراحی برای این اتصالات در توصیه‌های انجمن معماری ژاپن در سال ۱۹۹۰ گنجانده شده است که برای ستون با مقطع لوله و قوطی قابل اجرا هستند. روابط طراحی بر اساس مطالعات کامبا^۱ و همکاران (۱۹۸۳) و تابوچی^۲ و همکاران (۱۹۸۵) می‌باشد [۲۰].

در اجرای دیافراگم عبوری که در شکل (۳-ج) نشان داده شده است، ستون به سه قسمت بالایی، پایینی و ناحیه اتصال تقسیم می‌شود و هر قسمت با جوش گوشه و یا جوش نفوذ کامل به ورق دیافراگم متصل می‌گردد؛ لذا این نوع اتصال نیاز به برش ستون در محل اتصال و جوشکاری زیاد در این ناحیه، خواهد داشت که منجر به بالارفتن زمان و هزینه ساخت می‌شود.

مهم‌ترین مزیت اتصال با دیافراگم عبوری، انتقال نیروی محوری بال تیر به صورت مستقیم و در ساده‌ترین مسیر به جان‌های ستون است. این نوع دیافراگم متداول‌ترین گزینه اجرا در کشور ژاپن است. لازم به ذکر است که پیمانکاران ژاپنی پشتوانه‌های اجرایی، خصوصاً جوشکاری رباتیک را که برای اجرای سریع این‌گونه اتصال مناسب است، فراهم نموده‌اند؛ لذا استفاده از این‌گونه اتصالات در هر کشوری نیاز به بررسی بیش‌تر باتوجه به امکانات اجرایی آن کشور است.

نوعی دیگر از اتصالات برای این ستون‌ها، اتصال با ورق عبوری قائم است که این اتصال با مکانیسم انتقال بار جدید، اتصالی صلب بین تیر فولادی و ستون CFT ایجاد می‌کند که با

اتصالات قبلی متفاوت است [۲۱ و ۲۲]. در این اتصال ورق عبوری قائم، نیروها را به‌طور کامل منتقل می‌کند که این انتقال نیرو به صورت درون‌صفحه صورت گرفته و اکثر جوش‌ها موازی با محور خود بارگذاری می‌شوند. در آزمایش‌های انجام‌شده هیچ شکستی در جوش‌ها مشاهده نشده است و این نوع اتصال می‌تواند ضوابط اتصالات قاب خمشی ویژه در آیین‌نامه AISC 341-16 را برآورده نماید [۲۲ و ۲۳].

در این اتصالات ورق‌های قائم می‌تواند موانعی را برای معماری ساختمان بر روی کف و زیر سقف در محل اتصال ایجاد کرده و از طرفی اجرای این نوع اتصال نیز جهت برش کاری ستون و عبور ورق قائم دارای پیچیدگی بسیار زیادی است.

تمرکز این تحقیق بر روی اتصال صلب تیر فولادی به ستون CFT با دیافراگم داخلی است که جهت تقویت ورق دیافراگم به علت ضعف ناشی از سوراخ‌کاری و انتقال قسمتی از نیروی بسیار زیاد این ورق به بتن از گلمیخ استفاده شده است. سپس با انجام دو تست آزمایشگاهی با مقیاس کامل، نتایج منحنی‌های هیستریزس، مدهای گسیختگی اتصال و... بررسی شده است. نهایتاً تحلیل اجزای محدود نمونه‌های آزمایشگاهی با نرم‌افزار آباکوس [۲۴]، انجام شده و منحنی‌های هیستریزس و شاخص گسیختگی ارائه گردیده است. همچنین وضعیت تنش‌ها و تغییرشکل‌های این مدل‌ها در لحظه گسیختگی نمونه‌های آزمایشگاهی بررسی و با آن‌ها مقایسه شده است.

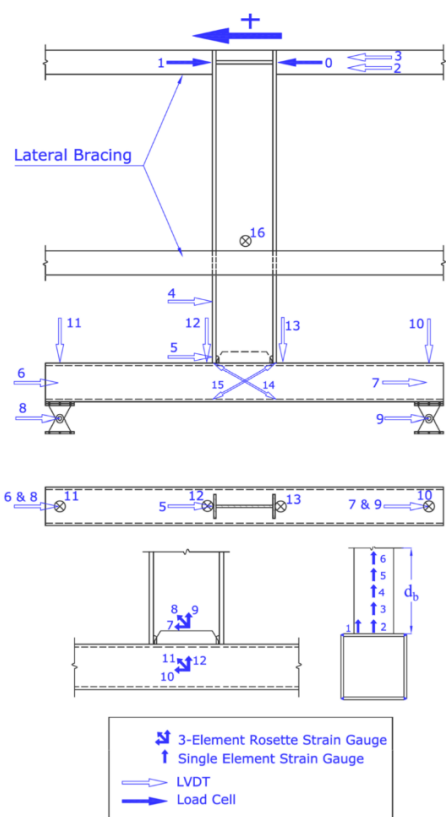
۲- برنامه آزمایشگاهی

نمونه‌های آزمایشگاهی باید حتی‌المقدور شرایطی را که در هنگام زلزله در سازه ایجاد می‌شود بازسازی نماید. با توجه به شکل‌های (۴) و (۵) مشاهده می‌شود، در صورتی که قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی قرار گیرد و مقدار بار ثقلی روی تیرها در مقایسه با بار جانبی ناچیز باشد، نقاط عطف لنگر خمشی در وسط تیرها و ستون‌ها تشکیل می‌شود؛ لذا با توجه به صفربودن لنگر خمشی در نقاط عطف، زیرسازه می‌تواند از این نقاط استخراج گردد. مطابق آیین‌نامه برای آزمایش اتصال در یک گره خارجی، نمونه آزمایشگاهی و بارگذاری مطابق شکل (۶) است.

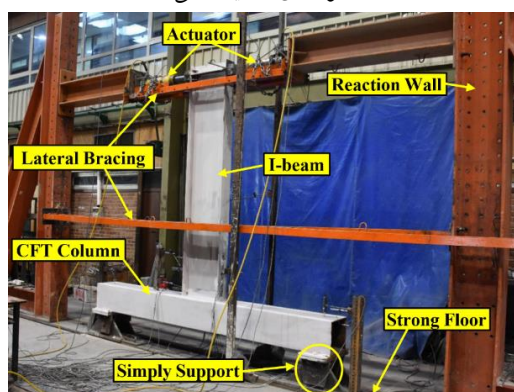
¹ Kamba

² Tabuchi

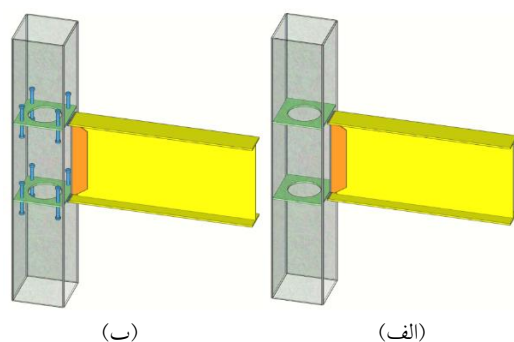




شکل ۷- محل‌های نصب کرنش‌سنج و تغییر مکان‌سنج‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی



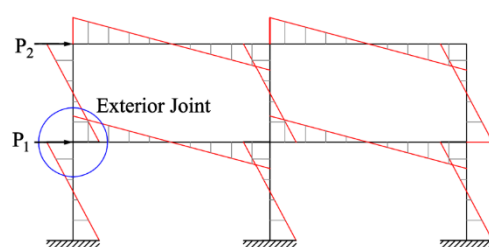
شکل ۸- پیکربندی نمونه‌های اتصال در آزمایشگاه



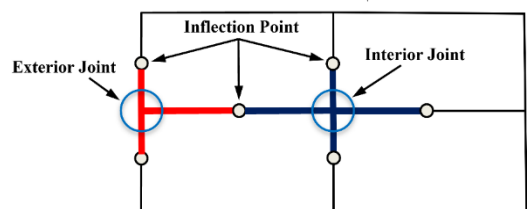
شکل ۹- شماتیک نمونه با

الف- دیافراگم داخلی (PCP)

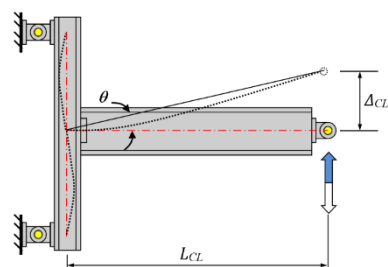
ب- دیافراگم داخلی تقویت‌شده با گلمیخ (PCPS)



شکل ۴- دیاگرام لنگر قاب خمشی تحت بارهای جانبی



شکل ۵- نقطه عطف لنگر خمشی در قاب



شکل ۶- نمونه اتصال آزمایشگاهی برای گره خارجی قاب خمشی

۲-۱- مدل آزمایشگاهی

مدل‌های آزمایشگاهی این تحقیق شامل دو نمونه اتصال صلب تیر به ستون CFT هستند. جهت اتصال تیر به ستون از یکی از اتصالات از پیش تأییدشده آیین‌نامه AISC 358-10 جهت طراحی لرزه‌ای به نام WUF-W استفاده شده است. در این نوع اتصال بال‌های تیر، جان تیر و ورق تکی داخل جان به صورت مستقیم توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به ستون متصل می‌شوند [۲۵]. مقاطع استفاده‌شده برای تیرها و ستون‌ها مربوط به یک ساختمان ۱۵ طبقه فولادی با قاب خمشی ویژه می‌باشد که یکی از گره‌های کناری جهت مطالعه در نظر گرفته شده است.

