

مطالعه موردی در زمینه تأثیر اتصالات بر ضریب رفتار سیستم‌های دوگانه پیش ساخته

سیدنیرم آهوفلندری^۱ و مرتضی مدح‌خوان^{۲*}^۱ دانشجوی دکترای عمران - سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تبریز^۲ دانشیار دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان

چکیده

در دهه‌های اخیر با گسترش جمعیت در دنیا و نیاز به ساخت ابنیه در مدت کوتاه، استفاده از سازه‌های بتنی پیش‌ساخته اهمیت بسزایی یافته است. ولی در نتیجه پاره‌ای از مسائل که به طور حل نشده‌ای باقی مانده‌اند، صنعت پیش‌ساختگی به پتانسیل کامل خود نرسیده است. این مشکلات بیشتر ناشی از نوع اتصالات ساختمان‌های پیش‌ساخته هستند. ضریب رفتار، ضریبی مهم در تحلیل‌های خطی است و نشان‌دهنده عملکرد غیر ارتجاعی سازه از جمله مقاومت و شکل‌پذیری در مرحله غیر خطی است. با وجود تحقیقات گسترده بر روی این ضریب در ساختمان‌های درجه‌ای، هنوز تحقیقات کاملی درباره آن در ساختمان‌های پیش‌ساخته صورت نگرفته است. بدین علت، تحقیق در این مورد با توجه به رفتار متفاوت این‌گونه سازه‌ها ضروری می‌باشد. در این تحقیق سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته متوسط با تعداد طبقات ۴، ۶ و ۸ و تعداد دهانه‌های ۳ و ۵ مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تأثیر یک نوع از اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته و دو نوع اتصالات افقی و قائم در دیوارهای پیش‌ساخته نیز در نظر گرفته شد. همچنین از تحلیل بار افزون غیر خطی در سه شکل یکنواخت، مثلثی و مودال استفاده شده است. نتایج نشان دادند که سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با اتصالاتی مناسب می‌توانند ضریب رفتاری در حد و یا حتی بیش از سیستم‌های یکپارچه داشته باشند.

واژگان کلیدی: سیستم دوگانه پیش‌ساخته، ضریب رفتار، اتصالات پیش‌ساخته، تحلیل پش‌آور.

۱- مقدمه

یکپارچه تحقیقات وسیعی دیگری توسط Hyeong و همکاران [۲]، Yang و Wichen [۳]، Maya و همکاران [۴] و غیره صورت گرفت.

اما در زمینه اتصالات گرهی نیز تحقیقات مشابهی صورت پذیرفته است. Rodriguez و Torres [۵] با انجام تحقیقی اتصالات مرسوم پیش‌ساخته مورد استفاده در کشور مکزیک را مورد بررسی قرار دادند. این اتصالات برای قاب‌های خمشی پیش‌ساخته کاربرد داشتند. در این نوع اتصال آرماتورهای جوش شده بین صفحات انتهایی مهار شده در المان‌های تیر و ستون پیوستگی لازم را ایجاد می‌کردند. در نهایت نتایج نشان دادند که آرماتورهای طولی جوش شده در ناحیه اتصال می‌توانند باعث رفتار ترد در آن ناحیه شده و به شکست نابهنگام اتصال بینجامد. تحقیقات مشابهی نیز توسط Hong و همکاران [۶] و غیره در این زمینه انجام شد.

