

بررسی و مطالعه عددی رفتار دیوار برشی فولادی با قاب پیرامونی بتنی پیش‌ساخته

جابر کوپایی زاده^{۱*}، فرهاد بهنام فر^۲، محمدرضا جواهری تفتی^۳

۱- دانشجوی دکتری سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت

۲- استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

۳- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت

پست الکترونیکی نویسندگان:

۱- koopajaber@abarkouhiau.ac.ir

۲- farhad@iut.ac.ir

۳- javaheri@taftiau.ac.ir

چکیده:

در این پژوهش، 8 مدل عددی دیواربرشی فولادی با ورق‌های گالوانیزه و ورق‌سیاه در قاب‌های بتنی پیش‌ساخته و قاب‌های فولادی با اتصال تیر به ستون مفصلی و خمشی با انجام تحلیل استاتیکی در حالت غیرخطی تحت اثر بار چرخه‌ای مطابق پروتکل بارگذاری ACI-374 بررسی شد. نتایج این پژوهش نشان داد که با تغییر اتصال تیر به ستون از حالت مفصلی به خمشی، پارامترهای سختی اولیه، مقاومت نهایی و جذب انرژی به میزان قابل توجهی افزایش یافته است. در مدل‌های دارای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی، تا انتهای تحلیل تیرها و ستون‌های بتنی در حالت الاستیک باقی می‌مانند. همچنین نتایج نشان داد که مقدار میانگین ضریب بزرگنمایی تغییرمکان در مدل‌های عددی نسبت به مقدار پیشنهادی در نشریه [۱] ASCE41-17 برای دیوارهای برشی فولادی ویژه به میزان 78% بیشتر شده است و در مدل‌های دارای قاب بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی ضریب شکل‌پذیری به صورت میانگین نسبت به مدل‌های مشابه اتصال تیر به ستون خمشی به میزان 52% افزایش پیدا کرده است.

واژگان کلیدی:

دیوار برشی فولادی، قاب بتنی پیش‌ساخته، ورق سیاه، ورق گالوانیزه.

* جابر کوپایی زاده، دانشجوی دکتری سازه دانشکده مهندسی عمران - دانشگاه آزاد اسلامی واحد تفت.

ایمیل: koopajaber@abarkouhiau.ac.ir (نویسنده مسئول مقاله)

Investigation and numerical study of the behavior of steel plate shear wall with precast concrete frame

J. koopaezadeh ^١, F. Behnamfar ^٢, M. Javaheri Tafti ^٣

^١- Ph.D Student of Structural Engineering of Civil Engineering Taft Branch Islamic Azad University, Yazd, Iran.

^٢- Professor, Faculty of Civil Engineering of Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran

^٣- Associate Prof., Faculty of Civil Engineering of Taft branch Islamic Azad University, Yazd, Iran.

Abstract:

This study was conducted using numerical methods. For this purpose, eight numerical models of steel plate shear walls with galvanized and black sheets in precast concrete frames and steel frames with simple and moment-resisting beam-column connections were analyzed under cyclic loading according to the ACI-374 loading protocol. In the models with simple beam-column connections, a seat angle was utilized in the connection region. The study's results indicated that changing the beam-column connection from a simple connection to a moment-resisting connection led to significant improvements. Specifically, the initial stiffness, ultimate strength, and energy absorption parameters increased by 61%, 25% and 41% respectively. For the models with precast concrete frames and simple beam-column connections, the concrete beams and columns remained in the elastic state throughout the analysis. Additionally, the results demonstrated that the average displacement amplification factor in the numerical models was 22% higher compared to the value recommended in ASCE41-17 [١] for special steel plate shear walls. Furthermore, in the models with precast concrete frames and simple beam-column connections, the ductility increased by an average of 52% compared to similar models with moment-resisting beam-column connections.

Keywords: Steel plate shear wall, Precast concrete frame, Black sheet, Galvanized sheet.

۱- مقدمه

با توجه به پیشرفت روزافزون صنعت ساخت و قابلیت تولید انبوه سازه‌های پیش‌ساخته بتنی می‌توان به جای اجرای سازه‌های بتنی متداول، از سازه‌های پیش‌ساخته بهره برد. از سوی دیگر، با توجه به مزایای سیستم دیوار برشی فولادی از قبیل سختی، مقاومت، شکل‌پذیری و جذب انرژی مطلوب [۲] می‌توان عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های پیش‌ساخته بتنی را با دیوار برشی فولادی بهبود بخشید.

تاکنون مطالعات مختلفی در زمینه استفاده از دیوارهای برشی فولادی و عملکرد لرزه‌ای آن صورت گرفته است. حاتمی و رهایی [۳] به بررسی رفتار دیوارهای برشی مرکب تحت بار لرزه‌ای پرداختند که در این مطالعه به بررسی تأثیر عوامل مختلف از جمله صلبیت تیر میانی، تأثیر نوع اتصال تیر به ستون، اثر تغییرات فاصله‌ی برش‌گیرها و اثر تغییرات ضخامت پوشش بتنی در دیوارهای برشی با هسته‌ی فولادی پرداخته شد. نتایج این پژوهش نشان داد که مقاومت برشی دیوار برشی مرکب با ضخامت پوشش بتنی نسبت مستقیم و با فاصله‌ی بین برش‌گیرها نسبت عکس دارد. خزایی پول و همکاران [۴] به مطالعه و بررسی آزمایشگاهی و تحلیلی سیستم مهاربندی همگرای مرکب با پانل برشی فولادی پرداختند که در این پژوهش به منظور بهبود عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی همگرا از پانل برشی فولادی استفاده شد. در این مطالعه‌ی آزمایشگاهی، یک مدل پانل برشی یک طبقه با اتصال مفصلی اعضای مرزی در چهار گوشه‌ی قاب و همچنین اتصال پیچی اعضای مرزی به ورق پرکننده انتخاب شده است. نتایج این پژوهش نشان می‌دهد که استفاده از پانل برشی سبب بهبود عملکرد لرزه‌ای، جذب انرژی و پایداری رفتار سازه در نواحی غیرخطی می‌شود. زینلیان و زارع زاده شهرسبی [۵] به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب‌های سرد نورد شده‌ی فولادی با پوشش صفحه‌ی سیمان فایبری پرداختند که در این مطالعه عددی، ضریب رفتار قاب‌های بررسی شده با مقادیر آیین‌نامه‌های موجود مقایسه شده است. قلهکی و همکاران [۶] به ارزیابی بهسازی قاب بتن‌آرمه با دیوار برشی فولادی به روش‌های اتصال مختلف پرداختند. این پژوهش به روش عددی انجام شد که در آن روش‌های مختلف اتصال دیوار برشی فولادی با

ورق نازک به قاب بتن‌آرمه بررسی شده است. نتایج این مطالعه نشان داد که سختی کشسان، مقاومت، شکل‌پذیری و ظرفیت جذب انرژی نسبت به قاب بتنی به میزان چشمگیری افزایش پیدا کرده است. پرویزی و همکاران [۷ و ۸] به بررسی آزمایشگاهی اندرکنش دیوار برشی فولادی و قاب بتنی با اتصالات پیچی پرداختند. در این مطالعه سه نمونه‌ی آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار گرفت که بررسی‌ها نشان می‌دهد افزودن دیوار برشی فولادی ساده به قاب بتنی، موجب افزایش به ترتیب ۳، ۸، ۱۲ و ۴ برابری ظرفیت باربری، سختی اولیه، جذب انرژی و میرایی معادل شده است. آکین و همکاران [۹] به بهسازی قاب‌های بتنی با دیوار برشی فولادی پرداختند. در این پژوهش ۵ نمونه دو طبقه با مقیاس ۱/۳ تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی قرار گرفتند، نتایج نشان دهنده بهبود عملکرد لرزه‌ای سازه است، هرچند که با توجه به انتقال نیروهای میدان کشش قطری از دیوار برشی فولادی به ستون‌ها، ممکن است تقویت برشی موضعی در ستون‌ها مورد نیاز باشد. بهنام‌فر و همکاران [۱۰] به بررسی و مطالعه اتصالات نوآورانه برای قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته پرداختند. این پژوهش به روش عددی و با استفاده از نرم‌افزار انسیس^۲ انجام شد. بررسی‌ها نشان می‌دهد که اتصالات پیشنهادی به میزان کافی سخت هستند تا رفتاری مشابه اتصال خمشی یکپارچه ارائه کنند، همچنین این اتصالات نسبت به اتصالات یکپارچه شکل‌پذیری کمتری دارند اما در نهایت می‌توان از آنها در قاب‌های خمشی بتنی پیش‌ساخته بهره برد. لی و همکاران [۱۱] به بررسی عملکرد لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون بتنی پیش‌ساخته با استفاده از ورق انتهایی پیچ شده پرداختند که در این مطالعه سه نمونه آزمایشگاهی تحت اثر بار چرخه‌ای بررسی شد، نتایج نشان داد که اتصالات بتنی پیش‌ساخته با ورق‌های انتهایی پیچی عمدتاً انرژی را از طریق خمش ورق انتهایی و تغییرشکل پیچ‌های فولادی تلف می‌کنند.

گوان و همکاران [۱۲] به مطالعه رفتار لرزه‌ای اتصالات تیر به ستون مرکب هیبریدی پیش‌ساخته پرداختند که چهار نمونه آزمایشگاهی تحت اثر بار چرخه‌ای قرار گرفت. نتایج نشان داد که اتصال پیشنهادی به طور موثر مفصل پلاستیک را از محل اتصال تیر به ستون شیفت می‌دهد. نتایج نشان داد که این اتصال نسبت به

^۲ ANSYS

دلیل جدید بودن سیستم سازه‌ای پیش‌ساخته بتنی همراه با دیوار برشی فولادی و عدم وجود اطلاعات کافی راجع به عملکرد این نوع سیستم سازه‌ای در مقابل بارهای جانبی، ارزیابی عملکرد آن در مواجهه با نیروی زلزله ضروری و دارای اهمیت می‌باشد. همچنین به دلیل کاربردی بودن سیستم سازه‌های معرفی شده و امکان استفاده آن در صنعت ساختمان، ارزیابی جنبه‌های مختلف عملکرد این سیستم سازه‌ای حائز اهمیت است.