در شکل (۷) محل نصب کرنش‌سنج‌ها و محل‌های LVDT جهت اندازه‌گیری تغییر مکان نقاط در حین بارگذاری و در شکل (۸) پیکربندی آزمایش و محل اعمال بار جک هیدرولیکی مشاهده می‌شود.

در شکل (۹) شماتیک اتصالات نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق نشان داده شده است.

۲-۲- مشخصات نمونه‌ها

نمونه‌های آزمایشگاهی شامل دو نمونه با مقیاس کامل با دیافراگم داخلی هستند که مقطع ستون قوطی شکل و تیر I شکل در هر دو نمونه، با استفاده از ورق ساخته شده است. تمامی ورق‌ها تحت آزمایش کشش قرار گرفته و خواص مصالح در جدول‌های (۱) و (۲) آمده است.

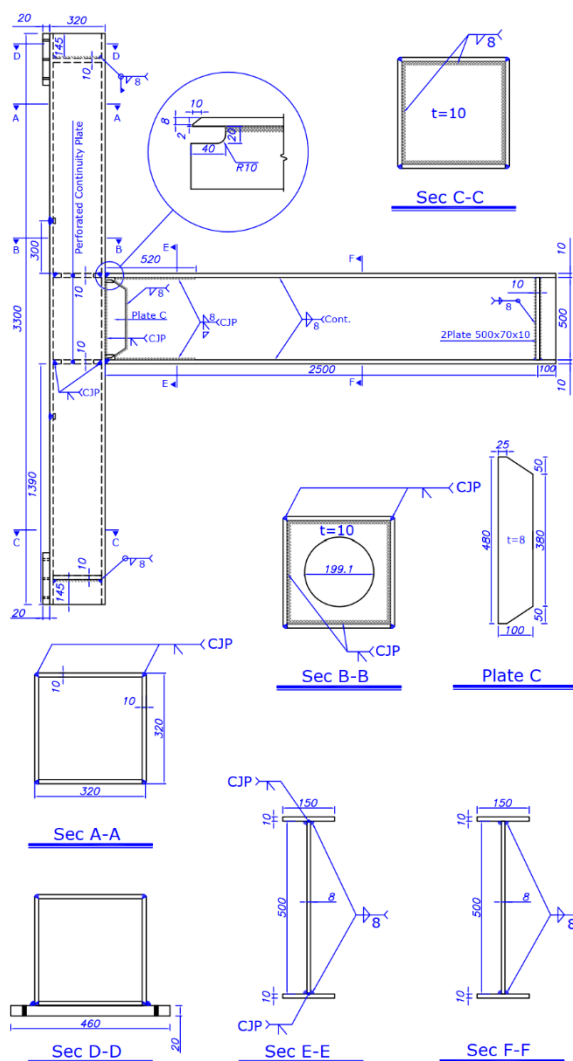
جدول ۱- نتایج آزمایش کشش ورق‌های فولادی

محل	ضخامت (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	Elongation (%)
جان تیر	۸	۳۰۷/۶	۴۸۱/۸	۳۵
بال تیر	۱۰	۳۰۴/۸	۴۲۵/۶	۲۹
ستون و دیافراگم	۱۰	۲۸۹/۲	۴۱۲/۶	۳۲

جدول ۲- مشخصات گلمیخ استفاده شده در نمونه‌ها

طول (mm)	قطر (mm)	F_y (MPa)	F_u (MPa)	Elongation (%)
۱۰۰	۱۹	۳۴۵	۴۲۰	۲۰

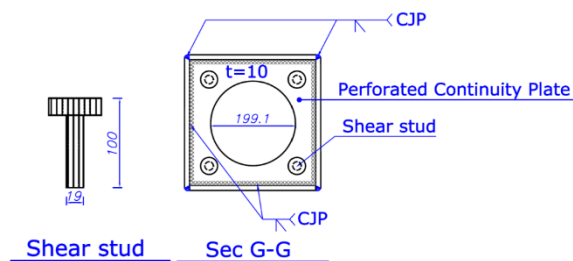
در شکل‌های (۱۰) و (۱۱) جزئیات کامل نقشه‌های نمونه‌های آزمایشگاهی طراحی شده جهت ساخت نشان داده شده‌اند که در آن ابعاد دقیق و نحوه جوشکاری مشاهده می‌گردد. لازم به ذکر است در نمونه تقویت شده با گلمیخ برای هر دیافراگم سوراخ شده از ۸ عدد گلمیخ استفاده شده که مشخصات آن‌ها در جدول (۲) آمده است.



شکل ۱۰- جزئیات نقشه‌های اجرایی نمونه ۱ (PCP)

کلیه واحدها میلی متر است

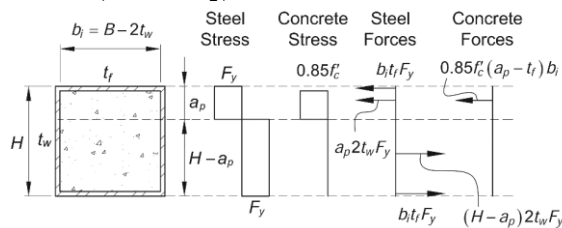
نقشه‌های اجرایی نمونه ۲ (PCPS) شبیه شکل (۱۰) می‌باشد و فقط بر روی هر ورق پیوستگی ۸ گلمیخ متصل شده است. لذا به جای مقطع B-B در شکل (۱۰)، از مقطع G-G در شکل (۱۱) استفاده شده است.



شکل ۱۱- جزئیات گلمیخ و نحوه اتصال در نمونه ۲ (PCPS)

کلیه واحدها میلی متر است

$$+ ((H - a_p) \cdot 2t_w F_y) \left(\frac{H - a_p}{2} \right) + b_t t_f F_y \left(H - a_p - \frac{t_f}{2} \right) = 485.26 \text{ kN.m} \quad (3)$$



شکل ۱۲- نحوه محاسبه لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط

پر شده با بتن برای مقاطع فشرده

با استفاده از رابطه (۴) می‌توان نیروی مورد نیاز جک را تخمین زد و با ظرفیت جک هیدرولیکی در آزمایشگاه مقایسه نمود. این کار برای اطمینان از رسیدن اتصال به ظرفیت نهایی خود تحت بارگذاری انجام شد. لازم به ذکر است نیروی جک (P) با مقدار نیروی برشی تیر (V_b) برابر است.

$$M_{pr} = 541.76 = P \times 2.5 \Rightarrow P = V_b = 216.7 \text{ kN} \quad (4)$$

با توجه به این که در حین آزمایش به ستون نیروی محوری وارد نمی‌شود، خواهیم داشت:

$$\sum M_{pc}^* = 2 \times M_{pb} = 970.52 \text{ kN.m} \quad (5)$$

$$\sum M_{pb}^* = M_{pb} = M_{pr} + V_b \left(S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 576.43 \text{ kN.m} \quad (6)$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{970.52}{576.43} = 1.68 > 1 \quad (7)$$

که در روابط فوق

$\sum M_{pc}^*$: مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر است.

$\sum M_{pb}^*$: مجموع لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود.

S_h : فاصله بر ستون تا مفصل پلاستیک که در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) این فاصله برابر صفر است.

d_c : بعد ستون در راستای خمش است.

