

مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط چند طبقه دارای اتصال تیر - ستون نوین با قاب‌های خمشی بتن مسلح

محمد کاظم شربتدار^{۱*}، آزاده حقیقت^۲، نعمت اله حیدریان^۳

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

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

۳- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان

*msharbatdar@semnan.ac.ir

تاریخ پذیرش: [۹۶/۸/۲۸]

تاریخ دریافت: [۹۵/۱۱/۲]

چکیده

قاب‌های مختلط خمشی بتنی - فولادی، به دلیل بهره مندی از مزایای بتن و فولاد به طور هم‌زمان، منجر به بهبود رفتار سازه‌های بلند شده است. در طی ۳۰ سال اخیر، به دلیل صرفه اقتصادی، مطالعات متعددی در زمینه قاب‌های مختلط صورت گرفته است. تجربیات نشان داده است که مهم‌ترین مسئله در چنین قاب‌هایی، اتصالات این قاب‌ها است. در این مقاله، به بررسی تحلیلی رفتار قاب‌های خمشی مختلط یک طبقه - یک دهانه و چهار و هفت و ده طبقه چهار دهانه، تحت بارگذاری جانبی پوش اور به صورت کنترل تغییر مکان، به روش اجزای محدود توسط نرم افزار ساینزمواستراکچر پرداخته شده است. قاب‌های مختلط مورد بررسی از نوعی اتصال مرکب پیشنهادی با ستون بتنی عبوری و تیر فلزی متصل، تشکیل شده‌اند که نمونه این اتصال به صورت آزمایشگاهی توسط مولفین ساخته و آزمایش شده است، نتایج حاکی از عملکرد مناسب قاب‌های خمشی مختلط متشکل از اتصال اشاره شده است. در این بررسی جابه‌جایی کل قاب و دررفت نسبی طبقات در قاب‌های با تعداد طبقات زیاد، نسبت به قاب‌های بتنی متداول کاهش یافته است. همچنین مرکب سازی اتصالات در قاب‌های مختلط منجر به افزایش ظرفیت باربری، شکل‌پذیری و سختی اولیه و جذب انرژی قاب نسبت به قاب بتنی، به ترتیب به میزان ۵۵٪، ۴۵٪، ۶۲٪ و ۱۱۶٪ شده است.

واژگان کلیدی: قاب‌های مختلط، اتصال پیشنهادی، ظرفیت باربری، شکل‌پذیری، سختی.

۱- مقدمه

و اتصال با ستون عبوری است. در روش اول تیر فولادی به طور ممتد از داخل ستون بتنی عبور کرده و جدا از مزیت‌هایی که این روش دارد، دارای اشکالاتی نیز است. یکی از مشکلات اجرایی آن در چگونگی آرماتورگذاری ستون است که باید به گونه‌ای باشد که تیر بتواند بدون برخورد با آرماتورهای طولی ستون، از داخل ناحیه

قاب‌های خمشی مختلط متشکل از ستون‌های بتنی و تیرهای فولادی هستند که به نام اختصاری RCS^۱ نامگذاری شده‌اند. اتصالات خمشی چنین قاب‌هایی به دو صورت اتصال با تیر عبوری

اتصال عبور نماید. همچنین طبق پژوهشهای پیشین مشخص شده که بار محوری ستون نقش تعیین کننده‌ای در عملکرد اینگونه اتصالات داشته به گونه‌ای که در طبقات فوقانی به دلیل کاهش نیروی محوری ستون، سختی و عملکرد اتصال، در همان سیکل‌های اولیه دچار کاهش شدید شده و مفصل پلاستیک در داخل ناحیه اتصال تشکیل می‌شود [1]. طبیعتاً کاربرد چنین اتصالاتی با جزئیات مربوطه خالی از اشکال نیست؛ اما نظر به صرفه اقتصادی چنین قاب‌هایی و کاهش زمان ساخت، مطالعات متعددی توسط پژوهشگران آغاز شد تا با ارائه جزئیات تعمیم یافته در این روش مشکلات مذکور را برطرف نمایند.

قاب‌های مختلط RCS در اواخر دهه ۱۹۷۰ در ایالت تگزاس آمریکا برای مناطق با لرزه‌خیزی کم و متوسط مورد توجه قرار گرفت و در اوایل دهه ۱۹۸۰ در ژاپن نیز پژوهش‌هایی در این زمینه آغاز شد. در سال ۱۹۸۹ مطالعات روی نمونه‌های آزمایشگاهی اتصال با تیر عبوری، در دانشگاه تگزاس، آغاز شد [2, 3]. نتیجه این آزمایش‌ها دستیابی به دو نوع کلی شکست، شکست برشی اتصال و شکست تکیه‌گاهی اتصال تحت بار لرزه‌ای بود که در نهایت این پژوهش‌ها منجر به انتشار راهنمای طراحی اتصالات خمشی تیر به ستون در قاب RCS شد (ASCE 1994)¹، از سال ۱۹۹۷ به بعد پژوهش‌ها در این زمینه بطور گسترده در آمریکا و ژاپن انجام شد [4]. در سال ۲۰۰۲ یک گروه آمریکایی- تایوانی، یک قاب سه طبقه RCS را با مقیاس واقعی مورد آزمایش قرار دادند، نتایج افزایش مقاومت و شکل‌پذیری اتصالات RCS را نسبت به اتصالات قاب-های خمشی بتنی و فولادی متداول نشان داد و در سال ۲۰۰۵ منجر به ارائه گزارشی شد که در آن گزارش برخی روابط موجود در راهنمای طراحی ASCE اصلاح گردید [9]. همچنین در همین سال تحقیقاتی درمورد انواع اتصال مختلط پیشنهادی از نوع تیر عبوری صورت گرفت [10]؛ اتصالات پیشنهادی شامل کاربرد بتن الیاف فولادی، بتن متشکل از الیاف مرکب کامپوزیت پایه سیمانی در محل عبور تیر فولادی، برای حفظ محصوریت بتن این ناحیه و خروج مفصل پلاستیک از ناحیه اتصال بودند. پژوهش‌ها نشان داد کاربرد بتن‌های الیافی، تأثیر به سزایی در کاهش عمق ترک و افت سختی

اتصال در سیکل‌های اولیه بارگذاری دارد. در طی سالیان ۲۰۰۳ تا ۲۰۱۶ پژوهش‌های دیگری به صورت آزمایشگاهی و عددی، برای بررسی رفتار لرزه‌ای اتصالات قاب‌های مختلط، ظرفیت باربری، حفظ سختی و جذب انرژی در دررفت‌های بالا صورت پذیرفت [11-13].

در کشورمان ایران نیز پژوهشگران زیادی مطالعات آزمایشگاهی و عددی را روی رفتار لرزه‌ای قاب‌های RCS با اتصالات تیر عبوری تعمیم نیافته و تعمیم یافته انجام دادند؛ گزارش‌ها حاکی از این بوده که رفتار لرزه‌ای قاب خمشی مختلط ویژه RCS متأثر از رفتار اتصالات آنها بوده و تغییر شکل‌های ناشی از اتصال روی رفتار کلی قاب قابل ملاحظه بوده و قابل چشم‌پوشی نیست. طرح اتصال نامناسب در چنین قاب‌هایی موجب بروز رفتار-های غیرخطی نامناسب قاب شده و موجب تشکیل مفصل در چشمه اتصال (ستون) شده و انهدام زودرس قاب را به دنبال خواهد داشت. بنابراین میزان قابلیت اطمینان به چنین قاب‌هایی (با طرح اتصال نامناسب)، با افزایش ارتفاع به شدت کاهش می‌یابد و حتی از قاب‌های بتنی و فولادی کمتر خواهد بود [1, 14-18].

بیشتر مطالعات تاکنون روی جزئیات اتصال تیر عبوری بوده و پژوهشهای اندکی روی طرح‌های اتصال ستون عبوری صورت پذیرفته است. پژوهش‌های پیشین نشان داده است که اتصالات RCS از نوع ستون عبوری، در صورتی که از سختی کافی برخوردار باشند نسبت به اتصالات از نوع تیر عبوری رفتار لرزه‌ای بهتری را از خود نشان می‌دهند [18]. با وجود این، شناسایی اتصال تیر به ستون با عملکرد لرزه‌ای و سازوکار انتقال نیروی مناسب ضروری است. از اینرو در این مقاله تأثیر رفتار یک اتصال نوین خمشی RCS با ستون عبوری در قاب بررسی شده است. برای این منظور ابتدا یک قاب مختلط یک طبقه - یک دهانه توسط دو نرم افزار اجزای محدود Abaqus و SeismoStruct مدل‌سازی شده و سپس نتایج با قاب بتنی مرجع مقایسه شده است. این قاب دارای اتصال RCS با ستون عبوری شامل دیافراگم‌های محیطی در پیرامون ستون و ورق میان-گذر داخل ستون است که در سال ۱۳۹۰ توسط پژوهشگران این مقاله در آزمایشگاه سازه دانشگاه سمنان ساخته و تحت بارگذاری رفت و برگشتی آزمایش شده است [19]. همچنین قاب‌های بتنی و مختلط ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه چهار دهانه در نرم‌افزار SeismoStruct

1 American society of civil engineers



Fig. 2. Constructed composite joint

جزئیات این اتصال در شکل (۱ و ۲) نشان داده شده است. بتن مورد استفاده دارای مقاومت فشاری ۲۸ روزه ۲۵ مگاپاسکال و فولاد مصرفی از نوع ST۳۷ بوده است.