۲- مدل سازی عددی و صحت سنجی با نمونه آزمایشگاهی

در این مطالعه، از نمونه آزمایشگاهی مورد بررسی توسط وین و همکاران [۱۸] برای صحت‌سنجی مدل‌های عددی استفاده شد. وین و همکاران به بررسی آزمایشگاهی سه نمونه دیواربرشی فولادی لاغر، دیواربرشی فولادی دارای بازشو در گوشه و دیوار برشی فولادی سوراخ‌دار پرداختند که نمونه آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی لاغر (مدل S2) در نرم‌افزار آباکوس^۴ نسخه 6.14 [۱۹] صحت‌سنجی شد که در شکل (۱) مشخصات هندسی آن نشان داده شده‌است. در این نمونه آزمایشگاهی از مقاطع $H470 \times 194 \times 13 \times 21$ و $H466 \times 193 \times 12 \times 19$ به ترتیب برای ستون‌ها و تیرها استفاده شد. همچنین تنش تسلیم مصالح فولادی تیر و ستون برابر با 345 مگاپاسکال است. برای پانل فولادی از مصالح با تنش تسلیم پایین^۵ استفاده شد که تنش تسلیم و تنش نهایی آن به ترتیب برابر با 165 و 300 مگاپاسکال است. در مدل عددی تمامی اجزاء با المان‌های پوسته‌ای^۶ S4R که دارای سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی است، مدل‌سازی شد. به منظور مدل‌سازی تکیه‌گاه‌های مفصلی از قید کوپل^۷ استفاده شد. همچنین به منظور مش‌بندی مدل با انجام آنالیز حساسیت، مش با اندازه 60 میلی‌متر و از نوع 4 گره‌ای استفاده شد و بار چرخه‌ای مطابق مقاله مرجع به مدل اعمال شد. در نهایت در شکل (۲) توزیع تنش در مدل عددی نشان داده شده است که بیشینه تنش‌ها در این مدل در انتهای تحلیل در ناحیه RBS واقع شده است که مقدار آن برابر با 538/8 مگاپاسکال می‌باشد. در

اتصال بتنی درجا از ظرفیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری بیشتری برخوردار است. لیانگ و همکاران [۱۳] به بررسی رفتار لرزه‌ای قاب فولادی پرشده با بتن مرکزگرا با دیوار برشی فولادی شیاردار پرداختند که در این مطالعه دیوار برشی فولادی تنها به تیر متصل شده است و نتایج نشان داد آسیب‌ها در دیوار برشی فولادی متمرکز شده است و سایر المان‌ها در حالت الاستیک باقی مانده است.

تحملی و همکاران [۱۴] به بررسی آزمایشگاهی مقاوم سازی قاب‌های خمشی بتنی با استفاده از دیوار برشی فولادی متصل به تیر پرداختند. نتایج نشان داد که استفاده از ورق فولادی باعث افزایش مقاومت و سختی قاب شده است. ما و همکاران [۱۵] به بررسی آزمایشگاهی اتصالات تیر به ستون پیش‌ساخته بتنی با استفاده از میلگرد فولادی پرداختند. در این مطالعه المان‌های پیش‌ساخته در ناحیه اتصال میلگردها با بتن پودری واکنش‌پذیر^۳ به یکدیگر متصل می‌شوند. نتایج این پژوهش نشان داد که استفاده از بتن پودری واکنش‌پذیر در محدوده تشکیل مفصل پلاستیک می‌تواند عملکرد لرزه‌ای اتصال را بهبود بخشد. ژانگ و لی [۱۶] در یک مطالعه آزمایشگاهی به بررسی اتصالات تیر به ستون فولادی مربعی پر شده با بتن پیش‌ساخته پرداختند. در این اتصال جدید از پیچ‌های جذب کننده انرژی و همچنین کابل استفاده شده است که نتایج نشان می‌دهند از این اتصال جدید می‌توان در نواحی لرزه‌خیز بهره برد. کوپایی‌زاده و همکاران [۱۷] در یک پژوهش آزمایشگاهی به بررسی مقاوم‌سازی قاب‌های پیش‌ساخته بتنی با استفاده از دیواربرشی فولادی پرداختند. نتایج نشان داد که دیوارهای برشی فولادی، سختی، مقاومت نهایی و عملکرد رفتاری ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته را به طور قابل توجهی افزایش داده‌است.

با توجه به مطالعات انجام شده در زمینه استفاده از دیوار برشی فولادی برای بهسازی قاب‌های بتنی، در پژوهش حاضر، به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی با قاب‌های خمشی و قاب‌های مفصلی از نوع بتنی پیش‌ساخته و فولادی با ورق فولادی گالوانیزه و ورق فولادی سیاه در دیوار برشی فولادی پرداخته شد. به

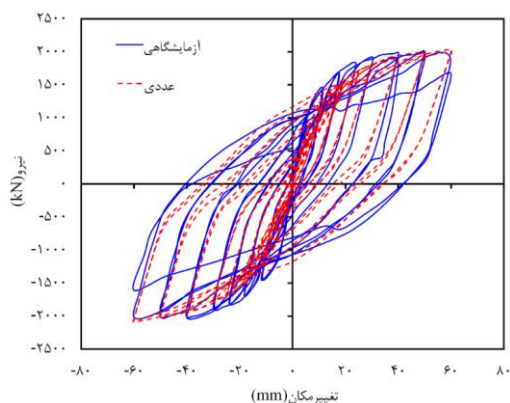
^۶ Shell

^۷ Coupling

^۳ RPC

^۴ ABAQUS

^۵ LYS

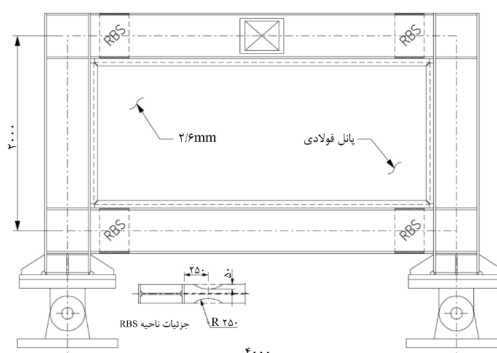


شکل ۳: مقایسه منحنی نیرو-جابجایی مدل عددی با نمونه آزمایشگاهی

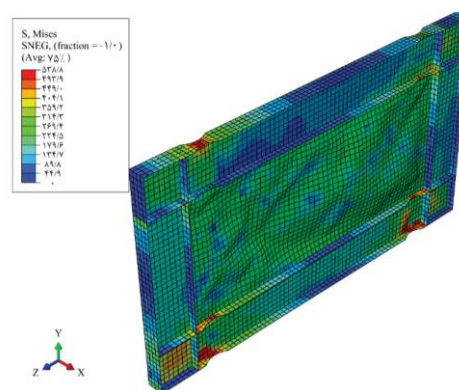
۳- معرفی و مدل سازی نمونه ها

در این مطالعه به منظور بررسی تاثیر استفاده از قاب‌های بتنی پیش‌ساخته بر عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی فولادی ۸ مدل عددی مورد بررسی قرار گرفت. در جدول (۱) مشخصات هر مدل ارائه شده است. در مدل‌های دارای قاب بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی، برای تیرها و ستون‌ها از مقطع بتنی ۲۵ در ۲۵ سانتی‌متر به طول ۳ متر استفاده شد. در ستون از ۶ میلگرد به قطر ۲۲ میلی‌متر و برای تیر از ۴ میلگرد به قطر ۱۴ میلی‌متر استفاده شد. در هر دو المان تیر و ستون از خاموت به قطر ۸ میلی‌متر و به فاصله ۱۵۰ میلی‌متر از یکدیگر استفاده شده است. به منظور اتصال مفصلی تیر به ستون از نبشی L150 به عنوان نشیمن در زیر تیرها استفاده شد. همچنین ضخامت ورق‌های فولادی ۱ میلی‌متر در نظر گرفته شده است که با استفاده از یک نوار فولادی به عرض ۱۰ سانتی‌متر و ضخامت ۱ سانتی‌متر به المان‌های مرزی تیر و ستون متصل شد. این نوار فولادی به وسیله میلگردهای به قطر ۲۰ میلی‌متر در بتن مدفون شده است. همچنین به منظور اتصال مفصلی ستون به کف صلب، ستون‌ها در یک گلدانی به ابعاد ۲۹۰ در ۲۹۰ در ضخامت ۱۰ میلی‌متر قرار داده شدند. در این مطالعه المان‌های تیر، ستون، گلدانی، کف صلب و نبشی زیر سری از المان حجمی^۸ ساخته شدند و برای مدل‌سازی ورق فولادی، ورق‌های سخت‌کننده و نوار فولادی مدفون در بتن از المان پوسته‌ای استفاده شد و در نهایت به منظور مدل‌سازی

شکل (۳) مقایسه منحنی نیرو-جابجایی مدل عددی با نتایج نمونه آزمایشگاهی نشان داده شده است. در نمونه آزمایشگاهی، مقاومت نهایی برابر با ۲۰۸۵ کیلونیوتن است که در مدل عددی مقاومت نهایی برابر با ۲۰۳۵ کیلونیوتن است که نسبت به نمونه آزمایشگاهی به میزان ۲/۴ درصد اختلاف داشت. بررسی نتایج نشان داد که بیشینه نیرو در هر دو مدل در دریافت ۳٪ ایجاد شده که نشان داد نتایج از دقت مناسبی برخوردار بوده است مدل عددی می‌تواند با تقریب قابل قبولی رفتار نمونه آزمایشگاهی را شبیه‌سازی کند. در نمونه آزمایشگاهی اتصال دیوار به قاب پیرامونی با استفاده از تسمه انجام شده ولی در مدل عددی به منظور ساده‌سازی تحلیل، ورق دیوار به صورت مستقیم به تیر و ستون متصل شده است که می‌تواند این اختلاف جزئی را به وجود آورده باشد.