لازم به ذکر است کنترل نسبت‌های پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری زیاد برای اجزای تیر و ستون، برش چشمه اتصال، برش ایجادشده داخل تیر تحت اثر نیروی حداکثر جک و کنترل فواصل مهار جانبی تیر برای جلوگیری از کماتش پیچشی-جانبی، قبل از رسیدن تیر به حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل مفصل پلاستیک انجام شده است [۹].

برای جوشکاری کلیه جوش‌های شیار با نفوذ کامل از الکتروود E7018 استفاده شده است؛ این موضوع به این جهت است که اتصالات در حین بارگذاری از ناحیه جوش آسیب نبینند و رفتار ورق دیافراگم در حین سیکل‌های رفت و برگشت قابل بررسی دقیق‌تری باشد.

با توجه به ارتفاع حدود ۳ متر ستون‌ها در نمونه‌ها، برای بتن‌ریزی امکان ویریه بتن جهت تراکم مناسب و خروج حباب هوا از داخل بتن با ویراتور سوزنی وجود نداشت و لذا از بتن خود متراکم (SCC)^۱ که بدون نیاز به ویریه می‌تواند کل فضای داخل ستون را پر نماید استفاده شده است.

مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بتن (f'_c) برابر ۵۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی نمونه‌ها از نتیجه آزمایش تست برزیلی برابر ۴/۳ مگاپاسکال به دست آمد [۲۶].

۳-۲- کنترل ضوابط آیین‌نامه

یکی از پارامترهای مؤثر در تعیین نسبت ابعادی تیر و ستون در قاب‌های خمشی ویژه، رعایت ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف^۲ طبق ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16 است که می‌بایست در طراحی و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی رعایت گردد.

با توجه به مشخص بودن نتایج تست کشش ورق‌های فولادی نمونه‌های آزمایشگاهی که در جدول (۱) نشان داده شده است، در روابط آیین‌نامه در این بخش، به جای (R_yF_y) از مقدار (F_y) جدول (۱) استفاده می‌شود.

با ملاحظه مشخصات ابعادی مقاطع تیر و ستون در شکل (۱۰)، حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر (M_{pr}) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{pr} = C_{pr} R_{yb} M_{pb} = C_{pr} R_{yb} Z_b F_y \quad (1)$$

$$= 1.4 \times (2 \times 150 \times 10 \times 255 \times 304.8 + 2 \times 250 \times 8 \times 125 \times 307.6)$$

$$= 541.76 \text{ kN.m}$$

در رابطه فوق مقدار (C_{pr}) در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) که در این تحقیق استفاده شده برابر ۱/۴ است و (Z_b) اساس مقطع پلاستیک تیر است.

برای محاسبه محل محور خنثی (a_p) و لنگر پلاستیک ستون (M_{pc}) با توجه به شکل (۱۲) خواهیم داشت:

$$a_p = \frac{2F_y H t_w + 0.85f'_c b_t t_f}{4t_w F_y + 0.85f'_c b_t} = 81.35 \text{ mm} \quad (2)$$

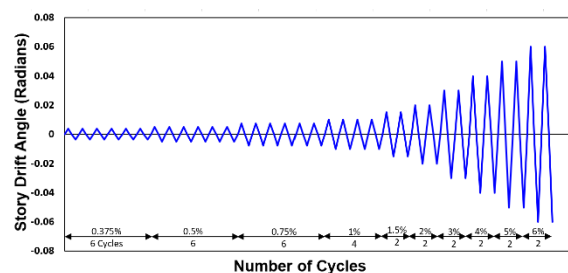
$$M_{pc} = (a_p \cdot 2t_w F_y) \left(\frac{a_p}{2} \right) + b_t t_f F_y \left(a_p - \frac{t_f}{2} \right) + (0.85f'_c (a_p - t_f) b_t) \left(\frac{a_p - t_f}{2} \right)$$

¹ Self Compacting Concrete

² Strong Column-Weak Beam

۲-۴- تاریخچه بارگذاری

بارگذاری چرخه‌ای طبق الگوی استاندارد پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه AISC 341-16 برای قاب‌های خمشی انتخاب شده است. این بارگذاری به صورت چرخه‌ای دوطرفه افزایش‌یابنده بوده و مقادیر این پروتکل مطابق با شکل (۱۳) است. تاریخچه بارگذاری پیشنهادی آیین‌نامه با اعمال چند سیکل متوالی برای زوایای دوران نسبتی مختلف طبقه شروع می‌شود و با نرخ افزایش مناسب تا گسیختگی اتصال ادامه می‌یابد. همان‌طور که در شکل (۸) نیز مشخص شده است محل اعمال بارگذاری، انتهای تیر است. بارگذاری چرخه‌ای به شیوه رفت و برگشتی است و در مورد کنترل تغییر مکان با نرخ کم به نمونه‌های آزمایشگاهی اعمال شده است [۹].



شکل ۱۳- تاریخچه بارگذاری مورد استفاده در آزمایش‌ها [۹]

۲-۵- بررسی نتایج آزمایشگاهی

مشاهدات آزمایشگاهی دو نمونه به‌طور خلاصه شامل تغییر شکل‌ها، کمناش‌های موضعی و کلی، تغییر در وضعیت پوشش آهکی و همچنین ترک‌ها و شکست‌های ایجاد شده بر اساس روند بارگذاری جانبی به شرح زیر به صورت مجزا ارائه می‌گردد:

۲-۵-۱- نمونه ۱ دیافراگم داخلی بدون تقویت

تا انتهای چرخه بارگذاری با دوران نسبتی ۰/۰۰۵ رادیان، اتصال تحت اثر ۱۲ چرخه کامل بارگذاری قرار گرفت، با مقایسه کرنش‌های ایجاد شده با کرنش تسلیم ورق‌ها مشاهده شد که نمونه، رفتاری الاستیک داشته و هیچ‌گونه تکیه‌گی در پوشش آهکی بال و جان تیر و چشمه اتصال ستون مشاهده نگردید. با افزایش تدریجی بارگذاری تا دوران نسبتی ۰/۰۰۷۵ رادیان، در نقاط بسیار کوچکی در بال تیر در نزدیکی محل اتصال، تکیه‌گی پوشش آهکی مشاهده شد.

در دوران نسبتی ۰/۰۱ رادیان، تکیه‌گی آهک بال تیر در مجاورت جوش شیار بال تیر به ستون بیش‌تر شده و در نقاطی روی جوش، پریدگی آهک ایجاد شد.

با افزایش نیروی جک هیدرولیکی و رسیدن به دوران نسبتی ۰/۰۱۵ رادیان، در جوش بال تیر به ستون و بال‌های تیر در نزدیکی اتصال به ستون، تکیه‌گی آهک افزایش یافت و با رسیدن به دوران نسبتی ۰/۰۲ رادیان، تکیه‌گی آهک روی جان ستون در محل ورق پیوستگی شروع شد و در بال تیر نیز تکیه‌گی بیش‌تر شده بود.

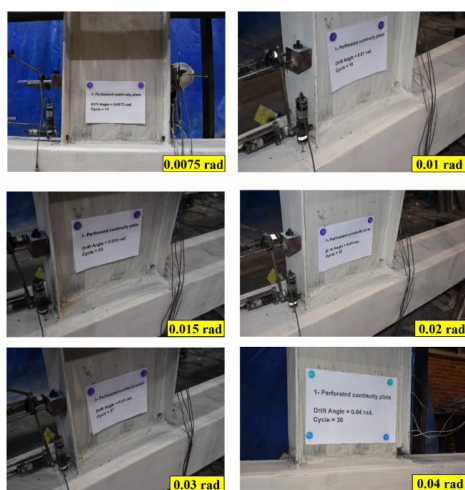
در دوران نسبتی ۰/۰۳ رادیان، کمناش موضعی بال تیر شروع شده و اولین ترک آن در نزدیکی جوش شیار اتصال بال تیر به ستون، مشاهده شد.

در دوران نسبتی ۰/۰۴ رادیان، کمناش موضعی بال تیر افزایش یافت و بال ستون در محل اتصال به تیر، دچار خمش موضعی شده بود و نهایتاً با باز شدن ترک‌های بال تیر، بارگذاری خاتمه یافت.

تا پایان آزمایش، به غیر از تکیه‌گی بسیار کوچک روی جان ستون در محل ورق‌های پیوستگی، هیچ تکیه‌گی دیگری در چشمه اتصال مشاهده نشد و هیچ‌کدام از جوش‌ها در کل نمونه، دچار ترک و یا گسیختگی نشدند.

در شکل (۱۴) وضعیت اتصال در سیکل‌های مختلف بارگذاری نشان داده شده است.