در مورد مدل‌سازی اتصالات پیش‌ساخته نیز پژوهش‌های وسیعی انجام شده است. برای نمونه Hawileh و همکاران [۷] مدل اجزای محدود سه‌بعدی را برای مطالعه پاسخ و پیش‌بینی رفتار اتصال تیر به ستون هیبریدی تحت بار چرخه‌ای بسط دادند. گره پیش‌ساخته با استفاده از المان‌های سه‌بعدی و المان‌های مرزی بین وجوه تیر و ستون و گروت ریخته شده در

سیستم‌های پیش‌ساخته دارای مزیت‌های اثبات شده‌ای هستند. اما کارایی این سیستم‌ها به دلیل حضور المان‌هایی که از پیش ساخته شده‌اند، منوط به نصب و مونتاژی ممکن و سریع در پای کار است. به همین دلیل نوع اتصالات به کار رفته بین المان‌های پیش‌ساخته در این‌گونه سیستم‌ها اساساً متفاوت با سیستم‌های درجای معادلشان است. در این‌جا به تحقیقاتی که در زمینه بررسی عملکرد اتصالات پیش‌ساخته انجام گرفته اشاره شده است.

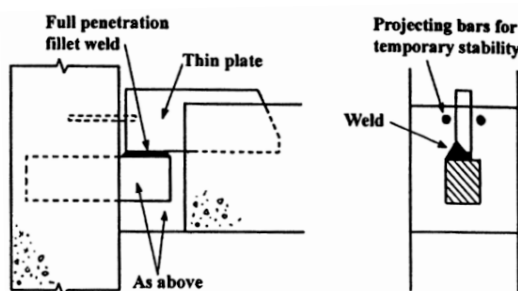
در سال ۲۰۱۳، Choi و همکاران [۱] در تحقیقی پنج اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته با مقیاس نیم را که بخشی از قاب ساختمانی بود تحت بارهای لرزه‌ای یکنواخت قرار دادند. این اتصالات شامل ۴ اتصال پیش‌ساخته و یک اتصال یکپارچه بودند. متغیرهایی که در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتند عبارت بودند از جزئیات مورد استفاده برای گره‌ها برای رسیدن به پیوستگی سازه‌ای و نوع تسلیح ویژه صورت گرفته در ناحیه اتصال. در حالت کلی عملکرد اتصالات تیر به ستون رضایت‌بخش بود. مقاومت متوسط گره‌های پیش‌ساخته در حدود ۱/۱۵ برابر مقاومت گره یکپارچه به دست آمد. همچنین رفتار نمونه‌ها شکل‌پذیر ارزیابی گردید. در زمینه عملکرد اتصالات شبه

رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح برای سطوح عملکردی، استفاده بی‌وقفه (IO)، جلوگیری از تلفات جانی (LS) و جلوگیری از انهدام (CP) پرداخت. همچنین Baracat و همکاران [۱۶] این ضریب را در مورد رفتار قاب‌های بتن مسلح با دیوار برشی مورد مطالعه قرار دادند و تسنیمی و سلیمی [۱۷] به بررسی اثر محصورشدگی بتن بر ضریب رفتار سازه‌های بتنی پرداختند. اما بر خلاف قاب‌های درجا در زمینه سیستم‌های دوگانه پیش ساخته کمتر به این ضریب پرداخته شده است. این تحقیق بر آن است که تأثیر اتصالات رایج تیر به ستون و اتصالات به کار رفته در دیوارهای پیش‌ساخته را بر پارامترهای لرزه‌ای نظیر زمان تناوب، شکل‌پذیری، مقاومت و بخصوص ضریب رفتار به عنوان تابعی از پارامترهای قبل، مورد مطالعه قرار دهد.