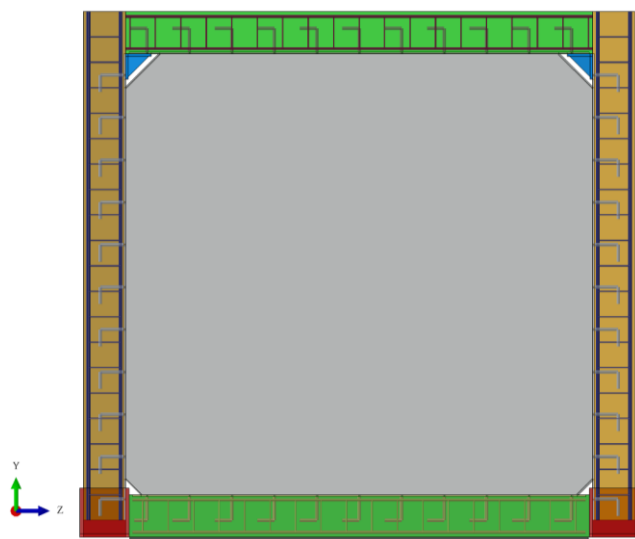
شکل ۱: مشخصات هندسی نمونه آزمایشگاهی صحت سنجی [۱۸]



شکل ۲: توزیع تنش در مدل عددی در انتهای تحلیل

^۸ Solid

ضخامت بال و جان تیر ورق به ترتیب برابر با 15 و 7 میلی‌متر در نظر گرفته شده است. همچنین در ناحیه اتصال تیر به ستون از نبشی L150 به طول 165 میلی‌متر با استفاده از دو سخت‌کننده در وسط آن استفاده شد که در شکل (۶) قابل مشاهده است. در مدل‌های Steel-Frame-Rigid-M و Steel-Frame-Rigid-G به بررسی رفتار دیواربرشی فولادی با قاب خمشی فولادی پرداخته شد. لازم به ذکر است که مشخصات هندسی قاب خمشی فولادی به گونه‌ای انتخاب شده است که در نهایت مقاومت نهایی مدل‌ها در هر دو حالت قاب خمشی بتنی و قاب خمشی فولادی یکسان شود.



شکل ۴: مدل عددی دیوار برشی فولادی با قاب بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی

میلگردها از المان میله‌ای^۹ استفاده شد که در شکل (۴) مدل شبیه‌سازی شده در نرم‌افزار آباکوس برای مدل‌های دیواربرشی فولادی با قاب بتنی با اتصال تیر به ستون مفصلی نشان داده شده است. در مدل‌های RC-Frame-Rigid-G و RC-Frame-Rigid-M به منظور بررسی تاثیر اتصال خمشی تیر به ستون در قاب بتنی پیش‌ساخته، از اتصالات مورد بررسی توسط بهنام‌فر و همکاران [۱۰] استفاده شد که در آن تیرها به وسیله نبشی نشیمن و نبشی روسری L150 به ستون متصل شدند که در محل قرارگیری نبشی‌ها، باکس‌های فولادی به ارتفاع 150 و ضخامت 10 میلی‌متر به صورت مدفون در بتن قرار گرفت و این نبشی‌ها با استفاده از 5 پیچ به قطر 22 میلی‌متر به یکدیگر و به پشت ستون‌ها متصل شد که با در نظر گرفتن تجزیه و تحلیل انجام شده، اتصال پیشنهادی دارای سختی است که به طور کلی شبیه به یک اتصال یکپارچه است و ظرفیت جانبی این اتصال بطور یکنواخت بزرگتر از اتصال یکپارچه است که در شکل (۵) جزئیات اتصال قابل مشاهده است.

جدول ۱: مشخصات هندسی مدل‌های عددی

مدل	نوع قاب	اتصال تیر به ستون	مصالح ورق
RC Frame-Simple-G	بتنی	مفصلی	گالوانیزه
RC Frame-Simple-M	بتنی	مفصلی	فولاد سیاه
RC Frame-Rigid-G	بتنی	خمشی	گالوانیزه
RC Frame-Rigid-M	بتنی	خمشی	فولاد سیاه
Steel Frame-Simple-G	فولادی	مفصلی	گالوانیزه
Steel Frame-Simple-M	فولادی	مفصلی	فولاد سیاه
Steel Frame-Rigid-G	فولادی	خمشی	گالوانیزه
Steel Frame-Rigid-M	فولادی	خمشی	فولاد سیاه

در مدل‌های Steel-Frame-Simple-G و Steel-Frame-Simple-M به بررسی رفتار دیوار برشی فولادی با قاب فولادی با اتصال تیر به ستون مفصلی پرداخته شد. در این دو مدل برای تیر و ستون از تیر ورق فولادی 15 $GB165 \times 165 \times 15$ استفاده شد که در آن عرض بال‌ها و عمق تیر ورق 165 میلی‌متر و

^۹ Wire

شکل ۶: مدل عددی دیوار برشی فولادی با قاب فولادی با اتصال تیر به ستون مفصلی

۳-۱- مشخصات و مدل رفتاری بتن

در این مطالعه عددی از بتن با مقاومت فشاری 31 مگاپاسکال استفاده شد. برای معرفی مشخصات مصالح بتنی از مدل خسارت پلاستیک بتن^{۱۰} استفاده شد که این مدل دارای قابلیت شبیه‌سازی رفتار بتن در کشش و فشار است. از آنجایی که در تیر و ستون، بتن به وسیله خاموت‌ها محصور شده‌است، به منظور معرفی رفتار بتن در کشش و فشار از مدل بتن محصور شده مندر و همکاران [۲۰] استفاده شد که در شکل (۷) قابل مشاهده است. در این مدل روابط تنش و کرنش بین بتن محصور نشده و محصور شده مطابق معادله (۱) و (۲) می‌باشند که در این روابط f_c مقاومت فشاری بتن، f_1 فشار محصور شدگی موثر، f'_{cc} مقاومت فشاری بتن محصور شده و ϵ_{cc} کرنش بتن محصور شده می‌باشند. همچنین مقاومت فشاری لحظه‌ای بتن از رابطه (۳) قابل محاسبه است.

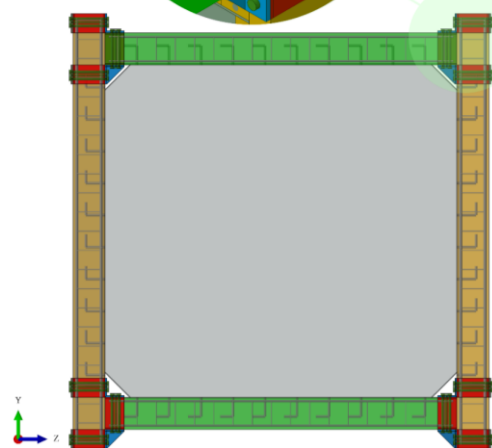
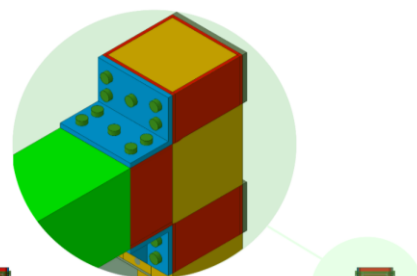
$$f'_{cc} = f'_c \left[2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94f'_1}{f'_c}} - \frac{2f'_1}{f'_c} - 1.254 \right] \quad (1)$$

$$\epsilon_{cc} = 0.002 \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (2)$$

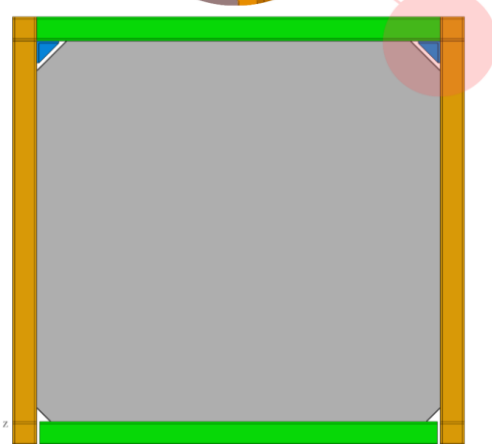
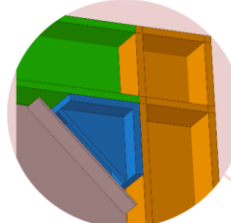
$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^2} \quad (3)$$

در این رابطه $x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$ می‌باشد که نسبت کرنش لحظه‌ای به کرنش نهایی بتن محصور شده و همچنین ضریب r بر اساس رابطه (۴) قابل محاسبه است.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (4)$$



شکل ۵: مدل عددی دیوار برشی فولادی با قاب بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون خمشی



^{۱۰} Concrete Damage Plasticity

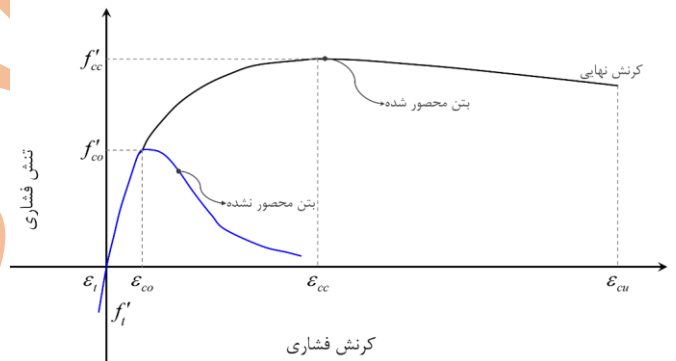
در این رابطه $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$ که مدول الاستیسیته بتن می‌باشد و $E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$ که نسبت تنش به کرنش بتن محصور شده است.

فشار محصورشدگی موثر بر اساس سطح مقطع تیر و ستون بر مبنای رابطه (۵) قابل محاسبه است.