با مقایسه خروجی کرنش‌ها با کرنش تسلیم، مشاهده شد جان ستون در چشمه اتصال و قسمت وسط جان تیر بعد از ورق برشی اتصال، رفتار الاستیک دارد. ضمن این که مطابق پیش‌بینی آیین‌نامه برای اتصال WUF-W، بال تیر در طولی در حدود ارتفاع تیر، جاری شده و مفصل پلاستیک تیر، در این ناحیه اتفاق افتاد.



شکل ۱۴- وضعیت نمونه ۱ (PCP) طی مراحل بارگذاری

۲-۵-۲- نمونه ۲ دیافراگم داخلی تقویت شده با گلمیخ

تا انتهای چرخه‌های دوران نسبی ۰/۰۰۵ رادیان، رفتار نمونه الاستیک بوده و آثار ناشی از تکیدگی در پوشش آهکی مشاهده نشد. با ادامه بارگذاری و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۰۷۵ رادیان در بال تیر در نزدیکی جوش محل اتصال تیر به ستون، تکیدگی پوشش آهکی در نقاط کوچکی دیده شد.

در دوران نسبی ۰/۰۱ رادیان تکیدگی آهک در بال تیر مقداری بیش‌تر شده و در جوش ورق اتصال جان تیر به ستون، به‌صورت نقطه‌ای پدیدگی آهک اتفاق افتاد. در دوران نسبی ۰/۰۱۵ رادیان تکیدگی آهک در لبه بال‌های تیر در نزدیکی جوش شیار تیر به ستون بیش‌تر شده و در انتهای سیکل این دوران نسبی، خطوطی ناشی از تکیدگی آهک در محل ورق‌های پیوستگی روی جان ستون مشاهده شد.

با افزایش نیرو در انتهای تیر و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان در قسمتی از لبه بال تیر و همچنین در وسط بال‌ها در مجاورت جوش شیار تیر با نفوذ کامل، آهک بیش‌تری پوسته شده و کماتش موضعی کمی در لبه آزاد بال‌ها به‌علت فشار زیاد ناشی از تنش‌های خمشی ایجاد شد.

در دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان کماتش موضعی بال‌های تیر بیش‌تر شده و تکیدگی آهک در قسمت‌های زیادی از بال تیر در مجاورت اتصال و به‌صورت خطوطی در بالا و پایین جوش ورق اتصال جان تیر به ستون مشاهده شد، ضمن این که پوسته شدن آهک در محل ورق‌های پیوستگی روی جان ستون بیش‌تر شده بود.

با افزایش نیروی جک و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان کماتش موضعی بال تیر باز هم افزایش یافته و بال ستون در محل ورق پیوستگی به سمت بیرون حرکت کرده بود. ضمن این که در سیکل‌های این دوران بال تیر در نزدیکی اتصال به ستون دچار ترک شده و در انتهای چرخه بارگذاری این دوران نسبی، ترک بال‌های تیر باز شده و بارگذاری به پایان رسید. در شکل (۱۵) وضعیت این نمونه در سیکل‌های مختلف بارگذاری نشان داده شده است.

در کل چرخه‌های بارگذاری این نمونه، هیچ‌گونه تکیدگی آهک در محل چشمه اتصال، به جز مقدار کمی پوسته شدن آهک روی جان‌های ستون در محل ورق‌های پیوستگی مشاهده نشد. تا زمان گسیختگی اتصال در محل مفصل پلاستیک تیر، هیچ‌کدام از جوش‌ها دچار ترک و یا گسیختگی نشده و با برش ستون از محل چشمه اتصال مشاهده شد که جوش ورق‌های پیوستگی به ستون در هر چهار وجه بدون هرگونه ترک و آسیب باقی مانده بودند.

با مقایسه خروجی کرنش‌های ثبت شده با کرنش تسلیم ورق نمونه‌ها، مشاهده شد که تا آخرین سیکل بارگذاری، جان‌های ستون در چشمه اتصال و وسط جان تیر بعد از ورق اتصال جان تیر، الاستیک رفتار کرده و جاری نشده‌اند. همچنین از مقادیر کرنش‌ها روی بال تیر مشاهده شد که در طولی در حدود ارتفاع تیر، بال دچار تسلیم شده است.



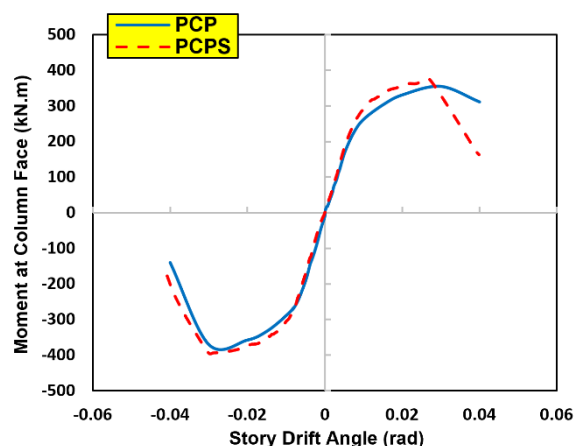
شکل ۱۵- وضعیت نمونه ۲ (PCPS) طی مراحل بارگذاری

۲-۶- اثر تقویت دیافراگم بر عملکرد اتصال

با مقایسه وضعیت هر دو نمونه اتصال در لحظه گسیختگی مشاهده شد که بیرون زدگی بال ستون در محل اتصال بال تیر در نمونه شماره ۲ کم‌تر از نمونه ۱ بوده است. همچنین گسیختگی بال تیر در نمونه ۱ در مجاورت جوش شیار تیر به ستون بوده ولی در نمونه با گلمیخ این فاصله به حدود ۲ سانتی‌متر افزایش یافته بود.

در شکل (۱۶) منحنی هیستریزس هر دو نمونه آزمایشگاهی بر مبنای لنگر تیر در بر ستون و دوران نسبی طبقه ترسیم شده است. با توجه به منحنی هیستریزس نمونه‌ها مشاهده شد که لنگر خمشی ماکزیمم در نمونه شماره ۱ برابر ۳۷۰/۹۸ کیلونیوتن‌متر و برای نمونه شماره ۲ برابر ۳۹۵/۳۶ کیلونیوتن‌متر بوده است. بنابراین تقویت ورق دیافراگم با گلمیخ باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال در حدود ۷٪ بیش‌تر نسبت به نمونه بدون تقویت شده است. همچنین در هر دو نمونه، قبل از اتمام دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، ظرفیت لنگر خمشی اتصال از مقدار ۰/۸ برابر ممان پلاستیک اسمی تیر، کم‌تر شده است. لذا طبق ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16، هر دو اتصال شرایط استفاده در قاب‌های

به دلیل جاری شدن فولاد و افزایش خرابی‌ها، سختی نمونه‌ها کاهش یافته است.



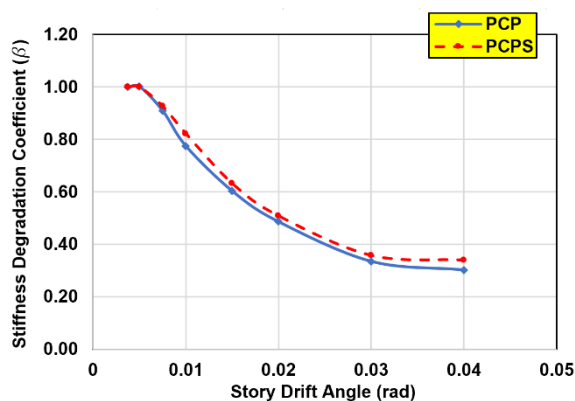
شکل ۱۷- مقایسه منحنی‌های بک‌بون نمونه‌ها

کاهش سختی به وسیله ضریب زوال سختی (β) تعریف می‌شود که مطابق روابط زیر است [۲۷ و ۲۸]:

$$\beta = \frac{K_i}{K_0} \quad (8)$$

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n M_i^j}{\sum_{j=1}^n \theta_i^j} \quad (9)$$