۳- مدل سازی قاب بتنی یک طبقه با نرم-افزارهای Abaqus و SeismoStruct و درستی-آزمایی

به منظور بررسی تأثیر رفتار اتصال پیشنهادی در قاب مختلط، قاب بتنی آزمایش شده توسط همتی [21]، به عنوان نمونه مرجع برای مقایسه با قاب مختلط معادل آن در نظر گرفته شده است. مشخصات قاب بتنی مرجع در شکل‌های (۳ و ۴) نشان داده شده است. بتن مورد استفاده دارای مقاومت فشاری ۴۸ مگاپاسکال و آرماتورهای مصرفی از نوع AIII با مقاومت تسلیم ۴۱۲/۱ مگاپاسکال و مقاومت نهایی ۶۶۱/۹ مگاپاسکال است.

شکل ۳. شمای کلی چگونگی انجام آزمایش قاب بتنی مرجع



Fig. 3. loading of reference concrete frame

مدل سازی و تحت بارگذاری پوش اور بررسی شده‌اند.

در طراحی مقاطع تیر و ستون قاب‌های مختلط، باید معیار تیر ضعیف - ستون قوی (SCWB)^۱ برقرار باشد تا مفصل پلاستیک تا حد امکان از ستون و چشمه اتصال دور شده و در تیر و در فاصله مناسب از ستون تشکیل شود. برای این منظور باید رابطه (۱) برقرار باشد که برابر با نسبت مجموع مقاومت‌های خمشی اسمی ستون-های متصل به اتصال به مجموع مقاومت‌های پلاستیک تیرهای متصل به اتصال است [9].

$$\frac{\sum M_c}{\sum M_b} \geq 1 \quad (1)$$

۲- معرفی نمونه آزمایشگاهی اتصال مختلط پیشنهادی بکار رفته جهت تشکیل قاب‌ها

اتصال مختلط شامل اتصال تیر فلزی به ستون بتنی دارای دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر بصورت آزمایشگاهی ساخته شده و تحت بار رفت و برگشتی به صورت کنترل تغییر مکان در انتهای تیر، مورد آزمایش قرار گرفته است [19، 20] که برای تشکیل قاب‌های مختلط در این مقاله انتخاب شده است. در این اتصال خاموت‌های ستون در ناحیه ۸۰۰ میلی متری میانی ستون به دلیل محصور شدن بتن توسط غلافی فولادی حذف شده است.

شکل ۱. جزئیات نمونه مختلط پیشنهادی

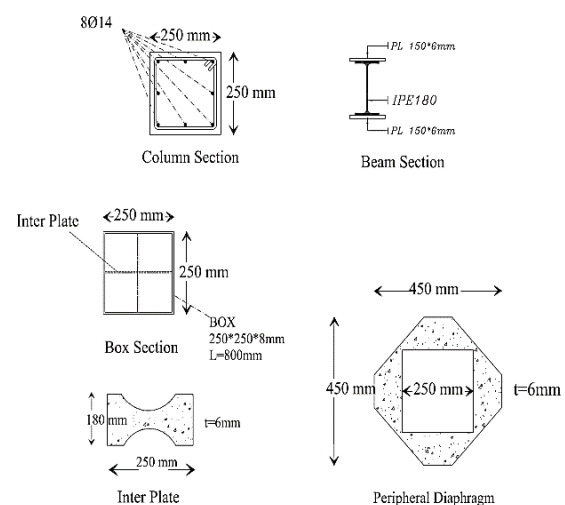


Fig. 1. Details of proposed composite sample

شکل ۲. نمونه اتصال مختلط ساخته شده

1 Strong column- weak beam

سپس سخت‌شدگی در نظر گرفته شده است [22]. میلگردهای فولادی با قید Embedded region در بتن به صورت مدفون در نظر گرفته شده‌اند. برای مش‌بندی اعضای بتنی از المان‌های C3D8R¹ (المان‌های آجری توپر هشت گرهی با انتگرال گیری کاهش یافته) و برای آرماتورهای فولادی از المان‌های T3D2² (المان‌های خطی دو گرهی خربایی) استفاده شده است.

برای تعریف رفتار بتن از مدل con-ma که در لیست مصالح نرم افزار موجود، استفاده شده است. برای تعریف فولاد مورد استفاده از مدل Stl-bl (Bilinear steel model) استفاده شده است. منحنی رفتار این مصالح در شکل (۵) نشان داده شده است.

شکل ۵. منحنی تنش - کرنش بتن و فولاد در نرم افزار SeismoStruct

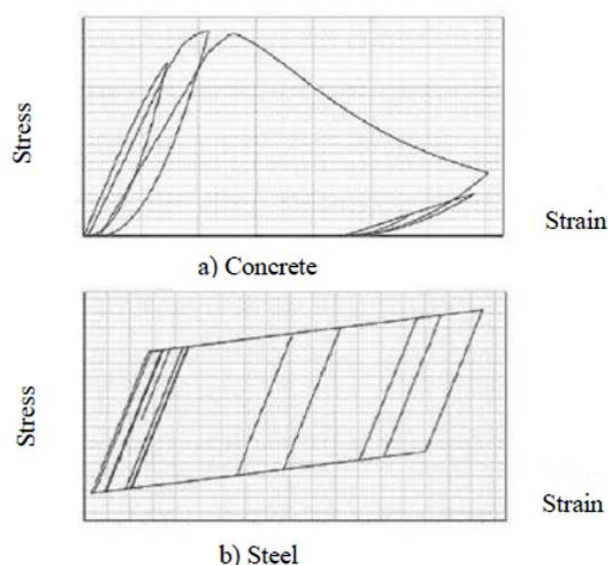


Fig. 5. Stress-strain curve of concrete and steel in SeismoStruct

۳-۲- درستی آزمایشی

به منظور بررسی صحت مدل‌سازی انجام شده در دو نرم افزار، نمودارهای برش‌پایه و جابه‌جایی قاب در هر دو حالت در شکل (۶) رسم شده و با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. انطباق قابل ملاحظه‌ای (با اختلاف ناچیز) در رفتار دو نمونه آزمایشگاهی و تحلیلی مشاهده می‌گردد. همان‌گونه در مشاهده می‌شود، منحنی

شکل ۴. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری قاب بتنی مرجع

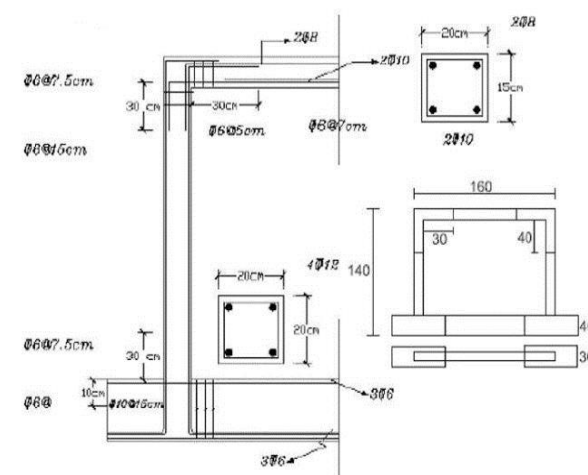


Fig. 4. Dimensions and details of reference concrete frame

در ابتدا نیروی ثابت قائم ۳۰ کیلونیوتن به وسط تیر اعمال شده و در مرحله بعدی نیروی افقی جانبی افزاینده به قاب اعمال شده است. از آنجا که مدل‌های تحلیلی جدید قاب‌های مختلط در نرم-افزار SeismoStruct بررسی شده‌اند، پس به منظور اطمینان از درستی مدل‌سازی، قاب بتنی مرجع در دو نرم‌افزار Abaqus و نرم افزار SeismoStruct مدل‌سازی شده است.

۳-۱- مدل‌سازی در نرم افزار Abaqus و SeismoStruct

برای مدل‌سازی بتن از مدل آسیب‌دیدگی خمیری استفاده شده است معادلات (۲) و (۳) مربوط به تنش و کرنش بتن است.

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (2)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3)$$

که در آن E_0 ، مدول الاستیسیته اولیه بتن، σ_t ، مقاومت کششی بتن، d_t و d_c ، به ترتیب مقادیر پارامتر خسارت کششی و فشاری بتن، σ_c ، تنش فشاری بتن، $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ و $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ ، کرنش پلاستیک بتن تحت فشار و کشش و ε_c و ε_t ، کرنش کل بتن تحت فشار و کشش.