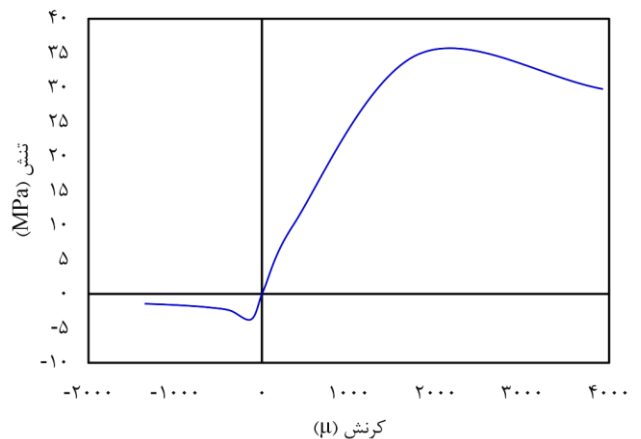
$$f'_1 = K_e f'_1 \quad (5)$$

در این رابطه $f'_1 = P f_{yh}$ فشار جانبی و $K_e = \frac{A_e}{A_{CC}}$ ضریب

محصور شدگی می‌باشد که با توجه به این معادلات، منحنی تنش-کرنش بتن در شکل (۸) ارائه شده است. در قسمت رفتار پلاستیک بتن در آباکوس، پارامترهای زاویه اتساع برابر با 30 درجه، خروج از مرکزیت برابر با 0/1، ضریب شکل تابع برابر با 0/667، نسبت مقاومت فشاری برابر با 1/16، پارامتر ویسکوزیته برابر با 0/001 و تنش کششی بتنی برابر با 3/7 مگاپاسکال در نظر گرفته شد.



شکل ۷: منحنی تنش کرنش بتن محصور شده ارائه شده توسط مندر و همکاران [۲۰]



شکل ۸: منحنی تنش کرنش بتن

۲-۲- مشخصات و مدل رفتاری فولاد

ورق سیاه و ورق گالوانیزه حاصل فرایند نورد گرم و سرد هستند. در فرایند نورد، ورق فولادی از بین دو غلتک با فاصله مشخص عبور داده شده و با اعمال فشار غلتکها، ضخامت آن کاهش پیدا می‌کند. اگر فرایند نورد در دمای بالا انجام گیرد، به آن نورد گرم گفته شده و حاصل آن ورق سیاه می‌باشد. برای برخی مصارف، مثلاً تولید ورق مقاوم در برابر خوردگی یا ورق گالوانیزه، ممکن است ورق گرم نورد شده مجدداً در دمای محیط از بین غلتکها گذرانده شود که به این عملیات نورد سرد گفته می‌شود. در این پژوهش رفتار ورق معمولی که حاصل نورد گرم است با ورق گالوانیزه در نمونه‌های مختلف مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

به منظور بررسی تاثیر فولاد گالوانیزه و فولاد سیاه آزمایش کشش انجام شد که تنش تسلیم ورق فولادی گالوانیزه و سیاه به ترتیب برابر با 277 و 182 مگاپاسکال است که با توجه به مقادیر تنش تسلیم و تنش نهایی و با استفاده از روابط ارائه شده توسط رمبرگ و اسگود [۲۰] می‌توان رفتار مصالح در ناحیه غیرخطی را با تقریب مناسبی به دست آورد. روابط ارائه شده توسط رمبرگ و اسگود روشی متداول برای دستیابی به کرنش در ناحیه پلاستیک می‌باشد. با توجه به اینکه قانون هوک نمی‌تواند رفتار غیرخطی مصالح را به درستی تشخیص دهد و با توجه به اطلاعات جمع‌آوری شده در قرن 19 و 20 منجر به ارائه رابطه (۶) برای رفتار مصالح فولادی در ناحیه پلاستیک شد.

$$\epsilon = \frac{\sigma}{E} + 0.002 \times \left(\frac{\sigma}{E} \right)^n \quad (6)$$

که در این معادله σ تنش تسلیم، E مدول الاستیسیته و n از رابطه (۷) محاسبه می‌شود.

$$n = \frac{\ln(\epsilon_{us} / 0.2)}{\ln(F_{tu} / F_{ty})} \quad (7)$$

که در این رابطه ϵ_{us} کرنش گسیختگی، F_{tu} تنش گسیختگی و F_{ty} تنش تسلیم فولاد می‌باشد که کرنش گسیختگی از رابطه (۸) قابل محاسبه است.

در بتن همانند مدل صحت‌سنجی، از المان پوسته‌ای 4 گره‌ای S4R استفاده شد که تعداد نقاط انتگرالی در طول ضخامت به صورت پیش فرض برابر با 5 در نظر گرفته شد. برای پیچ‌ها، گلدانی، نبشی‌های زیر سری و روسری و تیرها و ستون‌های بتنی از المان حجمی 8 گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته C3D8R استفاده شد. همچنین برای میلگردهای فولادی از المان میله‌ای دو گره‌ای T3D2 استفاده شد. در نهایت تمامی اجزا به جز ناحیه اتصال تیر به ستون خمشی با مش به اندازه 75 میلی‌متر مش‌بندی که برای مدل‌های دارای اتصال تیر به ستون خمشی پیش‌ساخته از مش با اندازه 30 میلی‌متر استفاده شد که این اندازه‌ها با انجام آنالیز حساسیت مش انتخاب شد. به منظور شبیه‌سازی رفتار تماسی بین میلگردها با محیط بتنی اطراف خود و همچنین ورق‌های فولادی مدفون در بتن، از قید نواحی مدفون^{۱۲} استفاده شد. در تمامی مدل‌های دارای قاب بتنی پیش‌ساخته، برای اتصال گلدانی به ستون‌ها از قید تای^{۱۳} استفاده شد. همچنین در تمامی مدل‌ها تمامی جوش‌ها با استفاده از قید تای شبیه‌سازی شدند. از آنجایی که در مطالعه حاضر اتصال ستون‌ها به کف صلب به صورت مفصلی در نظر گرفته شده است، پایین‌گلدانی‌ها در مدل‌های دارای قاب بتنی پیش‌ساخته و همچنین پایین‌مقطع ستون در مدل‌های دارای قاب فولادی یک نقطه مرجع^{۱۴} تعریف شد که به ترتیب به کف گلدانی و مقطع ستون فولادی کوپل شد که درجات آزادی انتقالی آن و درجات آزادی دورانی آن به جز در راستای اعمال بار مقید شد. همچنین به منظور معرفی سطوح تماسی، از اندرکنش تماسی سطح به سطح^{۱۵} با ضریب اصطکاک 0/35 استفاده شد [۲۳]. همچنین به منظور شبیه‌سازی رفتار دو بعدی سازه، تیرها در راستای عمود بر صفحه مقید شدند. با توجه به پیچیدگی مدل‌های عددی و تنوع المان‌ها و مصالح فولادی و بتنی، به منظور افزایش سرعت آنالیز، از روش حل صریح استفاده شد که

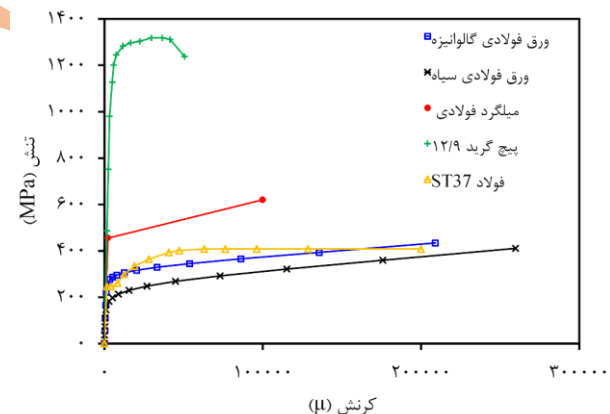
$$\varepsilon_{us} = 100 \left(\varepsilon_T - \frac{F_{tu}}{E} \right) \quad (8)$$

که در این رابطه ε_T کرنش در لحظه انهدام می‌باشد. از آنجایی که در زمان استفاده از نرم‌افزار آباکوس برای تحلیل‌های غیرخطی به تنش کرنش واقعی فولاد نیاز است، تنش کرنش مهندسی مطابق روابط (۹) و (۱۰) به تنش کرنش واقعی تبدیل می‌شوند.

$$\varepsilon_T = Ln(1 + \varepsilon_E) \quad (9)$$

$$\sigma_T = \sigma_E (1 + \varepsilon_E) \quad (10)$$

با توجه به اعمال بار چرخه‌ای به مدل‌های عددی در این مدل‌ها از رفتار سخت‌شوندگی کرنشی^{۱۱} ترکیبی در مشخصات مصالح پانل‌های دیوار برشی فولادی استفاده شد. برای نبشی‌ها، تیر و ستون فولادی، ورق‌ها و باکس مدفون در بتن از فولاد ST 37 استفاده شد. همچنین پیچ‌های اتصال با گرید 12/9 در نظر گرفته شده است [۲۲] و در نهایت برای میلگردها از فولاد رده S400 استفاده شده که در شکل (۹) منحنی تنش کرنش فولادها نشان داده شده است.



شکل ۹: منحنی تنش کرنش فولادهای مصرفی در مدل عددی

۳-۳- مش بندی، قیده‌ها، سطوح تماسی و شرایط مرزی

در مدل‌های عددی در مطالعه حاضر، برای مش‌بندی دیوارهای برشی فولادی، تیرها و ستون‌های فولادی و ورق‌های فولادی مدفون

^{۱۲} Reference Point

^{۱۵} Surface to Surface

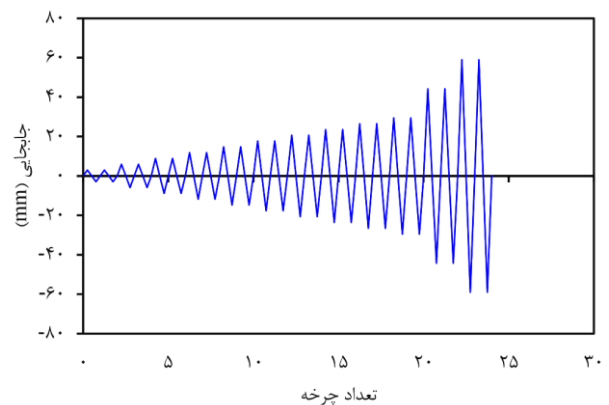
^{۱۱} Strain Hardening

^{۱۲} Embedded Region

^{۱۳} Tie

شکل‌های (۱۴) و (۱۵) به ترتیب توزیع تنش در مدل‌های RC Frame-Rigid-M و RC Frame-Rigid-M نشان داده شده‌است. در این دو مدل برای پانل فولادی از مصالح ورق فولادی سیاه به کار برده شد. در مدل RC Frame-Simple-M همانند مدل مشابه با ورق فولادی گالوانیزه، کرنش‌های پلاستیک بر روی پانل فولادی توزیع شده‌است و قاب بتنی پیش‌ساخته در حالت الاستیک قرار دارد اما در مقابل در مدل RC Frame-Rigid-M با توجه به اینکه قاب پیرامونی در تحمل نیروی جانبی مشارکت داشته‌است، علاوه بر پانل فولادی، قاب بتنی پیش‌ساخته در ناحیه چشمه اتصال دچار آسیب شده‌است؛ که در شکل (۱۶) مقایسه منحنی نیرو-جابجایی دو مدل نشان داده شده‌است و با توجه به آن مقدار بیشینه نیرو در مدل با قاب بتنی مفصلی و خمشی به ترتیب برابر با 159/3 و 211/6 کیلونیوتن می‌باشد که با تغییر اتصال تیر به ستون از حالت مفصلی به خمشی، مقاومت نهایی به میزان 33% افزایش پیدا کرده‌است.