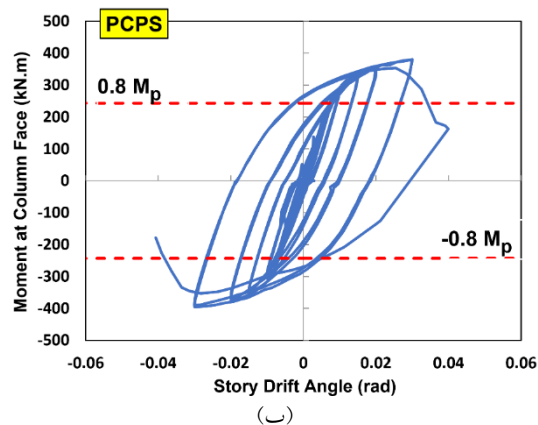
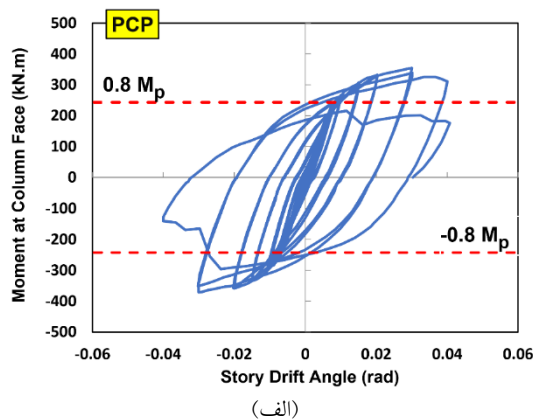
که (K_i) برابر سختی سکانت در دوران نسبی i و (K_0) سختی اولیه می‌باشد. (M_i^j) ماکزیمم لنگر خمشی در چرخه j ام دوران نسبی i و (θ_i^j) دوران نسبی متناظر با (M_i^j) است. مقادیر (M_i^j) و (θ_i^j) از منحنی هیستریزس آزمایشگاهی استخراج شده است. شکل (۱۸) منحنی زوال سختی را برای هر دو نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد.



شکل ۱۸- مقایسه کاهش سختی در نمونه‌ها

تا انتهای دوران نسبی ۰/۰۰۵ رادیان، سختی نمونه‌ها ثابت و برابر سختی اولیه اتصال بوده ولی با افزایش بارگذاری و ورود فولاد به محدوده غیرالاستیک، مقدار سختی کاهش یافته است. البته در منحنی‌ها مشاهده می‌شود که با افزایش دوران نسبی در

خمشی ویژه را نداشته و فقط می‌توانند در قاب‌های خمشی متوسط و یا معمولی استفاده شوند.



شکل ۱۶- منحنی هیستریزس الف- نمونه ۱ ب- نمونه ۲

۷-۲- منحنی بک‌بون

در شکل (۱۷) منحنی‌های بک‌بون برای هر دو نمونه آزمایشگاهی از روی منحنی‌های هیستریزس شکل (۱۶) ترسیم شده است. هر دو منحنی تا انتهای چرخه با دوران نسبی ۰/۰۰۵ رادیان برای هر دو اتصال، خطی و الاستیک بوده و بر هم منطبق است. لذا تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ تا زمانی که رفتار نمونه‌ها الاستیک و خطی باشد هیچ تأثیری در بهبود وضعیت اتصال نداشته است. در دوران‌های نسبی بیش‌تر از ۰/۰۰۵ رادیان، تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ باعث افزایش سختی و مقاومت اتصال شده است.

۸-۲- زوال سختی

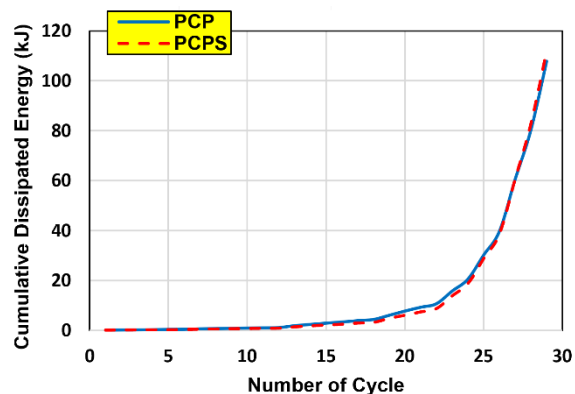
یک پارامتر مهم در توسعه مدل‌های محاسباتی و بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، زوال سختی است. با توجه به منحنی هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱۶) و منحنی بک‌بون شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که در حین بارگذاری چرخه‌ای،

اتصال، زوال سختی با شیب کم‌تری اتفاق افتاده است. ضمناً تقویت ورق دیافراگم با گلمیخ باعث کاهش روند زوال سختی در نمونه شده است. در دوران $0/075$ رادیان، سختی نمونه ۲ حدود ۲٪ بیش‌تر از نمونه ۱ بوده و با افزایش دوران نسبی، این اختلاف بیش‌تر شده و در انتهای دوران نسبی $0/04$ رادیان، سختی نمونه ۲ حدود ۱۳٪ بیش‌تر از نمونه ۱ بوده است.

۹-۲- اتلاف انرژی تجمعی

یک عامل بسیار مهم جهت بررسی عملکرد سازه‌ها در مقابل زلزله، ظرفیت اتلاف انرژی است و با افزایش استهلاک انرژی، ساختمان رفتار بهتری از خود نشان خواهد داد.

پارامتر اتلاف انرژی تجمعی برابر کل انرژی مستهلک‌شده توسط اتصال تا نقطه شکست اسمی است و با افزایش چرخه‌های بارگذاری این پارامتر افزایش خواهد یافت. برای تعیین اتلاف انرژی تجمعی، ابتدا حلقه‌های منحنی‌های هیستریزس شکل (۱۶) به صورت جداگانه ترسیم شده و سپس قدرمطلق مساحت محصور هر حلقه بسته منحنی هیستریزس تعیین شده و این مقادیر قدرمطلق با یکدیگر جمع می‌شوند. در شکل (۱۹) نمودار اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌های آزمایشگاهی ترسیم شده است.



شکل ۱۹- مقایسه انرژی تلف‌شده تجمعی نمونه‌ها

مطابق این نمودار مقدار اتلاف انرژی تجمعی تا انتهای چرخه بارگذاری شماره ۱۲ (دوران نسبی $0/005$ رادیان)، برای هر دو نمونه با هم برابر بوده است و لذا تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ تا وقتی که اتصال وارد ناحیه غیرارتجاعی نشده تأثیری در جذب انرژی نداشته است. تا انتهای چرخه‌های بارگذاری مقدار اتلاف انرژی تجمعی در نمونه با ورق دیافراگم تقویت‌شده (PCPS) برابر ۱۱۲ کیلوژول و در نمونه ۱ (PCP) برابر $107/8$ کیلوژول

بوده است. بنابراین تقویت دیافراگم با گلمیخ باعث افزایشی در حدود ۴٪ در جذب انرژی تجمعی اتصال شده است.

۳- ارزیابی تحلیلی اتصال

۳-۱- مدل‌سازی

به منظور توسعه و مقایسه نتایج نمونه‌ها با تغییر پارامترهای مختلف، نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم‌افزار آباکوس ورژن ۶.۱۴ به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی و تحلیل عددی شده است [۲۴]. نرم‌افزار آباکوس قابلیت تحلیل با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی هندسی و مصالح را دارد. در تحلیل‌های غیرخطی هندسی اثرات تغییر شکل‌های بزرگ در معادلات تعادل وارد می‌شود و روابط تعادل بر اساس هندسه تغییر شکل یافته اعضا، تشکیل می‌شوند، همچنین تغییر در شرایط مرزی یک تحلیل نیز می‌تواند رفتار غیرخطی ایجاد نماید. در تحلیل غیرخطی مصالح، با رسیدن به یک مقدار تنش معلوم، کرنش برگشت‌ناپذیر می‌شود که این کرنش پلاستیک به مقدار تنش و منحنی تنش-کرنش بستگی دارد.