۱- اتصالات پیش‌ساخته

۱-۲- اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته

در این تحقیق به منظور مدل‌سازی اتصال تیر به ستون پیش‌ساخته از اتصال نیمه‌صلب آزمایش شده توسط Elliott و همکاران [۱۸، ۱۹] استفاده شده است. این اتصال به نام "اتصال با صفحه جوش شده" بوده که با پیشوند W بکار گرفته شده است. این اتصال همان طوری که در شکل (۱) نیز نشان داده شده است، دارای صفحه فولادی نرم می‌باشد که عمق، طول و ضخامت آن به ترتیب ۱۰۰، ۵۰۰ و ۲۵ میلی‌متر است. این صفحه از طریق میلگردهای خمشی تیر که از دو طرف به صفحه جوش شده‌اند و دارای قطرهای ۲۵ mm یا ۳۲ mm هستند به تیر متصل می‌باشند. همچنین یک مقطع صلب (که اصطلاحاً "بیلت" گفته می‌شود) با سطح مقطع $100 \times 100 \text{ mm}^2$ که ۹۰ mm آن از وجه ستون بیرون زده، در ستون پیش‌ساخته جاسازی شده است. تراز بالای "بیلت" تا پایین تیر ۱۹۰ mm فاصله دارد. این مقطع صلب با استفاده از جوش گوشه در دو طرف صفحه فولادی به آن متصل گردیده است.

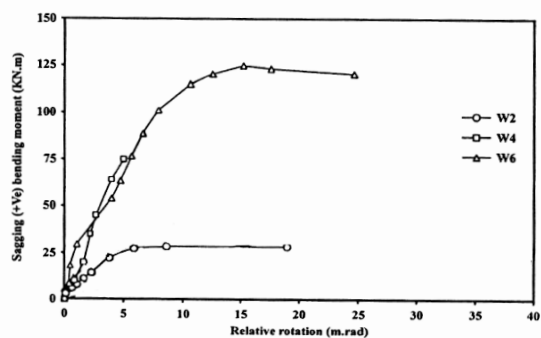


شکل ۱- اتصال با صفحه جوش شده [۱۸]

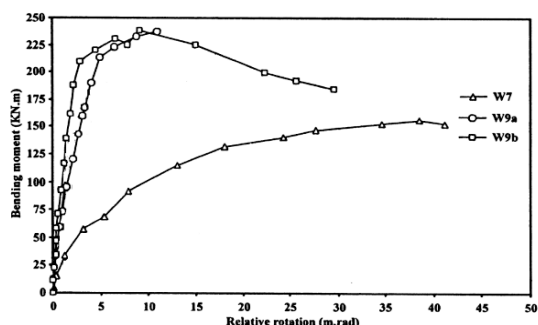
مجاورت اتصال، مدل شد. مدل مورد بررسی تأثیرات پیش‌تنیدگی را در تاندون‌های پس‌کشیده و رفتار غیرخطی بتن لحاظ کرده بود. پاسخ مدل ساخته شده قابل مقایسه با نتایج به دست آمده از نمونه آزمایشگاهی گزارش شد. شکست ناشی از آرماتورهای فولادی طولی منتج به شکست در ناحیه اتصال گردید. همچنین اندازه نیروی ایجاد شده در تاندون فولادی پس‌کشیده مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج نشان دادند که وارد ناحیه تسلیم نشده است. در نهایت آشکار شد که استفاده از مدل اجزای محدودی مناسب می‌تواند وسیله‌ای عملی و اقتصادی برای ارزیابی رفتار اتصالات پیش‌ساخته بتنی باشد. البته کارهای آزمایشگاهی نیز در زمینه اتصال هیبریدی پیش‌ساخته انجام شده است. برای مثال می‌توان به تحقیق انجام گرفته توسط Ozden و Ertas [۸] اشاره کرد.