برای این منظور در ماژول استپ^{۱۶} از حلگر دینامیکی صریح^{۱۷} استفاده شد و در نهایت بار چرخه‌ای در تراز تیر بالا مطابق پروتکل بارگذاری ACI-374 [۲۰] به مدل‌ها اعمال شد که در شکل (۱۰) قابل مشاهده‌است.



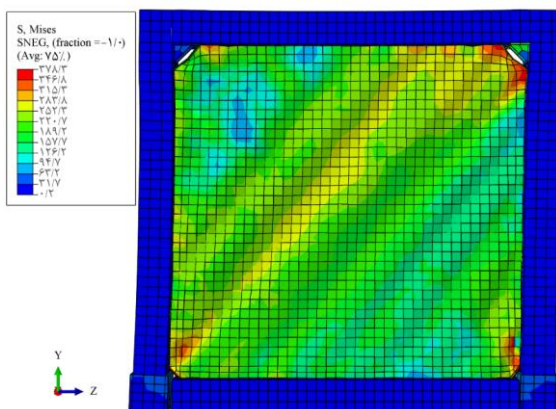
شکل ۱۰: بار چرخه‌ای اعمالی به مدل‌های عددی

۴- نتایج تحلیل مدل‌های عددی

۴-۱- مدل‌های دیوار برشی فولادی با قاب بتنی پیش‌ساخته

در این مطالعه، مدل‌های عددی تا 2% جابجایی نسبی طبقه تحت بار چرخه‌ای قرار گرفتند. در شکل (۱۱) توزیع تنش در جابجایی 59/48 میلی‌متر در مدل RC Frame-Simple-G نشان داده شده‌است که در این مدل توزیع تنش‌های ماکزیمم در گوشه‌های اتصال ورق به المان‌های مرزی متمرکز شده‌است. در شکل (۱۲) توزیع تنش در مدل RC Frame-Rigid-G در جابجایی مشابه مدل قبل نشان داده شده‌است؛ در این مدل در ناحیه اتصال تیر به ستون در ستون‌ها مفصل پلاستیک تشکیل شده‌است، در حالی که بررسی‌ها نشان می‌دهد به اجزای اتصال خمشی آسیب قابل توجهی وارد نشده‌است.

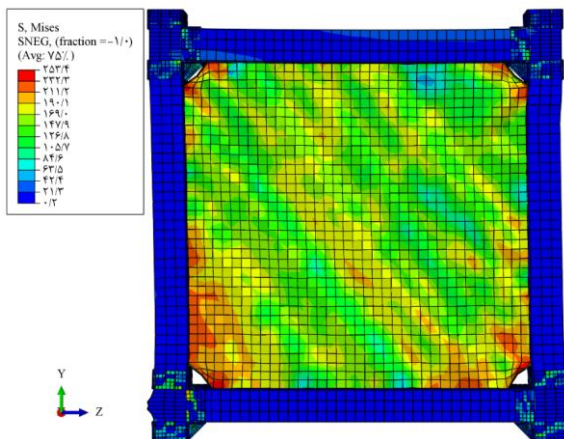
در شکل (۱۳) مقایسه منحنی نیرو-جابجایی این دو مدل نشان داده شده‌است. در این دو مدل مقدار بیشینه نیرو در مدل‌های با اتصال تیر به ستون مفصلی و خمشی به ترتیب برابر با 196 و 240/2 کیلونیوتن می‌باشد. از آنجایی که در مدل با اتصال خمشی، قاب پیرامونی در ظرفیت باربری سیستم مشارکت داشته‌است، استفاده از قاب خمشی سبب افزایش 22 درصدی مقاومت نهایی شده‌است.



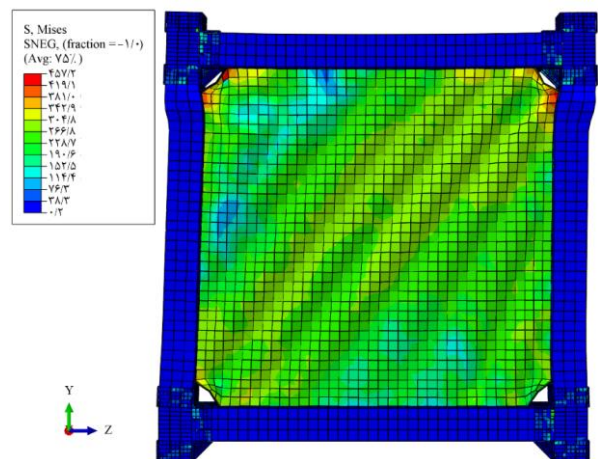
شکل ۱۱: توزیع تنش در مدل RC Frame-Simple-G

^{۱۷} Dynamic Explicit

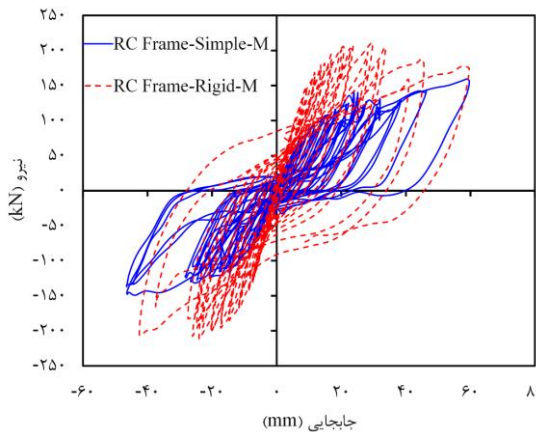
^{۱۶} Step Module



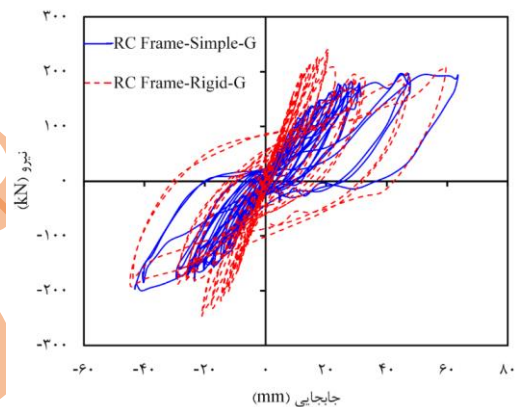
شکل ۱۵: توزیع تنش در مدل RC Frame-Rigid-M



شکل ۱۲: توزیع تنش در مدل RC Frame-Rigid-G



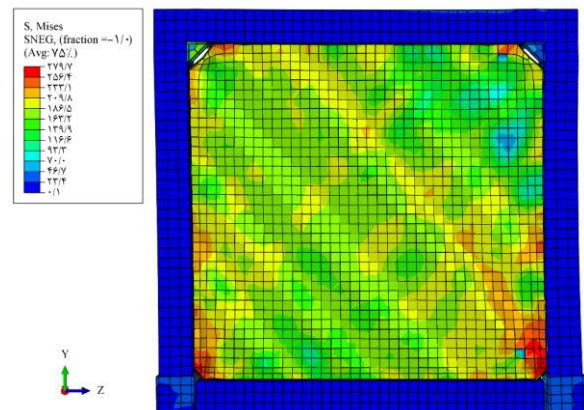
شکل ۱۶: مقایسه منحنی نیرو جابجایی دیوار برشی فولادی سیاه با قاب بتنی پیش ساخته



شکل ۱۳: مقایسه منحنی نیرو جابجایی دیوار برشی فولادی گالوانیزه با قاب بتنی پیش ساخته

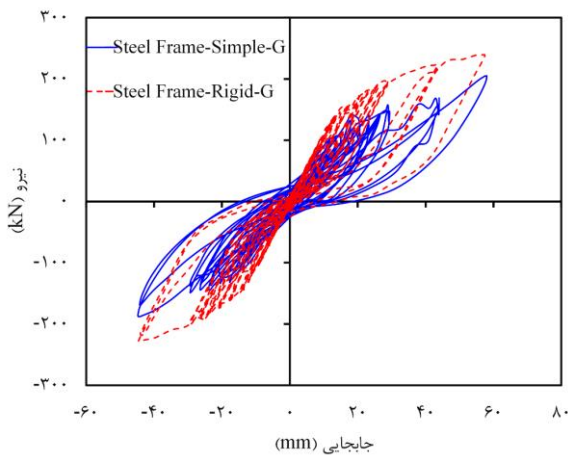
۴-۲- مدل های دیوار برشی فولادی با قاب فولادی

در شکل (۱۷) توزیع تنش در مدل Steel Frame-Simple-G در سیکل آخر بارگذاری نشان داده شده است. همانطور که قابل مشاهده است میدان کشش قطری بر روی پانل فولادی گالوانیزه تشکیل شده است. در شکل (۱۸) توزیع تنش در مدل Steel Frame-Rigid-G نشان داده شده است که در این مدل با تغییر اتصالات قاب پیرامونی از حالت مفصلی به خمشی، کرنش های پلاستیک بر روی قاب خمشی فولادی نیز توزیع شده است. در شکل (۱۹) مقایسه منحنی نیرو-جابجایی دو مدل نشان داده شده است که بر اساس آن مقدار بیشینه نیرو دیوارهای برشی فولادی گالوانیزه با قاب پیرامونی با اتصال تیر به ستون مفصلی و خمشی به ترتیب برابر با 204/8 و 239/5 کیلونیوتن می باشد که با تغییر نوع اتصال از