در مدل‌های آزمایشگاهی، ستون در دو انتهای خود با تکیه‌گاه مفصلی به کف قوی متصل شده است و تیر در فواصل ۷۸ سانتی‌متر و ۲۵۰ سانتی‌متر از وجه ستون دارای مهار جانبی می‌باشد. مطابق الگوی بارگذاری AISC 341-16 که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، جابه‌جایی توسط جک هیدرولیکی به انتهای تیر اعمال شده است. ابعاد مقاطع تیر و ستون، محل تکیه‌گاه‌های جانبی تیر، شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای ستون و بارگذاری مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی بتن داخل ستون CFT، از بتن آسیب‌دیده پلاستیک^۱ استفاده شده است که کامل‌ترین و کاربردی‌ترین مدل رفتاری بتن است و در اکثر مقالات معتبر همین مدل به کار برده شده است و توانایی شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای بتن را نیز دارا است. معیار خرابی این مدل رفتاری دراکر-پراگر^۲ و تابع تسلیم آن لابلینر^۳ است. این مدل اثر خرابی بتن را در نظر گرفته و تغییر فاز از فشار به کشش و برعکس را کنترل می‌نماید. مدل بتن آسیب‌دیده پلاستیک، از ترکیب کشش ایزوتروپیک و فشار پلاستیک جهت‌نمایش رفتار غیرخطی بتن استفاده می‌کند و در آن کاهش سختی با در نظر گرفتن کرنش پلاستیک در کشش و فشار

¹ Concrete Damage Plasticity

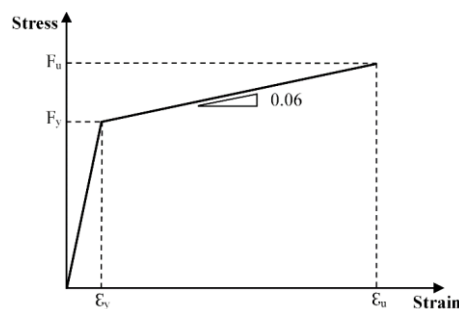
² Drucker Prager

³ Lubliner



کارهای آزمایشگاهی داشته و باعث کاهش زمان و هزینه تحلیل می شود [۳۲-۳۷].

مطابق شکل (۲۱) برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی فولاد، از نمودار تنش- کرنش دوخطی استفاده شده است. این مدل اثرات سخت شدگی کرنش را در نظر می گیرد. در مدل های تحلیلی، برای کل اجزای فولادی در ناحیه الاستیک، مدول الاستیسیته (E) برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. شیب دیاگرام تنش-کرنش در ناحیه پلاستیک معمولاً بین ۱ تا ۱۰ درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته می شود که در این مطالعه، ۶ درصد مدول الاستیسیته فولاد در نظر گرفته شده است.



شکل ۲۱- منحنی تنش-کرنش فولاد در مدل ها

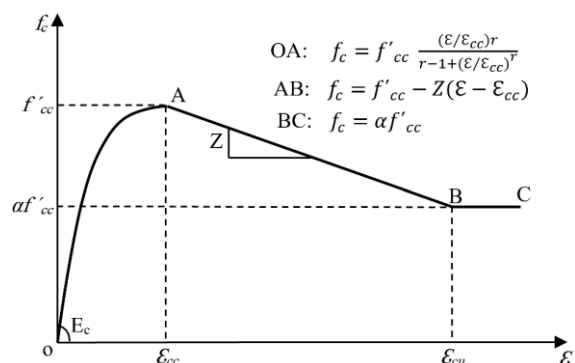
در مدل سازی سه بعدی برای اجزای فولاد و بتن از المان های Solid استفاده شده است. انتخاب این نوع المان نسبت به المان Shell می تواند تغییر شکل های غیرخطی و پلاستیک، مقادیر تنش ها و کرنش ها را با دقت بالاتری برآورد نماید؛ ولی منجر به افزایش زمان تحلیل خواهد شد. در مدل سازی بخش های فولادی از المان های مکعبی بیست گره ای با انتگرال کاهش یافته (C3D20R) استفاده شده است که دارای سه درجه آزادی انتقالی و دورانی در هر گره است. این المان برای تحلیل های خطی، غیرخطی و همچنین تغییر شکل ها و کرنش های بزرگ مناسب است. برای هسته بتنی ستون از المان مکعبی هشت گره ای با انتگرال کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است.

برای سطوح مشترک بین هسته بتن و جداره فولادی در ستون CFT، در جهت نرمال از تماس سخت^۶ استفاده شده است. با اعمال این پارامتر، نفوذ بتن و فولاد به داخل یکدیگر و انتقال تنش کششی در طول بخش های مقید امکان پذیر نخواهد بود.

⁶ Hard Contact

تعریف می شود. این مدل برای بتن در حالت آسیب دیده به صورت پیوسته و بر اساس رفتار پلاستیک است و مکانیزم خرابی مدل سازی شده در آن، ترک خوردگی بتن در کشش و خردشدگی آن در فشار است [۲۴].

مطالعات گسترده ای جهت بتن محصور انجام شده است. مَندر^۱ [۲۹]، لیانگ^۲ [۳۰] و سوسانتا^۳ [۳۱] منحنی های مختلفی برای تنش-کرنش بتن ارائه نموده اند. در این مقاله برای نمودار تنش-کرنش بتن محصور تحت نیروی فشاری، از مدل پیشنهادی سوسانتا^۳ که در شکل (۲۰) نشان داده شده، استفاده شده است. این مدل برای مقاطع مرکب فولادی پر شده با بتن پیشنهاد شده و با نمونه های آزمایشگاهی بسیاری صحت سنجی شده است.



شکل ۲۰- منحنی تنش-کرنش بتن محصور تحت فشار [۳۱]

اگرچه مدل های رفتاری متفاوتی برای فاز کششی بتن وجود دارد، اما به دلیل رفتار بسیار شکننده بتن در این فاز، تفاوت چندانی در نتایج وجود ندارد. معمولاً مقاومت کششی بتن بین ۷ تا ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن در نظر گرفته می شود، که در این تحقیق ۱۰ درصد مقاومت فشاری در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که بر خلاف رفتار فشاری بتن، در حالت کششی، بتن با شیب زیاد به طور ناگهانی مقاومت خود را از دست می دهد و به مقاومت صفر می رسد. با این حال نرم افزار آباکوس به صورت خودکار همواره ۱٪ از مقاومت کششی بتن را در محاسبات به منظور جلوگیری از واگرایی تحلیل، لحاظ می کند، حتی اگر این مقاومت صفر وارد شده باشد.

در بسیاری از مقاله های مشابه این رساله، برای منحنی تنش-کرنش فولاد در تحلیل اجزای محدود، از نمودارهای ایده آل دوخطی^۴ و یا سه خطی^۵ استفاده نموده اند که تطابق خوبی با

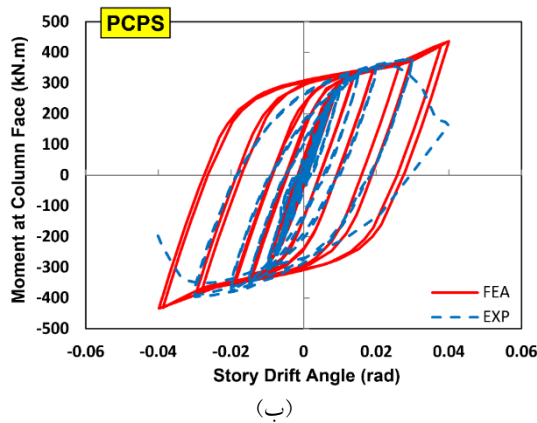
¹ Mander

² Liang

³ Sasantha

⁴ Bilinear Curve

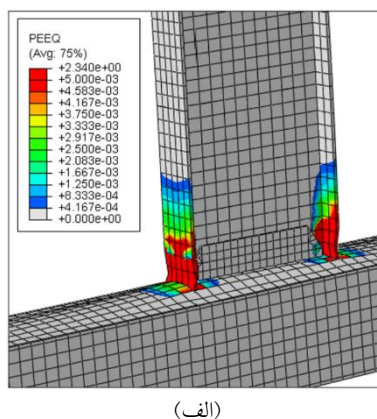
⁵ Trilinear Curve



شکل ۲۲- مقایسه منحنی هیستریزیس نتایج آزمایشگاهی و عددی

برای المان بال‌های تیر از مش درجه دو که مناسب کرنش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگ به همراه تمرکز تنش است، استفاده شده است. در این نوع مش، تغییرشکل پلاستیک باقی‌مانده در زمان اعمال بار فشاری ناشی از خمش، منجر به تغییرشکل خارج از صفحه روی بال تیر در محل مفصل پلاستیک می‌شود. شکل (۲۳) کرنش پلاستیک معادل^۱ (PEEQ) و تغییرشکل مدل‌های اجزای محدود در دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود تغییرشکل خارج از صفحه بال تیرها در مفصل پلاستیک و خمش موضعی بال ستون در محل اتصال به بال تیر، در مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی مشابه هستند.

به دلیل اختلاف هندسی، اعمال دقیق شرایط مرزی در مدل آباکوس، عدم قطعیت در مدل رفتار مکانیکی مواد، تنش‌های پس‌ماند ناشی از جوشکاری و ... بین نتایج اجزای محدود و آزمایشگاهی کمی اختلاف ایجاد شده است.