گونه‌های دیگر از تحقیقات پیش‌ساخته معطوف به انواع اتصالات افقی به کار رفته در دیوارهای پیش‌ساخته است. برای نمونه، Yuzhu و Pekau [۹] به بررسی و مدل‌سازی دیوارهای بتنی پیش‌ساخته از طریق تحلیل‌های خرابی پیش‌رونده پرداختند. همچنین تأثیر افزایش مقاومت برشی در اتصال و پس‌کشیدگی در بست‌ها را مورد بررسی قرار دادند. ایشان در مدل خود از روش اجزای مجزا استفاده کردند و به مطالعه پیوستگی دیوارهای برشی پیش‌ساخته پرداختند. نتایج کار آن‌ها نشان داد که سرعت حذف اجزا در تحلیل‌های دینامیکی نباید نادیده گرفته شود. به این ترتیب که هر چه سرعت خرابی موضعی پانل‌های پیش‌ساخته کمتر باشد، مدل دینامیکی به مدل استاتیکی نزدیک‌تر شده و نیاز به ملزومات و محدودیت‌های طراحی کمتری دارد. کارهای آزمایشگاهی وسیعی نیز توسط Pekau و Hum [۱۰]، Soudki و همکاران [۱۱] و غیره در زمینه اتصالات افقی دیوارهای پیش‌ساخته انجام گرفت. این درحالی است که ظرفیت برشی اتصالات قائم نیز توسط محققینی مانند Pommeret [۱۲]، Cholewicki [۱۳]، و Chakrabarti و همکاران [۱۴] فرمول‌بندی شد.

همان‌طور که ملاحظه شد، تحقیقات گسترده‌ای در زمینه انواع اتصالات پیش‌ساخته انجام پذیرفته است. تفاوت در چگونگی اتصال المان‌ها باعث تغییر رفتار لرزه‌ای این‌گونه از سازه‌ها خواهد شد و پارامترهای لرزه‌ای این قاب‌ها را دستخوش تغییر خواهد کرد. اما ضریب رفتار، یکی از پارامترهای مهم طراحی بوده که کاملاً وابسته به عملکرد لرزه‌ای قاب است. این ضریب در قاب‌های درجا توسط محققین زیادی مورد بررسی قرار گرفته است. برای مثال محمودی صاحبی [۱۵] به بررسی ضریب



شکل ۳- نمودار اتصالات گوشه تحت لنگر مثبت [۱۸]



شکل ۴- نمودار اتصالات گوشه و میانی به همراه دال [۱۱]

۲-۲- اتصال افقی بین دیوارهای پیش‌ساخته

رفتار اتصالات بین دیوارهای پیش‌ساخته به دو قسمت تقسیم‌بندی می‌شود. قسمت اول مربوط به رفتار خمشی اتصالات است. این رفتار باعث می‌گردد که نیرو در میلگردهای موجود در اتصالات افقی در دو انتهای دیوار پیش‌ساخته به صورت کششی و فشاری باشد. به این رفتار اصطلاحاً "رفتار خمشی" گفته می‌شود. قسمت دوم مربوط به رفتار برشی است. این برش به خاطر میلگردهای عبوری از منطقه اتصال و بتنی است که برای چسبندگی دو دیوار پیش‌ساخته به کار رفته است. این رفتار اصطلاحاً "لغزشی" گفته می‌شود. در شکل (۵) هر دو نوع رفتار برای به دست آوردن رفتار کلی دیوار نشان داده شده است. با توجه به شکل خواهیم داشت:

$$\Delta = \Delta_r + \Delta_s \quad (1)$$

$$F_c = \frac{PH}{d} \quad (2)$$

$$\Delta_r = \frac{\delta_c H}{d} \quad (3)$$

$$\delta_c = \frac{(\Delta - \Delta_s) \times d}{H} \quad (4)$$

طول جوش ۸۰ mm و از الکتروود ۲۷۵ برای آن استفاده شده است. بتن سازه‌ای با رده C۴۰ که حاوی سیمان زیادی است گره انتهایی تیر را پر کرده و اتصال را کامل می‌کند. ارتفاع مرکز جوش تا کف تیر ۲۰۰ mm است. این اتصال در شکل (۱) نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل پیداست اتصال حاوی دو سطح پیش‌ساخته-درجا می‌باشد.