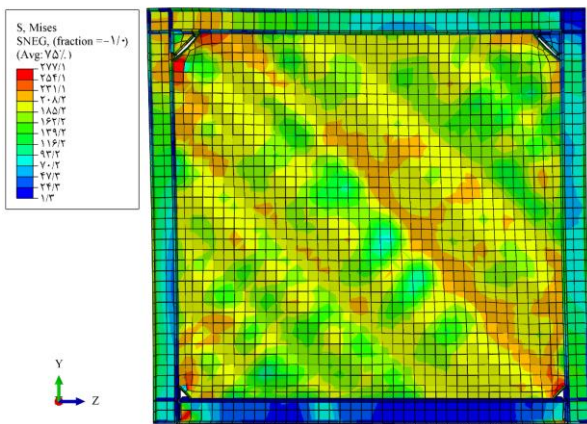


شکل ۱۴: توزیع تنش در مدل RC Frame-Simple-M

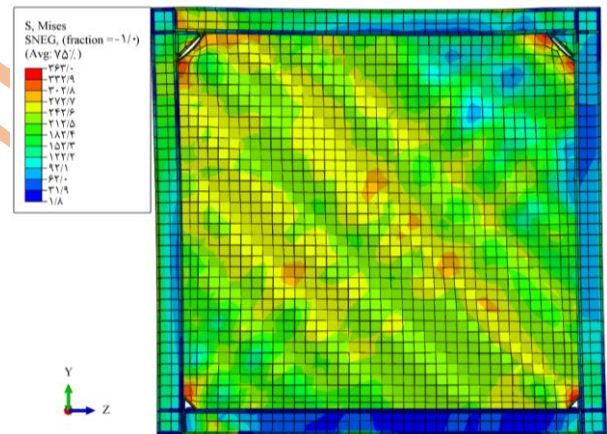
مفصلی به خمشی، مقاومت نهایی سازه به میزان 17% افزایش پیدا کرده است. در شکل (۲۰) توزیع تنش در مدل Steel Frame-Simple-M در سیکل آخر بارگذاری نشان داده شده است که در این مدل نیز بیشینه تنش‌ها در گوشه‌های اتصال ورق به قاب پیرامونی متمرکز شده است. در شکل (۲۱) توزیع تنش در مدل Steel Frame-Rigid-M نشان داده شده است که در این مدل بیشینه تنش‌ها در چشمه‌های اتصال تیر به ستون فولادی متمرکز شده است که در شکل (۲۲) مقایسه منحنی نیرو-جابجایی دیوارهای برشی فولادی سیاه با قاب فولادی نشان داده شده است که بر اساس آن بیشینه مقدار نیرو در مدل دیواربرشی فولادی سیاه با قاب فولادی با اتصال تیر به ستون مفصلی و خمشی به ترتیب برابر با 169 و 202/3 کیلونیوتن است که با تغییر اتصال تیر به ستون از حالت مفصلی به خمشی مقاومت نهایی به میزان 20% افزایش یافته است.



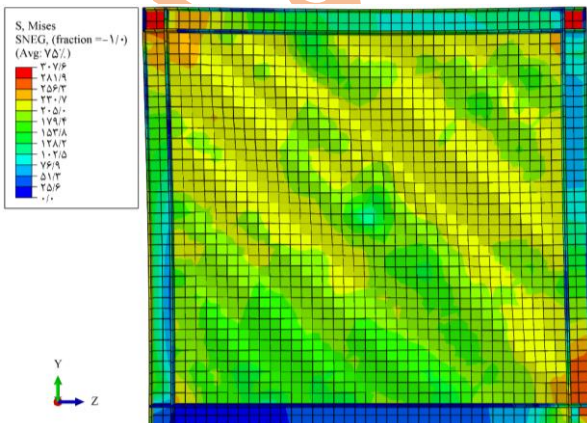
شکل ۱۹: مقایسه منحنی نیرو جابجایی دیوار برشی فولادی گالوانیزه با قاب فولادی



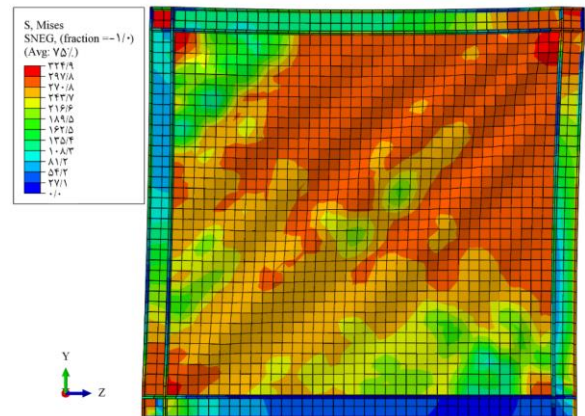
شکل ۲۰: توزیع تنش در مدل Steel Frame-Simple-M



شکل ۱۷: توزیع تنش در مدل Steel Frame-Simple-G

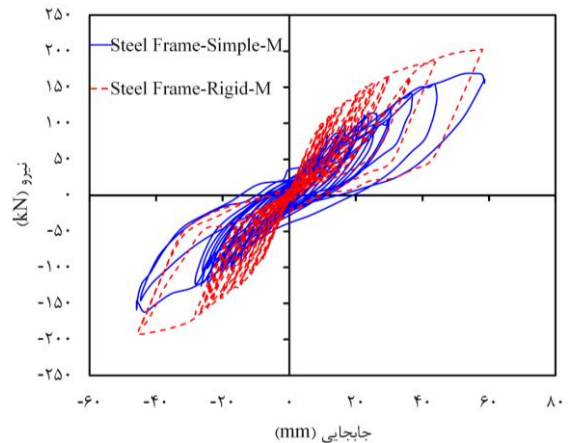


شکل ۲۱: توزیع تنش در مدل Steel Frame-Rigid-M



شکل ۱۸: توزیع تنش در مدل Steel Frame-Rigid-G

نشان می‌دهد. هر چه مقدار این پارامتر بیشتر باشد نشانگر این نکته است که سهم بیشتری از انرژی ورودی به سازه مستهلک شده‌است. در جدول (۲) مقایسه پارامترهای سختی، مقاومت و جذب انرژی تجمعی مدل‌های عددی نشان داده شده‌است. مقایسه سختی اولیه مدل‌ها نشان می‌دهد که با تغییر اتصال تیر به ستون از حالت مفصلی به خمشی، سختی اولیه به مقدار قابل توجهی افزایش پیدا کرده‌است به طوری که در مدل دیواربرشی فولادی سیاه با قاب بتنی پیش‌ساخته، با تغییر اتصال تیر به ستون از مفصلی به خمشی، سختی اولیه به میزان 66% افزایش پیدا کرده‌است. بررسی‌ها نشان می‌دهد از آنجایی که تنش نهایی فولاد گالوانیزه از فولاد سیاه بیشتر است، مقاومت نهایی مدل‌های دارای پانل فولادی گالوانیزه نسبت به مدل‌های دارای فولاد سیاه افزایش پیدا کرده‌است و همچنین از آنجایی که قاب پیرامونی در حالتی که دارای اتصال تیر به ستون خمشی است در برابر نیروی جانبی مقاومت می‌کند؛ بیشترین میزان مقاومت نهایی مربوط به مدل RC Frame-Rigid-G می‌باشد مقدار آن برابر با 240/2 کیلونیوتن است که نسبت به مدل مشابه با اتصال مفصلی به میزان 22% افزایش پیدا کرده‌است. همچنین بررسی جذب انرژی تجمعی مدل‌های عددی نشان می‌دهد از آنجایی که در مدل‌های دارای قاب با اتصال مفصلی، تنها ورق پانل فولادی در برابر بار جانبی مقاومت



شکل ۲۲: مقایسه منحنی نیرو-جابجایی دیوار برشی فولادی سیاه با قاب فولادی

۵- محاسبه پارامترهای لرزه‌ای

۵-۱ - سختی، مقاومت و جذب انرژی

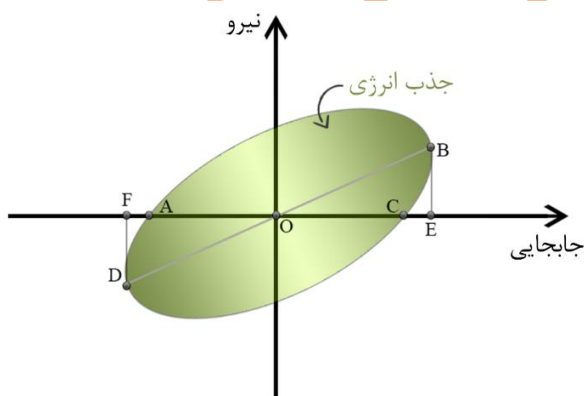
به منظور بررسی و مقایسه سختی مدل‌ها از سختی اولیه که برابر با شیب منحنی نیرو-جابجایی در ناحیه الاستیک است، استفاده شد. میزان ظرفیت جذب انرژی (E_A) هر سیستم سازه‌ای، توسط سطح زیر منحنی نیرو-جابجایی طبق رابطه (۱۱) محاسبه می‌گردد که در آن مقدار جابجایی نهایی و مقدار نیروی محوری وارد شده به سازه است.

$$E_A = \int_0^d P(x) dx \quad (11)$$

همچنین جهت مقایسه نحوه اتلاف انرژی از میرایی ویسکوز معادل مطابق رابطه (۱۲) استفاده شده‌است [۲۱].

$$\xi_{eq} = \frac{E_d}{2\pi E_{s0}} = \frac{S_{(ABC+CDA)}}{2\pi \times S_{(OBE+ODF)}} \quad (12)$$

در این رابطه، $S_{(ABC+CDA)}$ مساحت نیمه بالایی و پایینی منحنی هیستریزیس و $S_{(OBE+ODF)}$ مساحت نواحی مثلثی نشان داده شده در شکل (۲۳) است. میرایی ویسکوز معادل نسبت انرژی مستهلک شده در یک چرخه E_d به انرژی جذب شده در حالت الاستیک در همان چرخه E_{s0} می‌باشد. از آنجایی که این تعریف یک پارامتر بدون بعد است به خوبی تفاوت مدل‌ها در جذب انرژی را