رفتار مصالح فولادی و همچنین میلگردهای فولادی به صورت سه خطی شامل قسمت ارتجاعی اولیه و قسمت جاری‌شدگی و

1 Continuum Stress/Displacement three dimensional element 8 node brick reduced integration
2 A 2-node linear 3-D truss

جدول ۱. نامگذاری مدل‌های تحلیلی در نرم‌افزار Seismo

Sories	Spans	Type	Name
1	1	بتنی	F-RC-1St
1	1	مختلط	F-SCH-1St
4	4	بتنی	F-RC-4St
7	4	بتنی	F-RC-7St
10	4	بتنی	F-RC-10St
4	4	مختلط	F-SCH-4St
7	4	مختلط	F-SCH-7St
10	4	مختلط	F-SCH-10St

Table 1. Nomination of numerical models in Seismo

۴-۱- مدل‌سازی قاب بتنی و مختلط یک طبقه - یک دهانه و مقایسه نتایج دو نرم افزار

قاب بتنی F-RC-1St، همان قاب بتنی مرجع با مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال است. در قاب مختلط تیر بتنی موجود در قاب بتنی F-RC-1St، با تیر فلزی IPE120 جایگزین شده است. جزئیات ورق میان گذر، دیافراگم و غلاف و سایر قطعات فولادی مورد استفاده کاملاً مشابه نمونه اتصال مختلط آزمایشگاهی است. همچنین ستون بتنی در این قاب دارای جزئیاتی کاملاً مشابه با قاب بتنی F-RC-1St است. رفتار الاستیک فولاد توسط $E = 2.1 \times 10^5 \text{ MPa}$ و $\nu = 0.3$ به نرم افزار معرفی شده است. مشخصات بتن مدل‌شده و مشخصات مصالح فولادی استفاده شده به ترتیب در جدول‌های (۲ و ۳) ذکر شده است. برای مدل‌سازی قاب مختلط در SeismoStruct از دو نوع بتن برای این اتصال در نظر گرفته شده است. رفتار بتن در خارج از ناحیه غلاف مشابه بتن تعریف شده برای قاب مرجع بتنی تعریف شد و برای در نظر گرفتن اثر محصور کنندگی باکس، بتنی با محصورشدگی ویژه در نظر گرفته شده است. از آنجا که امکان تعریف ورق میان‌گذر، غلاف و دیافراگم محیطی که از ارکان اصلی تاثیرگذار در رفتار اتصال است در نرم افزار SeismoStruct وجود ندارد، برای در نظر گرفتن اثر و رفتار آن‌ها از شیوه شبیه‌سازی استفاده شده است. چشمه اتصال با یک المان فنر چرخشی شبیه‌سازی شده است که لنگر میان تیر و ستون را به

بدست آمده از نرم افزار Abaqus، سختی بیشتری را نشان داده است؛ دلیل این رفتار را می‌توان به عدم لغزش آرماتورها، به دلیل تعریف آن‌ها به صورت مدفون و مقید در بتن، با چسبندگی کامل با بتن دانست. حال آن که نرم افزار SeismoStruct به دلیل قابلیت مدل کردن المان‌های بتن مسلح با لحاظ تمامی خصوصیات خرد شدگی و ترک خوردگی بتن و لغزش آرماتورها از نظر سختی انطباق خوبی با نتیجه آزمایش دارد.

۴- معرفی مدل‌های تحلیلی

به منظور بررسی اثر اتصال مختلط پیشنهادی، ابتدا یک قاب مختلط یک طبقه - یک دهانه دارای تیر فلزی و ستون بتنی با اتصال مختلط دارای دیافراگم محیطی و ورق میان‌گذر براساس معیار تیر ضعیف - ستون قوی طراحی و توسط نرم‌افزار Abaqus و SeismoStruct مدل‌سازی شد و سپس قاب‌های مختلط چهاردهانه ۵ متری، با تعداد طبقات ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه دارای تیر فلزی و ستون بتنی متشکل از اتصالات مختلط مدل‌سازی و با قاب‌های بتنی با طبقات و دهانه‌های یکسان مقایسه شده‌اند. در جدول (۱)، نامگذاری نمونه‌ها انجام شده است. در کلیه مدل‌ها مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن ۲۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

شکل ۶. مقایسه منحنی‌های برش پایه - جابه‌جایی قاب بتنی آزمایشگاهی و

تحلیلی

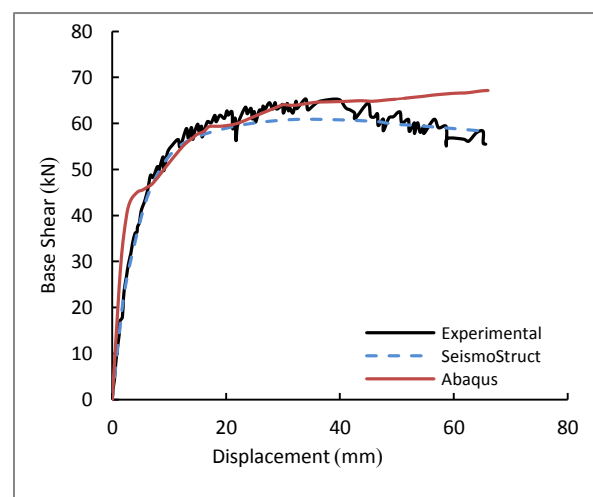


Fig. 6. Comparison of base shear-displacement curves of numerical and laboratorial concrete frame

حد تسلیم فولاد، ε_{sh} ، کرنش متناظر با شروع سخت شوندگی فولاد، ε_u ، کرنش نهایی فولاد است.

شکل ۷. شبیه سازی چشمه اتصال با یک فنر چرخشی [۲۳]

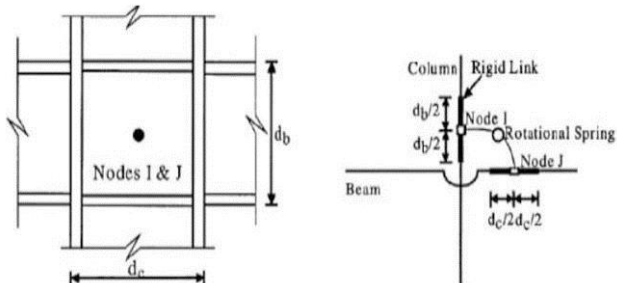


Fig. 7. Simulation of panel zone with a rotational spring

شکل ۸. منحنی‌های لنگر- دوران اتصال آزمایشگاهی و تحلیلی

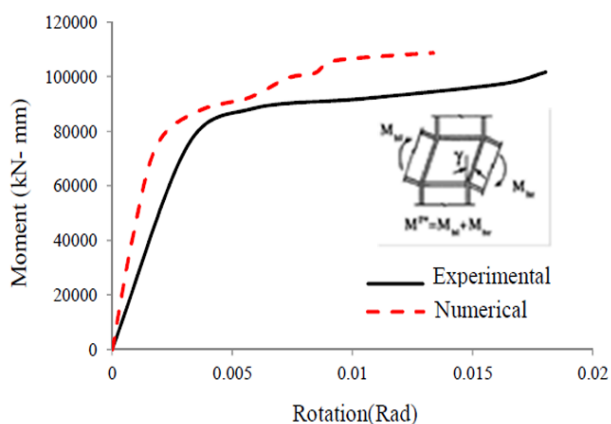


Fig. 8. Moment- rotation curves of numerical and laboratorial connections

اتصال انتقال می دهد (شکل ۷). در این مقاله برای مدل سازی چشمه اتصال از مدل کیم استفاده شده است [23]. برای تعریف ویژگی های فنر چرخشی به منحنی لنگر- دوران اتصال، نیاز داریم. از این رو منحنی لنگر- دوران اتصال مختلط آزمایش شده و مدل شده بدست آمده است. در شکل (۸) منحنی لنگر - دوران حاصل از نتایج آزمایش و منحنی بدست آمده از مدل اجزای محدود آباکوس ترسیم شده است. اختلاف موجود می تواند به دلیل عدم تعریف جوش ها در مدل اجزای محدود باشد. در آزمایش به دلیل ایجاد ترک در جوش های اتصال شاهد دوران های بیشتری در اتصال نسبت به مدل اجزای محدود هستیم. در شکل (۹) چگونگی تعریف منحنی لنگر- دوران به نرم افزار برای فنر اتصال نشان داده شده است. همچنین در شکل (۱۰) دوران اتصال آزمایشگاهی و تحلیلی تحت بار چرخه ای نشان داده شده است. برای اطمینان از توانایی Seismo در مدل سازی اینگونه اتصالات و صحت مدل سازی انجام شده، منحنی نیرو- جابه جایی حاصل از مدل تحلیلی اتصال در Abaqus [24] و SeismoStruct با نتایج آزمایشگاهی مراجع [19, 20] مقایسه شده است. همچنین منحنی هیستریزس نیرو - جابه جایی اتصال مختلط آزمایشگاهی [19] و تحلیلی [24] و پوش آنها به ترتیب در شکل های (۱۱ و ۱۲) نشان داده شده است.