در بررسی اتصال یاد شده نکات زیر را باید در نظر گرفت:

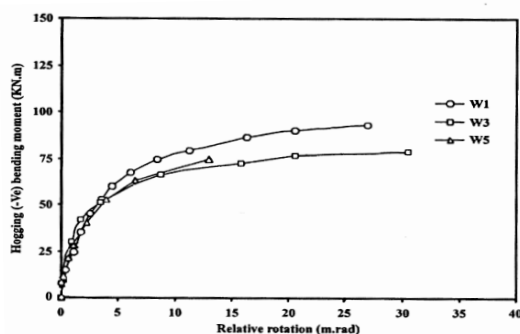
۱- اتصالات گوشه و اتصالات میانی از هم تفکیک شده و به صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته اند.

۲- در بررسی اتصالات، هم لنگر مثبت و هم لنگر منفی مورد توجه قرار گرفته و منحنی لنگر-دوران برای هر دو حالت ارائه شده است.

۳- اتصالات هم در حالت بدون دال و هم در حالتی که دال روی آنها قرار گرفته بررسی شده‌اند.

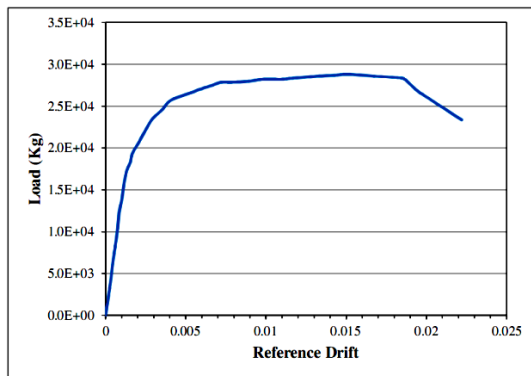
با توجه به نکات فوق، اتصالات به صورت زیر تقسیم‌بندی شده و مورد آزمایش قرار گرفتند:

اتصالات گوشه، شامل تیرها تحت لنگرهای مثبت و منفی است که به صورت مجزا آزمایش شده‌اند. عمق تیر از ۳۰۰ mm تا ۶۰۰ mm متغیر است. در این بین، یک نمونه شامل تیری با ۳۰۰ mm عمق که بر روی آن دالی به عمق ۲۰۰ mm قرار گرفته است وجود دارد که به صورت کامپوزیت تحت لنگرهای منفی (hogging) قرار گرفته است. این آزمایش‌ها نشان دهنده تأثیر بار جانبی بر اتصالات خارجی در قاب‌ها هستند. این نمونه‌ها عبارت است از: W۱، W۲، W۳، W۴، W۵، W۶. اتصالاتی که شامل دال است نیز عبارت است از W۷. اتصالات داخلی هم که شامل دال هستند عبارتند از W۹a و W۹b. نتایج آزمایش‌های انجام گرفته بر روی نمونه‌های بالا بر اساس نمودارهای لنگر-دوران در شکل‌های (۲) تا (۴) ترسیم گردیده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود دال رویه باعث افزایش سختی و مقاومت اتصال شده است.

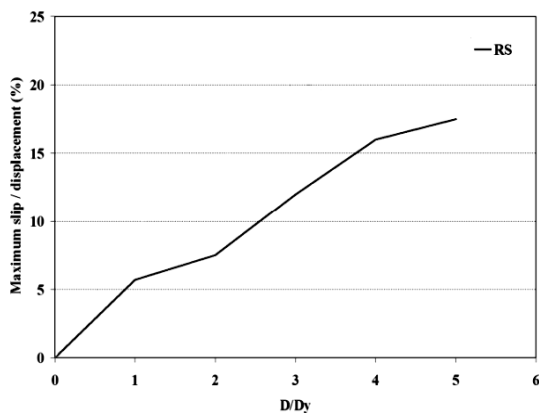


شکل ۲- نمودار اتصالات گوشه تحت لنگر منفی [۱۸]