شکل ۲۳: محاسبه ضریب میرایی ویسکوز معادل

جدول ۲: مقایسه پارامترهای سختی، مقاومت و جذب انرژی

مدل	سختی اولیه (kN / mm)	مقاومت (kN)	جذب انرژی ($kN \cdot m$)
RC Frame-Simple-G	11/35	196	38
RC Frame-Rigid-G	19/35	240/2	73/6
RC Frame-Simple-M	11/66	159/3	32/5
RC Frame-Rigid-M	19/4	211/6	71/3
Steel Frame-Simple-G	8/88	204/8	30/8
Steel Frame-Rigid-G	11/93	239/5	21
Steel Frame-Simple-M	7/08	169	30/3
Steel Frame-Rigid-M	12/22	202/3	20/6

۵-۲- پارامترهای لرزه‌ای بر مبنای روش ASCE 41-17

در مطالعه حاضر از روش دوخطی یوانگ [۲۶] برای تخمین ضرایب رفتار استفاده شده است. منحنی پاسخ واقعی و دو خطی یوانگ در شکل (۲۵) نشان داده شده است که بر اساس آن ضریب رفتار مطابق رابطه (۱۳) قابل محاسبه است.

$$R = \frac{V_e}{V_S} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_S} = R_{\mu} \Omega_0 \quad (13)$$

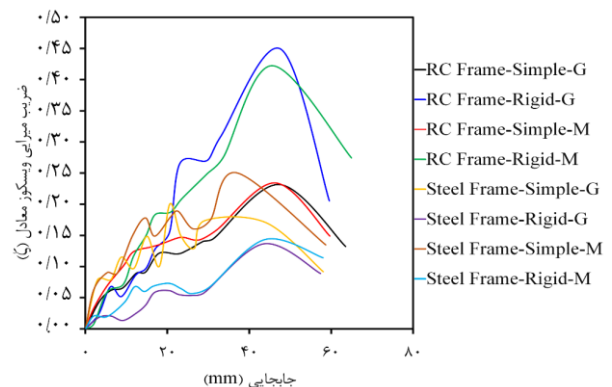
با توجه به اینکه روش‌های متفاوتی برای محاسبه ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری R_{μ} نظیر روش نیومارک و هال [۲۷]، روش میراندا و برترو [۲۸] و روش کراوینکلر و نصار [۲۹] وجود داشته و در میان این روش‌ها به غیر از روش نیومارک و هال، در بقیه آنها تعیین نوع خاک در محل سازه عامل مهمی در تعیین ضریب رفتار می‌باشد. لذا از روش نیومارک و هال برای تعیین R_{μ} استفاده می‌شود. مطابق این روش میزان R_{μ} برای سه حالت تعیین می‌گردد که در حالت (۱) برای سازه‌های نرم با فرکانس کوچکتر از یک هرتز $R_{\mu} = \mu$ ، در حالت (۲) برای سازه‌های سخت با فرکانس بین ۲ تا ۸، $R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$ و در حالت (۳) برای سازه‌های بسیار سخت با فرکانس بالای ۳۳ هرتز $R_{\mu} = 1$ است. اضافه مقاومتی که بین سطح تسلیم واقعی سازه V_y و سطح اولین تسلیم سازه V_S وجود دارد معمولاً در چارچوب ضریب اضافه مقاومت تعریف می‌شود که ضریب مقاومت افزون (Ω_0) مطابق رابطه (۱۴) می‌باشد. همچنین ضریب تغییر مکان جانبی (C_d) به صورت رابطه (۱۵) تعریف می‌شود.

$$\Omega_0 = \frac{V_y}{V_S} = \frac{\Delta_y}{\Delta_S} \quad (14)$$

$$C_d = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_S} = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \frac{\Delta_y}{\Delta_S} = \mu \Omega_0 \quad (15)$$

بررسی‌ها نشان داد که مقدار پیشنهادی ضریب C_d برای دیوارهای برشی فولادی ویژه مطابق نشریه ASCE برابر با ۶ می‌باشد و مقدار میانگین ضریب C_d در مدل‌های عددی مطابق جدول (۳) برابر با ۱۰/۷ می‌باشد که نسبت به مقدار پیشنهادی به میزان ۷۸٪ بیشتر شده است. همچنین مقدار پیشنهادی ضریب اضافه مقاومت برای دیوارهای برشی فولادی مطابق نشریه ASCE برابر با ۲ است و نیز

کرد، لذا جذب انرژی در مدل‌های دارای قاب خمشی نسبت به حالت قاب مفصلی افزایش پیدا می‌کند. به طوری که در این مدل‌ها همانند مقاومت نهایی، بیشترین میزان جذب انرژی مربوط به مدل RC Frame-Rigid-G می‌باشد که در آن جذب انرژی نسبت به مدل مشابه با قاب بتنی مفصلی به میزان ۹۴٪ افزایش پیدا کرده است. در شکل (۲۴) مقایسه ضریب میرایی معادل مدل‌های عددی نشان داده شده است که بیشترین ضریب میرایی معادل مربوط به مدل RC Frame-Rigid-G می‌باشد و مقدار آن در حالت بیشینه برابر با ۰/۴۵ است؛ از آنجایی که این نمودارها نشان‌دهنده میزان ظرفیت استهلاک انرژی در هر سیکل بارگذاری است. همانطور که قابل مشاهده است از آنجایی که در سیکل نهایی صرفاً جابجایی در حالت کششی به مدل‌ها اعمال شده است، ضریب میرایی ویسکوز در سیکل نهایی افت پیدا کرده است.



شکل ۲۴: مقایسه ضریب میرایی ویسکوز معادل مدل‌های عددی

محدود آباکوس تحت اثر بار چرخه‌ای تحلیل شد. در این مدل‌ها به بررسی تاثیر نوع مصالح ورق فولادی، نوع قاب پیرامونی و نوع اتصال تیر به ستون در قاب پیرامونی بر عملکرد دیواربرشی فولادی پرداخته شد. در ادامه با بررسی پارامترهای سختی، مقاومت، جذب انرژی، ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان، ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل‌پذیری و ضریب رفتار مدل‌های عددی بررسی شد که نتایج حاصل از این مطالعه به این شرح است:

۱- در اتصالات تیر به ستون در حالت خمشی، از آنجایی که قاب پیرامونی در برابر بار جانبی مقاومت می‌کند سختی اولیه، مقاومت نهایی و جذب انرژی تجمعی مدل‌های عددی دارای قاب خمشی نسبت به مدل مشابه با اتصال تیر به ستون مفصلی به صورت میانگین به ترتیب به میزان 61%، 23% و 42% بیشتر شده است.

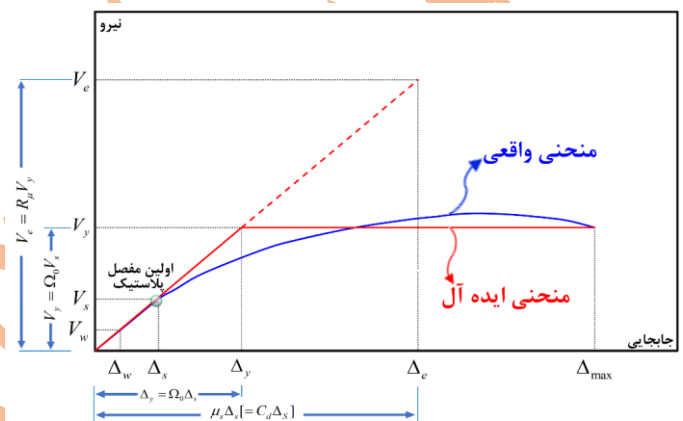
۲- بررسی ضرایب میرایی ویسکوز معادل مدل‌ها نشان داد که در حالت کلی، مدل‌های دارای قاب پیرامونی بتنی پیش‌ساخته از ظرفیت استهلاک انرژی بالاتری برخوردار هستند به طوری که، بیشترین میزان ضریب میرایی مربوط به دیواربرشی فولادی گالوانیزه با قاب خمشی بتنی پیش‌ساخته است که مقدار آن برابر با 0/45 است در حالی که بیشترین میزان ضریب میرایی ویسکوز معادل مدل مشابه با قاب خمشی فولادی برابر با 0/14 است.

۳- مقدار میانگین ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان برای مدل‌های دیوار برشی فولادی با اتصال تیر به ستون مفصلی و خمشی به ترتیب برابر با 10/6 و 10/9 می‌باشد؛ این نشان می‌دهد که با تغییر اتصال قاب پیرامونی از حالت مفصلی به خمشی ضریب بزرگ‌نمایی تغییرمکان 3% بیشتر شده است.

۴- بیشترین میزان ضریب رفتار در مدل‌های دارای قاب بتنی پیش‌ساخته برابر با 6/2 است که مربوط به مدل دارای قاب بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی است در حالی که در مدل‌های دارای قاب فولادی، بیشترین میزان ضریب رفتار مربوط به مدل دیوار برشی فولادی سیاه با قاب فولادی با اتصال مفصلی می‌باشد. این نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار ورق‌های سیاه نسبت به ورق‌های فولادی گالوانیزه بیشتر شده است.

۵- از آنجایی که در مدل‌های دارای قاب خمشی بتنی پیش‌ساخته، مشخصات هندسی تیر و ستون برای اتصال خمشی طراحی نشده

میانگین مقدار ضریب اضافه مقاومت مدل‌های عددی برابر با 2 می‌باشد که نسبت به مقدار پیشنهادی در نشریه ASCE تغییری پیدا نکرده است. همچنین مقدار پیشنهادی ضریب رفتار برای دیوارهای برشی فولادی ویژه مطابق نشریه ASCE برابر با 7 می‌باشد؛ این در حالی است که مقدار میانگین ضریب رفتار مدل‌های عددی برابر با 6/2 است که نسبت به مقدار پیشنهادی در نشریه ASCE به میزان 11% کمتر شده است.