به ترتیب مقاومت فشاری و مقاومت کششی بتن و f_c و f_t' ، کرنش متناظر با تنش فشاری ماکزیمم بتن محصور نشده، w ، وزن مخصوص بتن، ν ، نسبت بواسون، ε_{cu} ، کرنش نهایی بتن، f_u و f_y ، به ترتیب تنش تسلیم و نهایی فولاد، ε_y ، کرنش متناظر با

جدول ۲. مشخصات بتن تعریف شده در دو نرم افزار

f_c (MPa)	f_t' (MPa)	ε_c	ν	ε_{cu}	W (Kg/m ³)
25	3	0/002	0/12	0/0035	2500

Table. 2. Features of used concrete in both software

جدول ۳. مشخصات فولاد تعریف شده در دو نرم افزار

Steel	f_y (MPa)	f_u (MPa)	ε_y	ε_{sh}	ε_u
Tang	398	586	0/00190	0/03	0/14
Main Bars	412/1	661/9	0/00211	0/03	0/14
ST-37	240	370	0/00114	0/015	0/28

Table. 3. Features of used steel in both software

شکل ۹. منحنی لنگر-دوران قابل تعریف توسط نرم‌افزار برای فنر اتصال

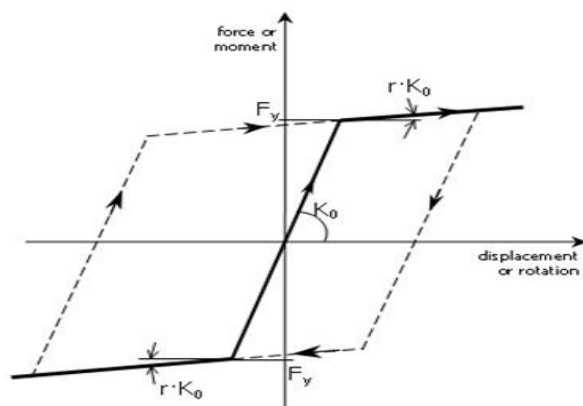


Fig. 9. Defined moment- rotation curves for joint spring in software

شکل ۱۰. دوران اتصال آزمایشگاهی و تحلیلی تحت بارگذاری چرخه‌ای

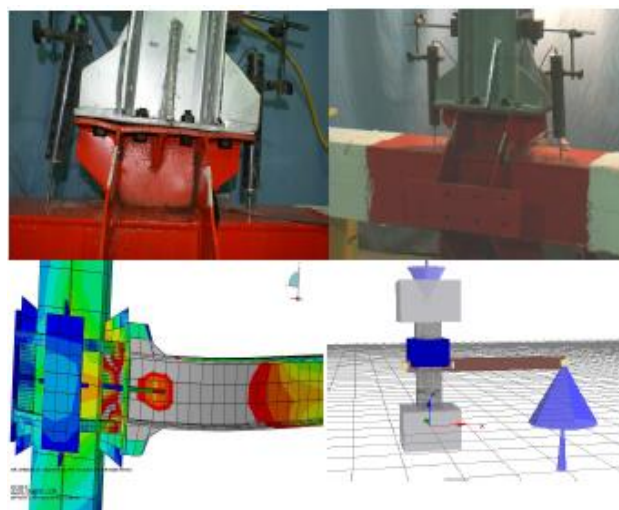


Fig. 10. Rotation of numerical and laboratorial connection under cyclic loading

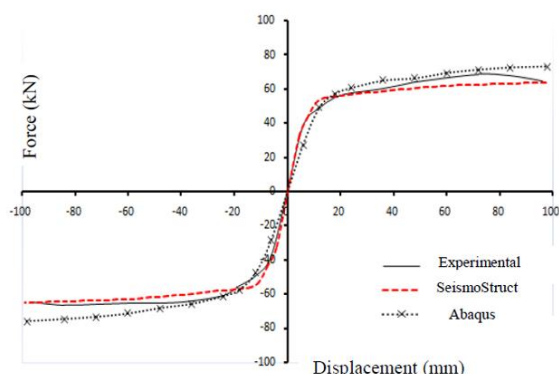


Fig. 12. Comparison of force-displacement envelope curves of numerical and laboratorial composite connection under cyclic loading

شکل ۱۱. منحنی‌های هیستریزیس نیرو-جابجایی اتصال مختلط

شکل ۱۳. برش پایه-جابجایی جانبی قاب‌های یک طبقه بتنی و مختلط

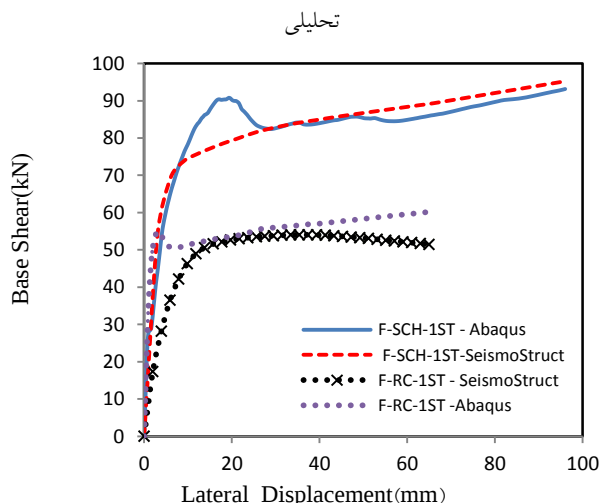


Fig. 13. Base shear-displacement curves of numerical 1 story concrete and composite frames

شکل ۱۴. قاب‌های بتنی و مختلط مدل شده در دو نرم‌افزار

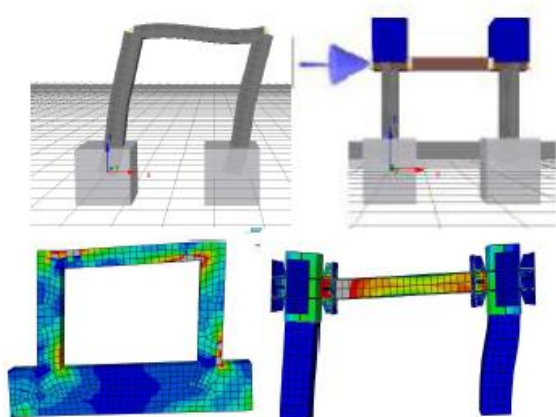


Fig. 14. Concrete and composite frame models in both software

شکل ۱۱. منحنی‌های هیستریزیس نیرو-جابجایی اتصال مختلط

آزمایشگاهی و تحلیلی تحت بار چرخه‌ای

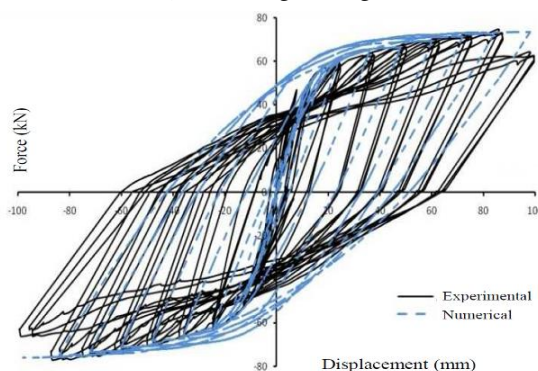


Fig. 11. Force-displacement hysteresis curves of numerical and laboratorial composite connection under cyclic loading

در شکل (۱۵) پلان سازه ای که قاب مورد نظر از آن انتخاب شده است، نشان داده شده است. قاب در نظر گرفته شده برای انجام بررسی، قاب محور شماره ۳ است. در جدول (۴)، ابعاد تیرها و ستون‌های تشکیل‌دهنده قاب‌های بتنی و مختلط ذکر شده است. مشابه بخش ۴-۱ که در مورد چگونگی مدل‌سازی قاب بتنی و مختلط یک دهانه- یک طبقه شرح داده شد. قاب‌های ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه، چهار دهانه در نرم افزار SeismoStruct مدل‌سازی شدند و تحت بارگذاری جانبی پوش اور با کنترل تغییر مکان قرار گرفتند.