شکل (۷) منحنی نیرو-تغییرشکل جانبی دیوار تحت آزمایش را برای اتصال RS تحت بارگذاری فزاینده استاتیکی (بار افزون) نشان می‌دهد. برای این‌که بتوان منحنی نیرو-تغییرمکان اتصال را به دست آورد، باید به نحوی بتوان این منحنی را به منحنی نیرو-تغییرمکان در محل اتصال تبدیل کرد. همان‌طور که توضیح داده شد، تغییر مکان کلی دیوار ناشی از دو رفتار "خمشی" و "لغزشی" در آن است. جزء اول مربوط به دوران دیوار و جزء دوم ناشی از تغییرشکل‌های برشی ایجاد شده بین دو دیوار است. در شکل (۸) تغییرمکان برشی اتصال که در هر لحظه از آزمایش اندازه‌گیری شده، نشان داده شده است. بدین ترتیب با کسر تغییر مکان‌های لغزشی در هر لحظه از تغییر مکان‌های کلی با استفاده از روابط بسط داده شده می‌توان مقدار نیرو-تغییر مکان را در ناحیه اتصال به دست آورد. جدول (۱) و شکل (۹) مقادیر و منحنی رفتاری این اتصال را به صورت ایده‌آل نشان می‌دهند.



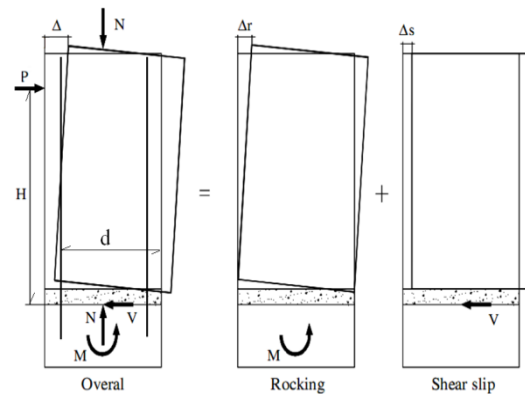
شکل ۷- نمودار آزمایشگاهی نیرو- تغییر شکل اتصال RS [۱۱]



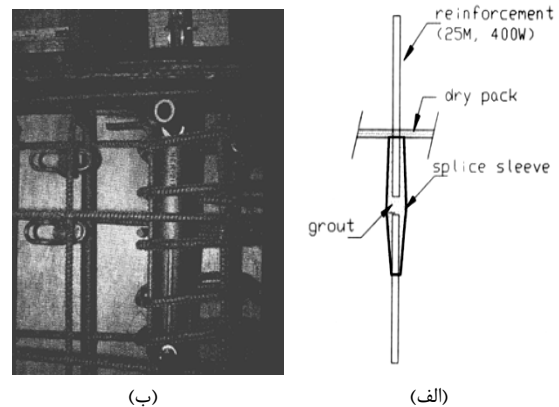
شکل ۸- نمودار آزمایشگاهی تغییر مکان برشی اتصال RS [۱۱]

که d فاصله بین نقطه گردش دیوار (پاشنه دیوار) تا محل اتصال کششی، F_c و δ_c به ترتیب مشخصه نیرویی و تغییرشکلی در محل اتصال به دیوار پایینی هستند.

در این تحقیق برای مدل‌سازی اتصال افقی بین دیوارهای پیش‌ساخته از اتصال RS به کار رفته توسط Soudki و همکاران [۱۱] استفاده شده است. در این اتصال همان‌طور که در شکل (۶) دیده می‌شود، از میلگردهایی در انتهای تحتانی دیوار بالا و غلاف‌های فلزی در انتهای فوقانی دیوار پایین استفاده شده است. در حین قرار دادن دیوارها روی هم، میلگردهای انتظار دیوار بالایی در درون غلاف‌های دیوار تحتانی قرار گرفته، سپس درز بین دیوارها و همچنین داخل غلاف‌ها از طریق گروت پر می‌شود. نمای واقعی و شماتیکی از اتصال در شکل (۶) نشان داده شده است.