شکل ۲۵: منحنی واقعی مدل و مشخصات منحنی دوخطی یوانگ

جدول ۳: مقایسه پارامترهای لرزه‌ای

مدل	C_d	Ω_0	R	R_μ	μ
RC Frame-Simple-G	10/2	2/2	6/2	2/9	4/8
RC Frame-Rigid-G	11/5	1/7	6	3/5	6/7
RC Frame-Simple-M	11/3	1/8	6/2	3/4	6/2
RC Frame-Rigid-M	11/3	1/7	6	3/5	6/6
Steel Frame-Simple-G	9/7	2	5/9	3	4/9
Steel Frame-Rigid-G	9/8	2/1	6/1	2/9	4/6
Steel Frame-Simple-M	11	2/4	6/8	2/9	4/6
Steel Frame-Rigid-M	11	2/1	6/5	3	5/2

۶ - نتیجه گیری

در نوشتار حاضر به بررسی تاثیر استفاده از قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با اتصال تیر به ستون مفصلی در دیوارهای برشی فولادی پرداخته شد. برای این منظور 8 مدل عددی با نرم‌افزار اجزاء

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2022.107404>

[۹] Akın, E., Korkmaz, S. Z., Korkmaz, H.H. and Diri, E., ۲۰۱۶. "Rehabilitation of Infilled Reinforced Concrete Frames with Thin Steel Plate Shear Walls", *Journal of Performance of Constructed Facilities*, ۳۰(۴), pp. ۰۴۰۱۵۰۹۸.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CF.1943-5509.0000840](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0000840)

[۱۰] Behnamfar, F., Rafizadeh, H. and Omid, M., ۲۰۱۵. "Innovative connections for precast concrete moment resisting frames", *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, ۴۸(۳), pp. ۲۰۴-۲۲۱.

<http://doi.org/10.5459/bnzsee.48,3,204-221>

[۱۱] Zheng-Ying, L., Shao-Bo, K., Huan, H., Wan-Qing, L., Hong-Jun, L. and Cheng-Jie, ۲۰۲۳. "Seismic behaviour of precast concrete beam-column connections with bolted end plates". *Structures*, ۵۸, p. ۱۰۵۳۴۳.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2023.105343>

[۱۲] Guan, M., Xiao, J., Wang, Y., Zhang, Y., Liang, Z. and Lai, Z., ۲۰۲۳. "Seismic behavior of innovative precast hybrid steel reinforced concrete beam-column connections". *Journal of Constructional Steel Research*, ۲۰۳, p. ۱۰۷۸۱۷.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.107817>

[۱۳] Liang, W., Wang, X., Yang, B., Xie, C. and Lu, W., ۲۰۲۳. "Seismic behavior of self-centering concrete-filled square steel tubular frame with slit steel plate shear walls". *Journal of Constructional Steel Research*, ۲۱۱, p. ۱۰۸۲۱۲.

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2023.108212>

[۱۴] Tahamouli Roudsari, M., Torkaman, M., Entezari, A.R., Rahimi, H. and Niazi, K., ۲۰۱۹. "Experimental investigation of strengthening reinforced concrete moment resisting frames using partially attached steel infill plate". *Structures*, ۱۹, p. ۱۷۳-۱۸۳.

<https://doi.org/10.1016/j.istruc.2019.101009>

[۱۵] Ma, F., Deng, M., Ma, Y., Lü, H., Yang, Y. and Sun, H., ۲۰۲۱. "Experimental Study on Interior Precast Concrete Beam-Column Connections with Lap-Spliced Steel Bars in Field-Cast RPC", *Engineering Structures*, ۲۲۸. doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.111481

[۱۶] Zhang, Y. and Li, D., ۲۰۲۱. "Development and Testing of Precast Concrete-Filled Square Steel Tube Column-to-RC Beam Connections under Cyclic Loading", *Construction and Building Materials*, ۲۸۰. doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2021.122540

[۱۷] Koopaezadeh, J., Behnamfar, F. and Javaheritafti, M.R., ۲۰۲۴. "Laboratory evaluation of cyclic behavior of prefabricated concrete frame system with steel shear wall". ۱۳th International Congress of Civil Engineering, Tehran.

<https://civilica.com/doc/1852670>

[۱۸] Vian, D., Bruneau, M., Tsai, K.C. and Lin, Y.-C., ۲۰۰۹. "Special Perforated Steel Plate Shear Walls with

است و صرفاً نوع اتصال تیر به ستون از حالت مفصلی به خمشی تغییر پیدا کرده است، مقدار ضرایب رفتار مدل‌های عددی دارای قاب خمشی بتنی نسبت به مقادیر پیشنهادی در نشریه ASCE برای دیوارهای برشی فولادی ویژه کمتر شده است.

۶- در مدل‌های دارای قاب فولادی با توجه به اینکه مدل تا لحظه گسیختگی بارگذاری نشده است و صرفاً برای مقایسه با مدل‌های عددی مشابه با قاب بتنی تا حدود ۲ درصد جابجایی نسبی طبقه تحت بار چرخه‌ای بررسی شده است، مقدار ضریب رفتار این مدل‌ها نسبت به مقدار پیشنهادی در نشریه ASCE کمتر شده است.

منابع

[۱] ASCE ۴۱-۱۷, ۲۰۱۷. "Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings". American Society of Civil Engineers, Virginia, DC.

[۲] T.M. Roberts., ۱۹۹۵. "Seismic Resistance of Steel Plate Shear Walls", *Engineering Structures*, ۱۷(۵), pp. ۳۴۴-۳۵۱.

[https://doi.org/10.1016/0141-0296\(95\)00017-2](https://doi.org/10.1016/0141-0296(95)00017-2)

[۳] Hatami, F. and Rahai, A. R., ۲۰۰۹. "Seismic Behavior of Composite Shear Walls Under Cyclic Loading", *Sharif Journal of Civil Engineering*, ۲۴(۴۱,۶), pp. ۲۱-۳۱. [In Persian].

<https://sid.ir/paper/128239/fa>

[۴] Khazaei-Poul, M., Alavi, E. and Nateghi-Alahi, F., ۲۰۱۲. "Experimental and Analytical Study on Concentrically Braced Frame System Combined with Steel Shear Panel", *Sharif Journal of Civil Engineering*, ۲۸(۴), pp. ۱۴۷-۱۵۴. [In Persian].

[۵] Zeynalian, M. and ZareZadeh, A., ۲۰۱۸. "Study of Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Frames Sheathed by Fiber Cement Boards", *Sharif Journal of Civil Engineering*, ۳۳, ۲(۴,۲), pp. ۸۱-۹۰. [In Persian].

<https://doi.org/10.24200/j30.2018.1276>

[۶] Gholhaki, M., Bypour, M. and Rezaifar, O., ۲۰۱۹. "Rehabilitation Assessment of Reinforced Concrete Frame with Steel Plate Shear Walls Due to Different Connection Methods", *Sharif Journal of Civil Engineering*, ۳۵, ۲(۱,۱), pp. ۵۵-۶۵. [In Persian].

<https://sid.ir/paper/128077/fa>

[۷] Parvizi, M., Fathi, M. and MajidZamani, S., ۲۰۲۰. "Experimental Study of the Interaction Between Steel Plate Shear Wall and Concrete Frame", *Sharif Journal of Civil Engineering*, ۳۶, ۲(۲,۲), pp. ۶۳-۷۱. [In Persian].

<https://doi.org/10.24200/j30.2019.52489,2478>

[۸] Parvizi, M., Fathi, M., Majid Zamani, S. S., Shakib, H. and Karami, A., ۲۰۲۲. "Experimental and numerical study of concrete frames with steel plate shear walls", *Journal of Constructional Steel Research*, ۱۹۶.

Reduced Beam Section Anchor Beams. I: Experimental Investigation”, Journal of Structural Engineering, ۱۳۵(۳), pp.۲۱۱-۲۲۰.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0723-9445\(2009\)135:3\(211\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0723-9445(2009)135:3(211))

[۱۹] ABAQUS/Standard User's Manual: ۲۰۱۶. Version ۶,۱۴. Hibbitt, Karlsson, Sorensen, Inc.,(HKS).

[۲۰] Mander, J. B., Priestley, M.J N. and Park, R., ۱۹۸۸. “Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete”, Journal of Structural Engineering, ۱۱۴(۸), pp.۱۸۰۴-۱۸۲۶.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0723-9445\(1988\)114:8\(1804\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0723-9445(1988)114:8(1804))

[۲۱] Kamaya, M., ۲۰۱۶. “Ramberg–Osgood Type Stress–Strain Curve Estimation Using Yield and Ultimate Strengths for Failure Assessments”, International Journal of Pressure Vessels and Piping, ۱۷۳, pp.۱-۱۲. doi.org/10.1016/j.ijpvp.2015.04.001.

[۲۲] Ataei, A. and Zeynalian, M., ۲۰۲۱. “A Study on Structural Performance of Deconstruct able Bolted Shear Connectors in Composite Beams”, Structures, ۲۹, pp.۵۱۹-۵۳۳.

doi.org/10.1016/j.istruc.2020.11.065.

[۲۳] Rabbat, B.G. and Russell, H.G., ۱۹۸۵. “Friction Coefficient of Steel on Concrete or Grout”, Journal of Structural Engineering, ۱۱۱(۳), pp.۵۰۵-۵۱۵.

[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0723-9445\(1985\)111:3\(505\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0723-9445(1985)111:3(505))

[۲۴] ACI Committee ۳۷۴, ۲۰۱۹. “Guide for Testing Reinforced Concrete Structural Elements under Slowly Applied Simulated Seismic Loads”, American Concrete Institute.

[۲۵] Wang, M., Yang, W., Shi, Y. and Xu, J., ۲۰۱۵. “Seismic Behaviors of Steel Plate Shear Wall Structures with Construction Details and Materials”, J. Constr. Steel Res, ۱۰۷(۴), pp.۱۹۴-۲۱۰.

<http://dx.doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.01.007>

[۲۶] Uang, C.M., ۱۹۹۱. “Establishing R (or R_w) and C_d Factors for Building Seismic Provisions”, Journal of Structural Engineering, ۱۱۷(۱), pp.۱۹-۲۸.

[http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0723-9445\(1991\)117:1\(19\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0723-9445(1991)117:1(19))

[۲۷] Newmark, N.M. and Hall, W.J., ۱۹۸۲. “Earthquake spectra and Design”, Berkeley, California, Earthquake Engineering Research Inst.

[۲۸] Miranda, E. and Bertero, V.V., ۱۹۹۴. “Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design”, Earthquake Spectra, ۱۰(۲), pp.۳۵۷-۳۷۹.

<https://doi.org/10.1193/1.1585778>

[۲۹] Krawinkler, H. and Nassar, A.A., ۱۹۹۲. “Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities”, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings, eds. P. Fajfar and H. Krawinkler, New York, Elsevier Applied Science.

نشد