(الف)

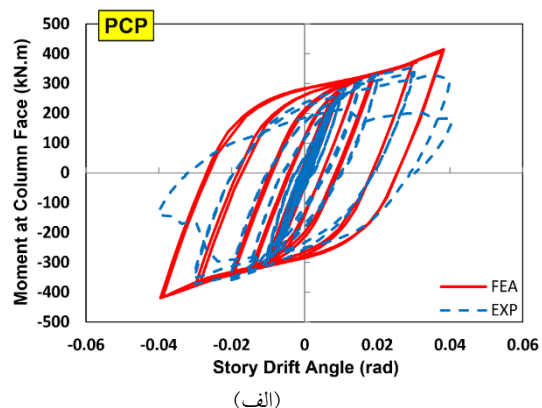
همچنین در جهت مماسی سطوح تماس بتن و فولاد، از رفتار تانژانت با گزینه پنالته استفاده شده است که با اعمال ضریب اصطکاک بین جداره فولادی و هسته بتنی، نیروی اصطکاک ایجادشده بین سطوح را در نظر می‌گیرد. اندرکنش بین فولاد و بتن در ستون، به صورت سطح به سطح بوده و از چسبندگی طبیعی بین آن‌ها صرف‌نظر شده است [۲۴].

با توجه به عدم گسیختگی جوش‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی، جوش‌ها تعیین‌کننده ظرفیت اتصال نیستند؛ بنابراین از قید tie برای اتصال سطوح جوش‌شده به یک‌دیگر، استفاده شده است.

در تحلیل عددی، از روش عمومی آنالیز استاتیکی و حل معادله مستقیم با تکنیک کامل نیوتن استفاده شده است. پس از چندین بار سعی و خطا و مدل‌سازی‌های مختلف، بهترین مطمئن‌ترین مدل، ارائه شده است.

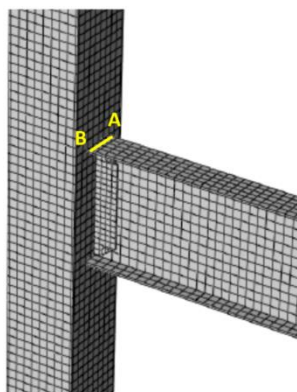
۲-۳- نتایج تحلیلی نمونه‌های آزمایشگاهی

شکل (۲۲) مقایسه منحنی هیستریزیس تحلیل عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی را تا لحظه گسیختگی نشان می‌دهد. از لحاظ ظرفیت لنگر خمشی و سختی تا دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان، حلقه‌های هیستریزیس اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی تقریباً مطابقت دارند. در دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، ترک ایجادشده در بال تیر باعث کاهش مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی و ایجاد اختلاف در منحنی هیستریزیس نتایج آزمایشگاهی و مدل‌های تحلیلی شده است.



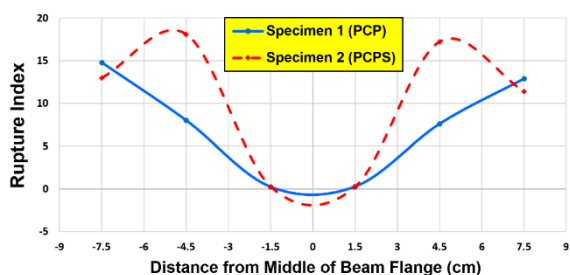
(الف)

^۱ Plastic Equivalent Strain



شکل ۲۴- خط AB برای کنترل شاخص گسیختگی

شکل (۲۵) نتایج شاخص گسیختگی را برای نمونه‌ها نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با استفاده از تقویت دیافراگم داخلی با گلمیخ، محل حداکثر شاخص گسیختگی (RI) از لبه بیرونی بال‌های تیر، حدود ۲۰ درصد عرض بال تیر، به سمت محور میانی تیر جابه‌جا شده است که این جابه‌جایی باعث بازتوزیع بهتر تنش‌ها در عرض بال تیر شده است.

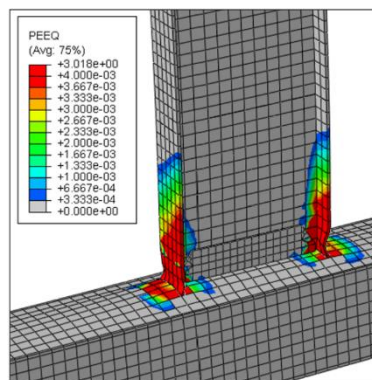


شکل ۲۵- مقایسه شاخص گسیختگی نمونه‌ها روی خط AB

لازم به ذکر است که در نمونه ۱، سوراخ دایروی دیافراگم، باعث تغییرات سختی در این ورق و قسمت پشت بال تیر شده است. با توجه به این که سوراخ در وسط دیافراگم است، سختی این قسمت کاهش یافته است که باعث جذب کم‌تری از نیروی ناشی از لنگر اتصال در این بخش و در نتیجه کاهش شاخص گسیختگی در قسمت میانی عرض بال تیر می‌شود. در نمونه شماره ۲ استفاده از گلمیخ باعث افزایش سختی در محل گلمیخ نسبت به قسمت‌های کناری آن شده و لذا شاخص گسیختگی در این قسمت در عرض بال تیر افزایش یافته است.

۴- نتیجه‌گیری

این تحقیق بر روی بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای دو نمونه اتصال تیر I شکل به ستون CFT با مقیاس کامل تمرکز نموده است.



(ب)

شکل ۲۳- توزیع کرنش پلاستیک معادل و تغییر شکل در دوران نسبی

۰/۰۴ رادیان الف- نمونه ۱ ب- نمونه ۲

۳-۳- شاخص گسیختگی^۱

برای بررسی پتانسیل شکست هر نقطه از اتصال، شاخص گسیختگی با جای‌گذاری نتایج تحلیل اجزای محدود در روابط (۱۰) و (۱۱) محاسبه شده است [۳۸]. بررسی تنش‌ها نشان داد که نقاط روی خط AB در بالای بال تیر و محل اتصال به ستون، تمرکز تنش بالایی دارند (شکل (۲۴)). جهت بررسی دقیق‌تر، شاخص گسیختگی در نقاط المان‌های روی این خط، محاسبه شده است. با افزایش شاخص گسیختگی هر نقطه، پتانسیل شکست افزایش می‌یابد. نقاط زیر بال پایین تیر در محل اتصال به ستون نیز وضعیت مشابه با نقاط روی خط AB خواهند داشت. در نمونه‌های آزمایشگاهی علت شروع ترک‌ها در بال تیر و در فاصله کمی از جوش اتصال بال به ستون، مقاومت بالاتر جوش شیاری با نفوذ کامل، نسبت به ورق‌های فولادی بوده است.

$$RI = \frac{PEEQ}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}}\right)} \quad (10)$$

$$PEEQ = \frac{\varepsilon_p}{\varepsilon_y} \quad (11)$$

در این روابط (ε_p) کرنش پلاستیک معادل، (ε_y) کرنش تسلیم، (σ_m) تنش هیدرواستاتیک، (σ_{eff}) تنش فون میسز، PEEQ شاخص کرنش معادل پلاستیک و ($\frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}}$) نسبت سه‌محوری می‌باشد. افزایش نسبت سه‌محوری باعث کاهش قابل توجه کرنش گسیختگی مصالح و در نتیجه محدود شدن شکل‌پذیری می‌شود.

¹ Rupture Index

- (۱) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی اثر نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر در ظرفیت دوران نسبی اتصال در لحظه گسیختگی در اتصالات گیردار تقویت نشده جوشی (WUF-W) تیر به ستون CFT با دیافراگم داخلی.
- (۲) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی تغییر ضخامت دیافراگم داخلی در عملکرد اتصال صلب تیر به ستون پر شده با بتن.
- (۳) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی تغییر قطر سوراخ دیافراگم داخلی در عملکرد اتصال صلب تیر به ستون پر شده با بتن.
- (۴) ارائه فرمول یا رابطه با استفاده از روش‌های تئوری برای استخراج ضخامت بهینه دیافراگم داخلی با قطر سوراخ ثابت.