شکل ۵- نحوه مقاومت دیوارهای برشی پیش‌ساخته در برابر بارهای اعمالی [۱۱]



شکل ۶- اتصال دیوار برشی آزمایش شده توسط Soudki و همکاران [۱۱]: الف) جزئیات مختلف اتصال RS، ب) شکل اتصال

سه نوع اتصال متفاوت است. اتصال با دندانهای برشی، مقاومت ترک خوردگی بالاتر و اتصالات صاف ظرفیت کمتری از خود نشان می‌دهند. همچنین اتصالات مسلح شده نسبت به اتصالات غیرمسلح شکل‌پذیری و تغییرشکل‌های پلاستیک بیشتری را تحمل می‌کنند. این در حالی است که اتصالات صاف، رفتار تردتر و ظرفیت باربری کمتری از خود نشان می‌دهند.

از جمله تحقیقات گسترده‌ای که بر روی اتصالات قائم پیش‌ساخته صورت گرفته، تحقیقی است که توسط Chakrabarti و همکاران [۱۴] انجام شده است. آن‌ها ۲۹ نمونه را مورد مطالعه قرار دادند و بر پایه نتایج آزمایشگاهی، سختی برشی این اتصالات و همچنین ظرفیت باربری برشی آن‌ها را به دست آوردند. در این تحقیق برای مدل‌سازی اتصال قائم، از اتصال دنداندار همراه با میلگرد برشی استفاده شده است. مشخصات منحنی‌های نیرو-تغییرمکان اتصال بکار رفته به صورت نمودارهایی توسط Chakrabarti آورده شده است. اتصال در نظر گرفته شده تحت عنوان اتصال D4 مورد آزمایش قرار گرفته و دارای شش کلید برشی در ارتفاع بوده است. شکل (۱۱) نمای شماتیکی از این اتصال را نشان می‌دهد.

میزان میلگردهای معرفی شده در این اتصال ۴/۷۱٪ بوده که به صورت گسترده در کل ارتفاع پخش شده‌اند. آن‌ها به این نتیجه رسیدند که ظرفیت برشی اتصال به عواملی چون مقاومت بتن درجا، مقدار میلگردهای موجود در گره اتصال، مساحت دندانهای برشی و سایر عوامل تکنیکی از قبیل خزش، انقباض و نقص در چسبندگی بستگی دارد. اما پارامترهایی که در این تحقیق مورد توجه قرار گرفته به قرار زیر می‌باشند.

۱- شکل اتصالات

۲- مساحت دندانهای برشی

۳- مشخصات مقاومتی بتن گرهی

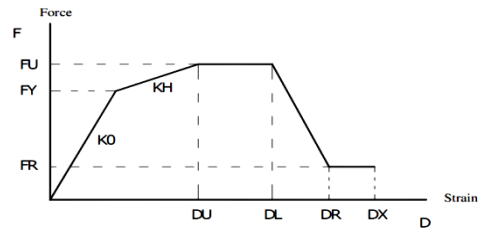
۴- میزان میلگردهای عرضی

آن‌ها در نهایت روابطی بر پایه این پارامترها برای ظرفیت برشی نهایی بر اساس تئوری اصطکاک برشی و مور کولمب ارائه دادند. با استفاده از تئوری اصطکاک برشی:

$$Q_u = 0.093na_k(f_{ck} + 12500p) \quad (5)$$

در این رابطه $p = A_s/na_k$.

که Q_u ظرفیت برشی نهایی، f_{ck} مقاومت مشخصه بتن بر پایه مقاومت نمونه مکعبی، a_k مساحت دندان برشی، A_s مساحت میلگرد عرضی، f_y مقاومت تسلیم میلگرد و n تعداد دندانهای برشی است (واحدها در این رابطه نیز بر حسب kg و cm هستند).