جدول ۴. مشخصات المان‌های قاب‌های بررسی شده

Beam Dimensions (mm)	Column Dimensions (mm)	Story	Frame
400x400	400x400	1-2	F-RC-4St
350x350	350x350	3-4	
500x500	500x500	1-2	F-RC-7St
450x450	450x450	3-5	
400x350	350x350	6-7	
550x550	550x550	1-2	F-RC-10St
500x500	500x500	3-5	
450x500	450x450	6-8	
400x400	450x450	9-10	F-SCH-4St
*PG350x8-180x12	400x400	1-2	
IPE۲۷۰	350x350	3-4	F-SCH-7St
PG450x10-200x12	500x500	1-2	
PG400x8-180x15	450x450	3-5	
IPE۳۰۰	350x350	6-7	F-SCH-10St
PG500x10-200x20	550x550	1-2	
PG450x10-200x20	500x500	3-5	
PG450x8-200x15	450x450	6-8	
IPE ۳۰۰	450x450	9-10	

*PG(hxt_w - b_{xt})

Table 4. Features of studied frames elements

با مقایسه منحنی‌های مربوط به قاب‌های مختلط در شکل (۱۳)، مشاهده می‌شود هر دو دارای سختی اولیه یکسان بوده و با شیب یکسانی تا جاری‌شدگی پیش رفته‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، هماهنگی قابل قبولی در منحنی‌های نیرو- جابه‌جایی قاب‌ها وجود دارد. در شکل (۱۴) قاب‌های بتنی و مختلط مدل شده در دو نرم افزار نشان داده شده است.

۴-۲- قاب‌های چند طبقه

قاب‌های مورد بررسی، از قاب میانی ساختمانی با ابعاد پلان ۲۰ متر در ۲۰ متر انتخاب شده است. سه قاب بتنی و سه قاب مختلط با چهار دهانه ۵ متری به ارتفاع طبقه ۳ متر مطابق با شکل (۱۵) برای منطقه با خطر لرزه خیزی زیاد طراحی شده‌اند. بارگذاری با استفاده از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم انجام شد. طراحی المان‌های بتنی بر مبنای آیین‌نامه ACI-318-05 و طراحی المان‌های فولادی بر اساس آیین‌نامه AISC-360 (2005) و 05-LRFD و با در نظر گرفتن شکل‌پذیری متوسط، توسط برنامه ETABS 9.7 صورت گرفته است. برای طراحی از ترکیب بارهای مبحث ششم مقررات ملی ساختمان استفاده شده است. همچنین در طراحی قاب‌ها معیار SCWB رعایت شده است.

شکل ۱۵. تیپ پلان و قاب‌های ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه

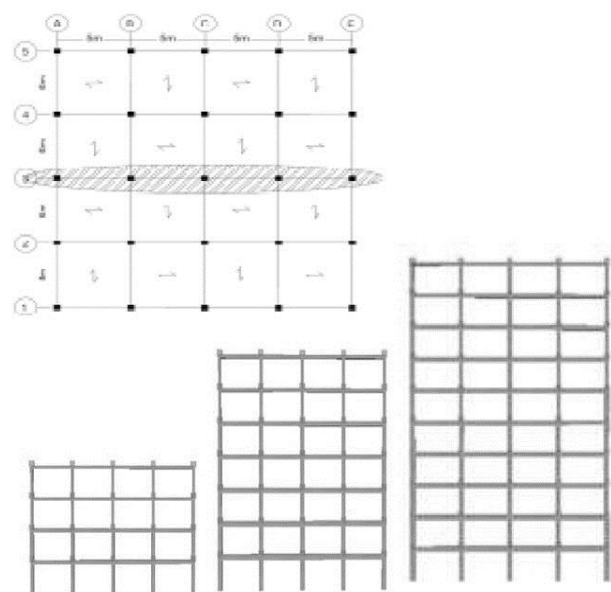


Fig. 15. Concrete and composite frame models in both software

۵- نتایج و تفسیر آن‌ها

به منظور بررسی رفتار و عملکرد قاب‌های مورد بررسی نمودارهای دررفت نسبی طبقات در قاب‌های بتنی و مختلط رسم شده‌اند. همچنین به منظور بررسی اثر اتصال مختلط در افزایش ظرفیت باربری جانبی قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی نمودارهای برش پایه - دررفت کل بام رسم شده‌اند. همچنین به بررسی میزان افزایش شکل پذیری و سختی و جذب انرژی قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی پرداخته شده است.

در نمودارهای ظرفیت قاب‌ها که در ادامه آمده است، بارگذاری قاب‌ها تا سطح عملکرد آستانه فروریزش (S.S) انجام شده است. این سطح عملکرد در شکل (۱۶) نشان داده شده است. در آیین نامه ATC-40 [25]، بیشینه دررفت کل سازه را برای حد S.S به

$0.33 \frac{V_i}{P_i}$ محدود کرده است. که در آن V_i و P_i به ترتیب نیروی برشی طبقه i ام و بار ثقلی طبقه i ام، شامل بار مرده و زنده احتمالی است.

شکل ۱۶. سطح عملکرد آستانه فروریزش S.S

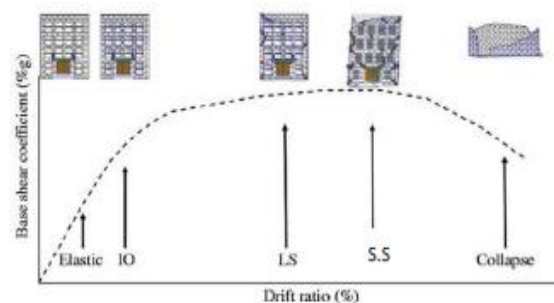


Fig. 16. Performance level of structural stability

۵-۱- دررفت نسبی طبقات

در شکل (۱۷) مقایسه دررفت طبقات مختلف در قاب‌های بتنی و مختلط، نشان داده شده است. همانگونه که در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود دررفت قاب‌های مختلط در طبقات به جز قاب چهارطبقه، کمتر از قاب‌های بتنی است و بهترین حالت در قاب مختلط ۱۰ طبقه مشاهده می‌شود. که می‌توان به عملکرد مثبت قاب مختلط در

سیستم‌های با طبقات بالا (ده به بالا) پی برد. چون با افزایش ارتفاع سازه، رفتار سازه نسبت به نیروی جانبی از رفتار برشی خارج شده و قاب رفتار برشی - خمشی از خود نشان می‌دهد

شکل ۱۷. مقایسه دررفت طبقات قاب بتنی و مختلط

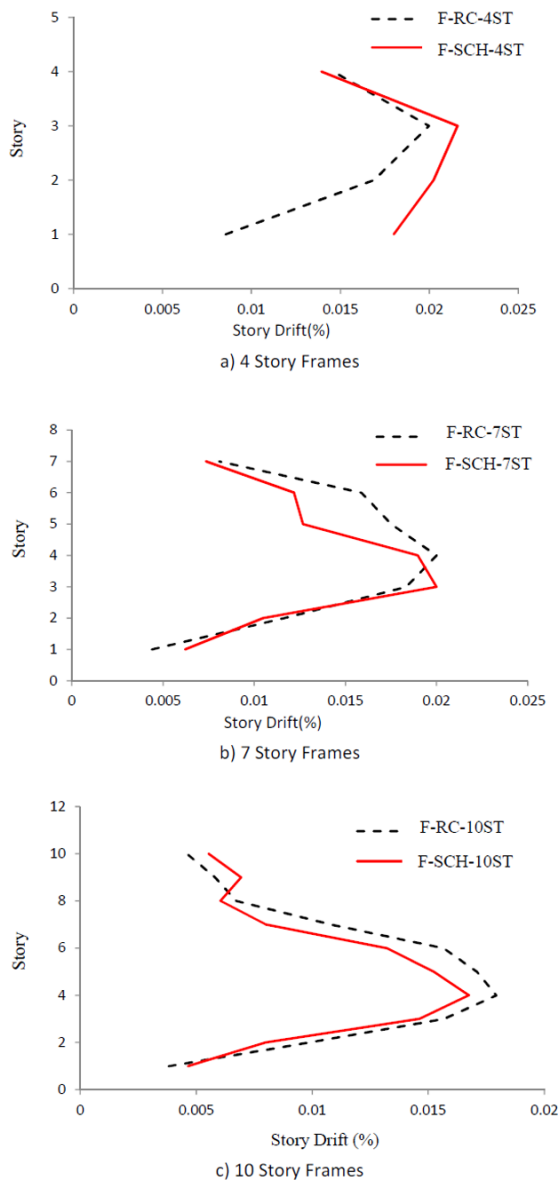


Fig. 17. Comparison of story drifts of concrete and composite frames

۵-۲- اثر مرکب سازی اتصال بر ظرفیت باربری قاب‌ها

در شکل (۱۸) نمودارهای برش پایه - جابه جایی بام قاب‌های بتنی و مختلط یک طبقه - یک دهانه و همچنین قاب‌های ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه با یکدیگر مقایسه شده‌اند. نمودارها تا حد S.S رسم شده‌اند. همچنین در جدول (۵) نیروی حد جاری شدگی در قاب و

1 Structural Stability level

یک طبقه مختلط ۶۵ درصد، چهار طبقه مختلط ۵۱ درصد، قاب هفت طبقه ۳۷ درصد و قاب ده طبقه ۳۰ درصد نسبت به قاب‌های بتنی با تعداد طبقات مشابه افزایش یافته است.