تیرها توسط اتصال از پیش تأیید شده تقویت نشده جوشی (WUF-W) آیین‌نامه AISC 358-10 به ستون متصل شده است. به علت وجود بتن در داخل ستون، ورق پیوستگی سوراخ شده و امکان استفاده از ورق پیوستگی توپر طبق ضوابط آیین‌نامه میسر نبوده است. در نمونه شماره ۲، جهت بهبود ضعف ناشی از سوراخ کاری در ورق پیوستگی، این ورق توسط گلمیخ‌هایی در بالا و پایین خود تقویت شده است تا قسمتی از نیروی بسیار زیاد ناشی از لنگر خمشی اتصال در این ورق به بتن منتقل گردد. نتایج مهم این مطالعه به شرح زیر هستند:

- (۱) استفاده از ورق پیوستگی تقویت شده در نمونه شماره ۲، باعث تأخیر در تسلیم این ورق و کم شدن تمرکز تنش در بال‌های تیر در محل اتصال به ستون شده است که این موضوع باعث جابه‌جایی حدود ۲ سانتی‌متر در محل گسیختگی بال‌های تیر نسبت به نمونه شماره ۱ شده است. ضمن این که تأخیر در تسلیم ورق پیوستگی، باعث بیرون زدگی کم‌تر بال ستون در محل اتصال به تیر، در لحظه گسیختگی شده است.
- (۲) از مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه‌ها مشاهده شد که در نمونه شماره ۲ تقویت ورق‌های پیوستگی با گلمیخ، باعث افزایش ظرفیت مقاومت خمشی اتصال به میزان ۷ درصد بیش‌تر از نمونه مشابه شماره ۱ که در آن ورق پیوستگی فاقد تقویت می‌باشد، شده است.
- (۳) با استفاده از تقویت گلمیخ در ورق‌های پیوستگی، محل حداکثر شاخص گسیختگی (RI) از لبه بیرونی بال‌های تیر، حدود ۲۰ درصد عرض بال تیر، به سمت محور میانی تیر جابه‌جا شده است. این جابه‌جایی باعث بازتوزیع بهتر تنش‌ها در عرض بال تیر شده است.
- (۴) اگرچه تقویت ورق پیوستگی در نمونه شماره ۲ باعث بهبود مقاومت خمشی اتصال و توزیع بهتر تنش در بال‌های تیر شده است، ولی با توجه به ظرفیت دوران نسبی اتصال در لحظه گسیختگی و مقایسه با ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16، این اتصال صرفاً شرایط استفاده در قاب‌های خمشی متوسط را دارا می‌باشد. لازم به ذکر است که با کاهش نسبت ارتفاع تیر به طول دهانه آزاد آن، احتمال افزایش دوران نسبی در لحظه گسیختگی و رسیدن به شرایط استفاده در قاب‌های خمشی ویژه وجود دارد.

۵- پیشنهاد برای مطالعات آتی

موارد زیر می‌تواند برای ادامه مطالعات این اتصالات پیشنهاد شود:



- [15] Doung, P., Leelataviwat, S., and Sasaki, E. (2021), "Tensile strength and failure mechanism of internal diaphragms in wide flange beam-to-box column connections with concrete filling", *Journal of Building Engineering*, Vol. 34, pp. 102037.
- [16] Doung, P., and Sasaki, E. (2019), "Load-deformation characteristics and performance of internal diaphragm connections to box columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 143, pp. 106221.
- [۱۷] یعقوبی‌زاده، س.، و فنائی، ن. (۱۳۹۸)، "بررسی رفتار اتصال صلب تیر به ستون فولادی CFT با وجود ورق پیوستگی داخلی سوراخ شده"، دهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد.
- [18] Yu, Y., Chen, Z., and Wang, X. (2015), "Effect of column flange flexibility on WF-beam to rectangular CFT column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 106, pp. 184-197.
- [19] AIJ (2001), "Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures", Architectural Institute of Japan, Tokyo.
- [20] CIDECT (2004), "Design guide for structural hollow section column connections", Köln, TÜV-Verlag.
- [21] Ansari, M., Jeddi, M., Badaruzzaman, W., Tahir, M., Osman, S., and Hosseinpour, E. (2021), "A numerical investigation on the through rib stiffener beam to concrete-filled steel tube column connections subjected to cyclic loading", *Engineering Science and Technology, an International Journal*, Vol. 24(3), pp. 728-735.
- [22] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R., and Eghbali, N.B. (2022), "Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column", *Engineering Structures*, Vol. 267, pp. 114695.
- [23] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R. (2020), "Joint behavior and design procedure of a through plate connection for steel beam to hollow or concrete-filled tubular columns", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 29(7), pp. e1723.
- [24] ABAQUS (2017), "Abaqus Theory and User's manuals", Dassault Syst, USA.
- [25] AISC 358-10 (2010), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [26] ASTM C496/C496M (2017), "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.
- [27] Qin, Y., Chen, Z., 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*, Vol. 93, pp. 32-43.
- [28] Zhang, X., Zheng, S., and Zhao, X. (2019), "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 158, pp. 130-142.
- [1] De Oliveira, W.L. A., De Nardin, S., De Cresce El, A.L.H., and El Debs, M.K. (2010), "Evaluation of passive confinement in CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66(4), pp. 487-495.
- [2] Han, L.H., Yao, G.H., and Tao, Z. (2007), "Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion", *Thin-Walled Structures*, Vol. 45(1), pp. 24-36.
- [3] Inai, E., Mukai, A., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., and Mori, K. (2004), "Behavior of concrete-filled steel tube beam columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130(2), pp. 189-202.
- [4] Gardner, N.J., and Jacobson, E.R. (1967), "Structural behavior of concrete filled steel tubes", *Journal proceedings*, Vol. 64(7), pp. 404-413.
- [5] AISC 360-16 (2016), "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [6] Alostaz, Y.M., and Schneider, S.P. (1996), "Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 40(2), pp. 95-127.
- [7] Rezaifar, O., and Younesi, A. (2017), "Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections", *Construction and Building Materials*, Vol. 136, pp. 574-589.
- [8] Jahanbakhti, E., Fanaie, N., and Rezaeian, A. (2017), "Experimental investigation of panel zone in rigid beam to box column connection", *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 180-191.
- [9] AISC 341-16 (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [10] Hosseini, S.M., and Rahnavard, R. (2020), "Numerical study of steel rigid collar connection affecting cyclic loading", *Engineering Structures*, Vol. 208, pp. 110314.
- [11] Qin, Y., Chen, Z., Wang, X., and Zhou, T. (2014), "Seismic behavior of through-diaphragm connections between CFRT columns and steel beams-experimental study", *Advanced Steel Construction*, Vol. 10(3), pp. 351-371.
- [12] Lai, Z., Fischer, E.C., and Varma, A.H. (2019), "Database and review of beam-to-column connections for seismic design of composite special moment frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 145(5), pp. 04019023.
- [13] CECS 159 (2004), "Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tube members", China Association for Engineering Construction, Beijing.
- [14] Kang, L., Leon, R.T., and Lu, X. (2015), "Shear strength analyses of internal diaphragm connections to CFT columns", *Steel and Composite Structures*, Vol. 18(5), pp. 1083-1101.



- [29] Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of structural engineering*, Vol. 114(8), pp. 1804-1826.
- [30] Liang, Q.Q. (2009), "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns, Part I: Theory and algorithms", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65(2), pp. 363-372.
- [31] Susantha, K., Ge, H., and Usami, T. (2001), "A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5(04), pp. 483-520.
- [32] Dessouki, A.K., Yousef, A.H., and Fawzy, M.M. (2014), "Stiffener configurations of beam to concrete-filled tube column connections", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, Vol. 17(1), pp. 83-103.
- [33] Rong, B., Liu, R., Zhang, R., Chen, Z., and Apostolos, F. (2016), "Flexural bearing capacity of diaphragm-through joints of concrete-filled square steel tubular columns", *Steel and Composite Structures*, Vol. 20(3), pp. 487-500.
- [34] Li, G., Chen, B., Yang, Z., and Feng, Y. (2018), "Experimental and numerical behaviour of eccentrically loaded high strength concrete filled high strength square steel tube stub columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 127, pp. 483-499.
- [35] Bhartiya, R., Sahoo, D.R., and Verma, A. (2021), "Modified damaged plasticity and variable confinement modelling of rectangular CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 176, pp. 106426.
- [36] Rezaeian, A., Jahanbakhti, E., and Fanaie, N. (2022), "Numerical study of panel zone in a moment connection without continuity plates", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 26(2), pp. 930-948.
- [37] Rong, B., Zhang, Y., Sun, J., and Zhang, R. (2022), "Experimental and numerical research on hysteretic behavior of CFST frame with diaphragm-through connections", *Journal of Building Engineering*, Vol. 45, pp. 103529.
- [38] Ricles, J. M., Fisher, J., Lu, L.-W., and Kaufmann, E. (2002), "Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58(5-8), pp. 565-604.