جدول ۵. مقایسه نیروی حد جاری شدن و مقاومت حداکثر قاب‌ها
Table 5. Comparison of yielding force and Loading capacity for frames

$\frac{P_{Max}(RCS)}{P_{Max}(RC)}$	P_{Max} (kN)	$\frac{P_y(RCS)}{P_y(RC)}$	P_y (kN)	Frame
1/59	53/98	3/11	18	F-RC-1St
	85/88		56	F-SCH-1St
1/49	558/33	1/77	260	F-RC-4St
	833/08		460	F-SCH-4St
1/67	833/52	1/69	320	F-RC-7St
	1393/37		540	F-SCH-7St
1/46	1120/32	1/53	400	F-RC-10St
	1640		610	F-SCH-10St

بیشینه نیروی قابل تحمل توسط قاب‌های بتنی و مختلط در جابه‌جایی معادل حد S.S و میزان افزایش آن‌ها نسبت به قاب‌های بتنی ذکر شده است. همان‌گونه که در جدول (۵) مشخص شده است بیشینه نیروی قابل تحمل توسط قاب‌های مختلط ۱ و ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه نسبت به قاب‌های بتنی به ترتیب به میزان ۰.۵۹٪ و ۴۹٪ و ۶۷٪ و ۴۶٪ افزایش یافته است.

۳-۵- بررسی شکل‌پذیری و سختی و جذب انرژی

شکل‌پذیری به صورت نسبت تغییر شکل نهایی به تغییر شکل نظیر تسلیم معادل شده سنجیده می‌شود. در این بررسی از حد آستانه فروریزش برای تغییر مکان نهایی قاب‌ها استفاده شده است. تغییر شکل تسلیم، مقدار نظیر برای سیستم الاستو-پلاستیک با سختی و بار نهایی یکسانی با سیستم اصلی تعریف شده است. در جدول (۶) شکل‌پذیری قاب‌های بتنی و مختلط بدست آمده از منحنی‌های پوش شکل (۱۸) محاسبه شده است. شکل‌پذیری قاب

شکل ۱۸. مقایسه منحنی‌های برش پایه - دررفت بام در قاب‌های بتنی و مختلط

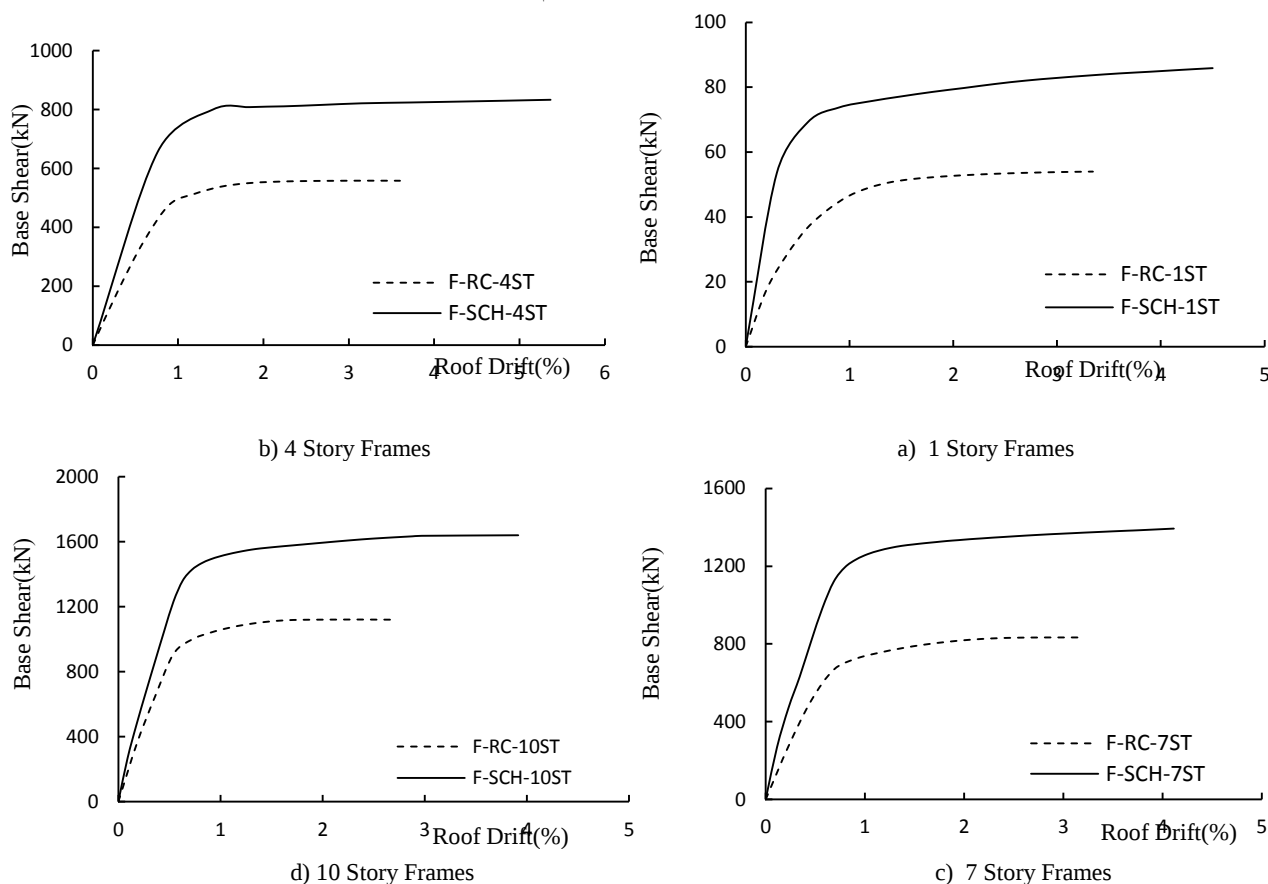


Fig. 18. Comparison of base shear-roof drift curves of concrete and composite frames

که عملکرد مطلوب اتصال مختلط مورد بررسی در قاب مختلط، از نظر استهلاک انرژی، به خوبی مشخص می‌شود.

جدول ۶. شکل پذیری قاب‌های بتنی و مختلط

μ_{RCS}	μ	Δ_u (mm)	Δ_y (mm)	P_y (kN)	Frame
μ_{RC}					
1/65	4/65	33/46	7/2	18	F-RC-1St
	7/67	46	6	56	F-SCH-1St
1/51	4/04	432	106/8	260	F-RC-4St
	6/09	643/64	105/6	460	F-SCH-4St
1/37	4/57	672	147	320	F-RC-7St
	6/26	701	112	540	F-SCH-7St
1/30	4/74	810	171	400	F-RC-10St
	6/13	938	153	610	F-SCH-10St

Table 6. Ductility of concrete and composite frames

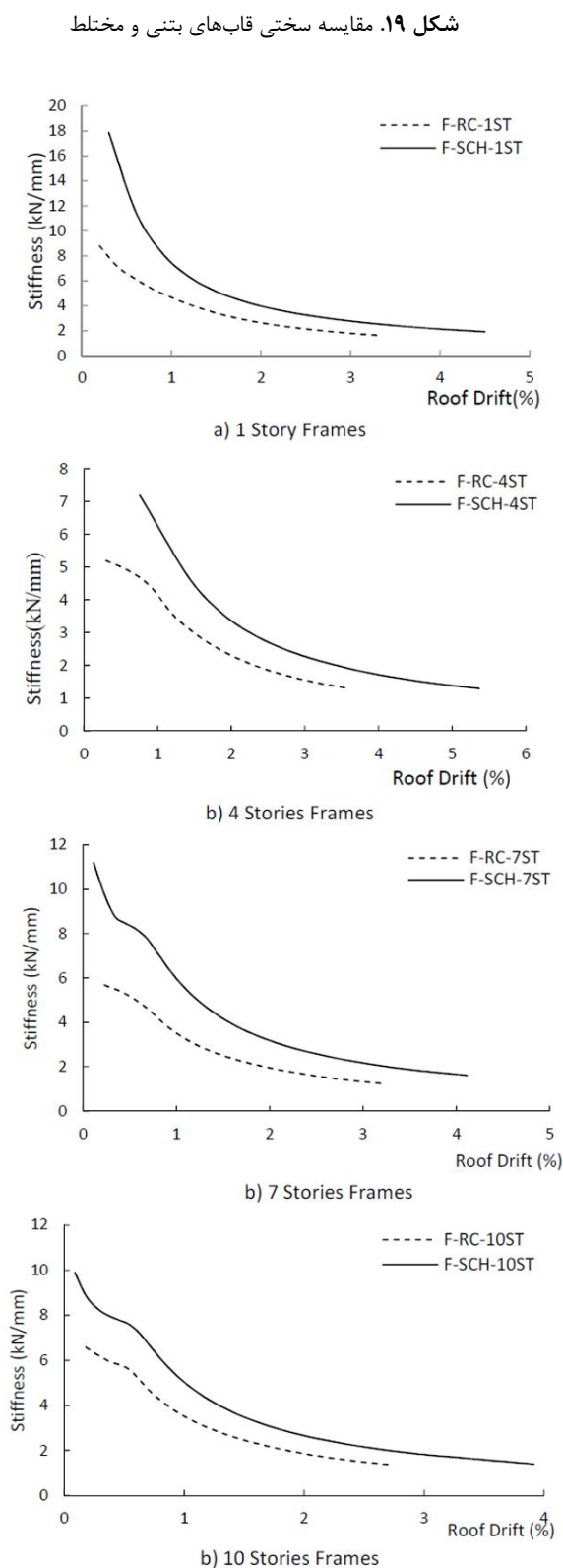


Fig. 19. Comparison of stiffness of concrete and composite frames

سختی هر نقطه در طول بارگذاری به صورت شیب خط عبوری از مبدا تا نقطه مورد نظر لحاظ شده است و شیب اولیه، شیب اولین خط حاصله با این روش، با توجه به اولین تغییر مکان در خروجی-های حاصل از تحلیل بوده است. منحنی‌های تغییرات سختی و میزان افت، قاب‌های بتنی و مختلط در شکل‌های (۱۹ و ۲۰) نشان داده شده است. در جدول (۷) مقادیر سختی اولیه و نهایی و میزان افت نهایی سختی نهایی ذکر شده است. همان‌گونه که مشخص است سختی اولیه قاب‌های مختلط ۱ و ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه نسبت به قاب‌های بتنی به ترتیب ۱۰۳٪، ۳۸٪ و ۹۷٪ و ۵۰٪ و سختی نهایی قاب‌های مختلط نسبت به بتنی به طور متوسط به میزان ۱۰٪ افزایش یافته است. همچنین قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی، درصد افت سختی بیشتری را نشان داده و بطور متوسط به میزان ۹/۲۳٪، افزایش در افت سختی قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی مشاهده می‌شود.

سطح زیر نمودار بار- تغییر مکان به عنوان معیاری برای مقایسه انرژی کل جذب شده تا حد آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است. در شکل (۲۱) انرژی جذب شده توسط قاب‌های بتنی و مختلط ۴، ۷ و ۱۰ طبقه، بدست آمده از منحنی‌های نیرو- جابه-جایی جانبی قاب‌ها تا حد آستانه فروریزش قاب‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. همان‌گونه که مشخص است انرژی جذب شده قاب‌های مختلط ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۱۳۲٪، ۱۰۰٪ و ۱۱۷٪ نسبت به قاب‌های بتنی با طبقات مشابه، افزایش یافته است

جدول ۷. سختی اولیه و نهایی قاب‌های بتنی و مختلط و درصد افت سختی

Stiffness Loss (%)	Final Stiffness (kN/mm)	Initial Stiffness (kN/mm)	Frame
81/72	1/61	8/81	F-RC-1St
89/31	1/91	17/87	F-SCH-1St
75/19	1/29	5/20	F-RC-4St
82/06	1/29	7/19	F-SCH-4St
78/17	1/24	5/68	F-RC-7St
85/61	1/61	11/19	F-SCH-7St
79/06	1/38	6/59	F-RC-10St
86/16	1/37	9/90	F-SCH-10St

Table 7. Initial and final stiffness and stiffness loss of concrete and composite frames

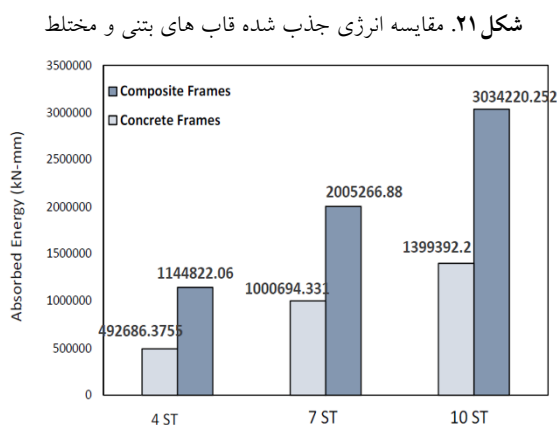


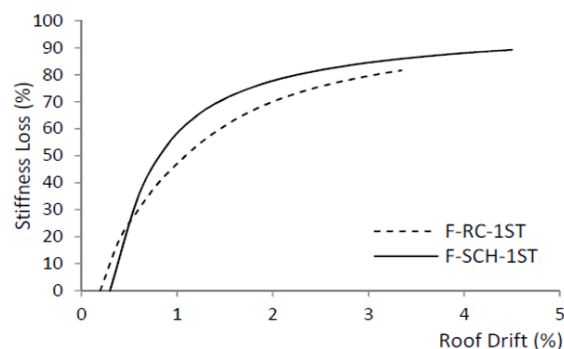
Fig. 21. Comparison of absorbed energy of concrete and composite frames

۶- نتیجه گیری

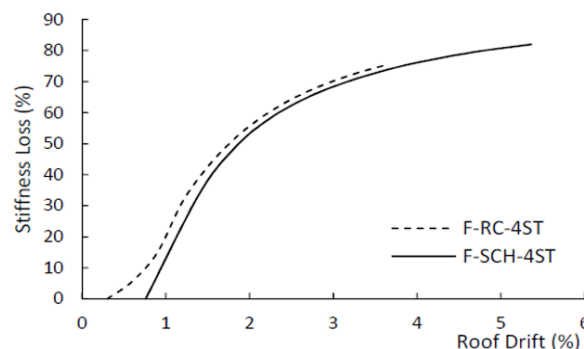
بر اساس تحلیل عددی قاب‌های مختلط و بتنی به صورت اجزای محدود در دو نرم‌افزار مجزا، به صورت استاتیکی پوش اور و مقایسه با نتایج آزمایشگاهی و همچنین تحلیل‌های جدید عددی روی قاب‌های ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه، نتایج زیر حاصل شده است:

۱- سازوکار لرزه‌ای قاب‌های خمشی مختلط RCS متأثر از نوع اتصال بوده و انتخاب جزئیات مناسب برای اتصال برای مرکب سازی، منجر به کاهش دوران پلاستیک و افزایش جذب انرژی قاب می‌شود. در نتیجه انعطاف‌پذیری و شکل‌پذیری اتصال مختلط نسبت به اتصالات رایج بتنی افزایش یافته و رفتار و عملکرد مناسبی را در قاب با طبقات بالا نشان می‌دهد.

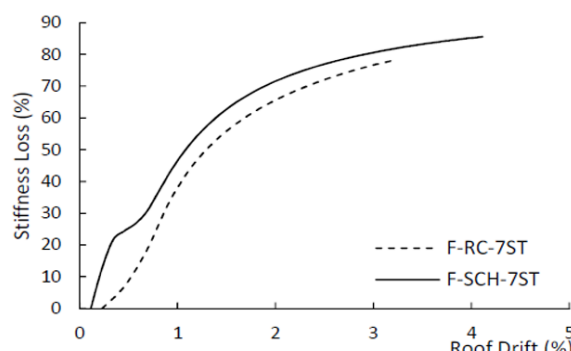
شکل ۲۰. مقایسه میزان درصد افت سختی قاب‌های بتنی و مختلط



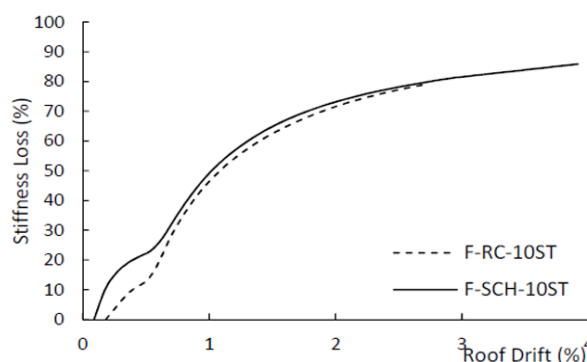
a) 1 Story Frames



b) 4 Stories Frames



b) 7 Stories Frames



b) 10 Stories Frames

Fig. 20. Comparison of stiffness loss curve of concrete and composite frames

[4] Baba N. & Nisimura Y. 2000 Stress transfer on through beam type steel beam-reinforced concrete column joints, proc. of 6th ASCCS conference.

[5] Bugeja M.N., Bracci J.M. & Moore W.P. 2000 Seismic behavior of composite RCS frame systems. *structural engineering, ASCE*, 126(4), 429-436.

[6] Parra- montesinos G., Wight J.K. 2000 Seismic response of exterior RC column to steel beam connections. *structural engineering, ASCE*, 126(10), 1113-1121.

[7] Nishiyama I., Itadani H., & Sugihiko k. 1997 3D beam-column connection (joint panel) tests on RCS. *4th JTCC meeting*.

[8] Kim k., Noguchi H. 1997 An analytical study on the shear strength of RCS joints. *4th JTCC meeting*.

[9] Cordova P. & Deierlein, G.G. 2005 Validation of the seismic performance of composite RCS framed: full-scale testing, analytical modeling and seismic design. Stanford University, Department of civil and environmental engineering, Report No.155.

[10] Gregor D., Wald F. 2002 Component model for steel to concrete joints. Czech technical university in prague.

[11] Steele j.p., Bracci, J.M. 2003 Composite RCS space frame systems: Constructability and Performance. Technical report CDCI-03-02, Center for design and construction integration, Department of civil engineering, Texas A&M University.

[12] Parra- montesinos G., Liang X. 2004 Seismic behavior of reinforced concrete column-steel beam subassemblies and frame systems. *structural engineering, ASCE*, 130(2), 2004, pp. 310-319.

[13] Nguyen X.H., Nguyen Q.H., Le D.D. 2017 Experimental study on seismic performance of new RCS connection. *Structures*, 9, 53-62.

[14] Hosseini A., Razzaghi J., Ranjbar M. & Madandoost R. 2006 Investigating the seismic behavior of concrete and steel composite moment frames(RCS). 2nd International Conference on concrete and development, Tehran. (In Persian)

[15] Habashizadeh M., Chenaghlou M.R., Abedi K. & Afshin H. 2014 Numerical modeling of RCS frames and effect of joint behavior on the overall response. *Civil and environmental engineering*, 44(2), 11-19. (In Persian)

[16] Farahmand Azar B., Ghaffarzadeh H., & Talebian N. 2013 Seismic performance of composite RCS special moment frames. *KSCE Journal of civil engineering* 17(2), 450-457.

[17] Alizadeh S., Attari N.K.A., TaghiKazemi M. 2015 Experimental investigation of RCS connections performance using self-consolidated concrete. *constructional steel research* 114, 204-216.

[18] Mirghaderi S.R., BakhshayeshEghbali N., & Ahmadi M.M. 2016 Moment-connection between continuous steel beams and reinforced concrete column under cyclic loading. *constructional steel research* 118, 105-119.

[19] Heydarian N. 2012 Experimental investigation of effect perimeter diaphragm on hybrid connection of RC

۲- به کارگیری قاب‌های مختلط ظرفیت باربری قاب را نسبت به قاب‌های بتنی متداول افزایش می‌دهد. در این مقاله با مرکب سازی قاب با اتصال مختلط، ظرفیت باربری قاب‌های مختلط ۱ و ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه نسبت به قاب‌های بتنی با تعداد دهانه‌ها و طبقات مشابه به ترتیب به میزان ۵۹٪ و ۴۹٪ و ۶۷٪ و ۴۶٪ افزایش یافته است. در نتیجه مرکب سازی قاب با اتصال پیشنهادی به طور متوسط به میزان ۵۵ درصد ظرفیت باربری قاب را نسبت به قاب‌های بتنی افزایش داده است.

۳- شکل‌پذیری قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی به طور متوسط به میزان ۴۵٪ افزایش یافته است. به گونه‌ای که شکل-پذیری قاب یک طبقه مختلط ۶۵ درصد، چهار طبقه مختلط ۵۱ درصد، قاب هفت طبقه ۳۷ درصد و قاب ده طبقه ۳۰ درصد نسبت به قاب‌های بتنی با تعداد طبقات مشابه افزایش یافته است.

۴- با استفاده از اتصال مختلط پیشنهادی در قاب‌های مختلط سختی اولیه و نهایی قاب‌های مختلط نسبت به قاب‌های بتنی به طور متوسط به میزان ۶۲٪ و ۱۰٪ افزایش پیدا کرده است.

۵- انرژی جذب شده قاب‌های مختلط ۴ و ۷ و ۱۰ طبقه به ترتیب ۱۳۲٪، ۱۰۰٪، ۱۱۷٪ نسبت به قاب‌های بتنی با طبقات مشابه، افزایش یافته است در واقع مرکب سازی قاب‌ها به طور متوسط منجر به افزایش میزان جذب انرژی قاب مختلط نسبت به قاب بتنی به میزان ۱۱۶٪ شده است.

۶- تغییر مکان نسبی طبقات، در قاب‌های مختلط خمشی نسبت به بتنی، به دلیل عملکرد اتصال کاهش یافته است.

References

۷- مراجع

- [1] razzaghi J., Pourzeynali S., Hosein Nezhad A. & Hosseini A. 2006 Analyze of RCS composite frames reliability. 2nd National Congress on Civil Engineering. Iran University of Science & Technology. (In Persian)
- [2] Sheikh T.M., Deierlein G.G., Yura J.A. & Jirsa J.O. 1989 Beam-Column moment connections for composite frames: Part 1. *structural engineering, ASCE*, 115(11), 2858-2876.
- [3] Sheikh T.M., Deierlein G.G., Yura J.A. & Jirsa J.O. 1989 Beam- Column moment connections for composite frames: Part 2. *structural engineering, ASCE*, 115(11), 2877-2896.

structures. *Modares civil engineering*, 19(1). (In Persian)

[23] Kim K.D., Engelhardt M.D. 2002 Monotonic and cyclic loading models for panel zones in steel moment frames. *constructional steel research* 58, 605-635.

[24] Haghighat A. 2013 Numerical investigation of perimeter diaphragm effect in hybrid steel beam-concrete column connections and hybrid frames performance. 2013 M.Sc thesis. Semnan university, Faculty of civil engineering. (In Persian)

[25] Applied technology council 555 Twin Dolphin drive, 1996 Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC 40, volume 1, Redwood city, California, report No. SSC 96-01.

column and steel beam. MSc thesis. Semnan university, Faculty of civil engineering. (In Persian)

[20] Sharbatdar M.K., Heydarian N., & Haghighat, A. 2016 Experimental investigation of perimeter diaphragm and internal plate effect on hybrid connection of steel and concrete structural elements. *Sharif, civil engineering*, Volume 32.2, Issue 3.1, 97-105. (In Persian)

[21] Hemmati A. 2013 Investigation of Flexural Behavior of HPFRCC Beams and Frames. PhD Thesis, Department of Structural Engineering, Semnan University. (In Persian)

[22] Tasnimi A.A. & Salimi M. 2007 The effect of concrete confinement on the behavior factor of concrete

Comparison of seismic performance of hybrid multi-floor flexural frames with advanced beam-column connection in reinforced concrete frames

M.K. Sharbatdar^{1*}, A. Haghighat², N.A. Heydarian³

1- Associate Prof., Structural Eng. Dept., Faculty of Civil Eng., Semnan University.

2- M.Sc. of Structural Eng., Faculty of Civil Eng., Semnan University.

3- M.Sc. of Structural Eng., Faculty of Civil Eng., Semnan University.

*msharbatdar@semnan.ac.ir

Abstract:

In recent years, composite frames that consist of reinforced concrete column and steel beam, have been attended by researchers due to their economic efficiency as well as their effect on improving the behavior of tall structures. Previous studies have shown that the most important issue in these frames is their connections. Moment connections of such frames are through-beam-type and through-column-type connections. Details of these connections should be in such a way that prevent the formation of plastic hinge in panel zone, and besides, has adequate ductility. Most studies, so far, have been done on the details of through-beam-type and little researches have been done on the plans of through-column-type connection. In this study, amount of the effect of proposed composite connection consist of through-reinforced concrete column and attached steel beam with peripheral diaphragms and inter plates, on the improvement of the behavior of composite moment frames than conventional concrete frames has been investigated that the sample of this connection has been made and tested, laboratorial, by the authors. The survey has been conducted on the amount of displacement and drift of frame's stories and also on the loading capacity, ductility and energy absorption of frames. For this purpose, firstly, a composite frame of one story-one span with the proposed connection has been modeled by two finite elements softwares called Abaqus and SeismoStruct and the displacement control has been analysed under pushover lateral loading, and its results have been compared with the results of reference concrete frame. To ensure of the accuracy of the modeling that has been done, load-displacement curve that is the resultant of the connection model of Abaqus and SeismoStruct, has been compared with experimental results. Then, three concrete frames and three composite moment frames with four, seven and ten stories, with four 5-meters spans, 3 meters in height of each story, that had been selected from the middle frame of a construction with dimensions of 20 meters by 20 meters in plan, and had been designed for area with high seismic risk, were modeled by SeismoStruct software, and were analysed under mentioned loading. The results showed appropriate performance of composite moment frames which consist of mentioned connection, especially in frames with high number of stories. In this study, the drift of the frame and the relative drift of stories, have been reduced in composite moment frames than conventional concrete frames. Moreover, using the proposed composite connections in composite frames has resulted in the increase of the loading capacity of the frame so that the maximum of force that is tolerated by composite frames with 1,4,7 and 10 stories has been increased, respectively, by 59%, 49%, 67% and 46% than concrete frames. In addition, ductility of composite frames with 1,4,7 and 10 stories has been increased, respectively, by 65%, 51%, 37% and 30% than concrete frames with similar number of stories. The results have indicated the increase in initial and final stiffness of composite frames than concrete frames, in average, by 62% and 10%, respectively. Furthermore, a 116% increase in the energy absorption of composite frames than concrete frames has been observed.

Keywords: Composite frame, Proposed composite joint, Loading capacity, Ductility, Stiffness.