شکل ۹- منحنی تنش-کرنش اتصال در محدوده غیر خطی [۲۰]

جدول ۱- مقادیر پارامترهای مختلف نمودار تنش-کرنش برای

اتصال RS [۱۱]

پارامترها	مقدار
E(MPa)	۱۳۰۵۰
K_H/K_0	۰/۱۲
F_Y (MPa)	۳۰۴
F_U (MPa)	۳۸۸
F_R/F_U	۰/۰۶
D_U	۰/۰۷۵
D_L	۰/۱۲
D_R	۰/۱۷
D_X	۰/۱۸

۲-۳- اتصال قائم بین دیوارهای پیش‌ساخته

اتصالات بین دیوارهای پیش‌ساخته را می‌توان به دو دسته عمده اتصالات مکانیکی و اتصالات درجاریز تقسیم‌بندی کرد. اولین نوع اتصالات، مکانیکی‌اند. در این اتصالات از بست‌های مکانیکی جهت اتصال دیوارهای پیش‌ساخته استفاده می‌شود. همچنین ملات‌هایی جهت پرکردن فضای بین دیوارها وجود دارد. نصب این اتصالات ساده‌تر و کم هزینه‌تر است. در این نوع اتصالات میلگردهای هر دیوار به صورت مجزا هستند و یکپارچگی کمتری نسبت به اتصالات درجاریز دارند. این اتصالات خود می‌توانند به چند گروه اتصالات جوشی، اتصالات بتنی و ترکیبی تقسیم‌بندی شوند. نوع دیگر، اتصالات درجاریز هستند. در این اتصال از بتن‌ریزی به صورت درجا در محل اتصال استفاده می‌شود. به طوری که این بتن نقش سازه‌ای داشته و در محاسبات مربوط به ظرفیت اتصال وارد می‌شود. در این نوع اتصال از وصله‌های پوششی و یا مکانیکی (مانند "غلاف") جهت پیوستگی میلگردهای دو دیوار استفاده می‌شود. این اتصالات خود به چند گروه اتصال صاف، زبانه‌دار و دنداندار (با یا بدون زبانه برشی) تقسیم می‌شوند. شکل (۱۰) نمای شماتیکی این اتصالات را نشان می‌دهد. تحقیقات نشان می‌دهند این گره‌ها تا وقتی که در محدوده رفتار الاستیک هستند، سختی تقریباً یکسانی از خود نشان می‌دهند. اما ظرفیت انتقال برش در این

۳- ضریب رفتار و چگونگی محاسبه آن

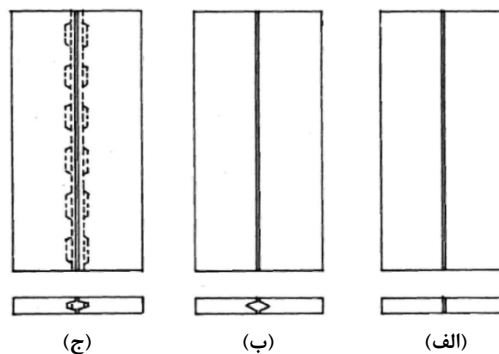
طراحی المان‌های سازه‌ای به گونه‌ای که در طی زلزله در محدوده الاستیک باقی بمانند، عملاً غیر ممکن است و نیاز به صرف هزینه و یا کاربرد مقاطعی غیر منطقی دارد. بنابراین در آیین‌نامه‌های طراحی کنونی این اجازه به سازه داده می‌شود که در طی حرکات زمین ناشی از زلزله، سازه وارد نواحی غیر خطی شده تا بتواند از ظرفیت جذب انرژی موجود در آن استفاده شود. یکی از منابع جذب انرژی در سازه‌ها شکل‌پذیری ناشی از تغییر شکل‌های غیر الاستیک است. برای به دست آوردن میزان جذب انرژی در سازه‌ها نیاز به تحلیل‌های غیر خطی خواهیم داشت. اما از آن جایی که این تحلیل‌ها وقت‌گیر بوده و بیشتر برای کارهای تحقیقاتی کاربرد دارند در حالت عملی نمی‌توان از آن‌ها استفاده کرد. از طرف دیگر تحلیل‌های خطی قادر به در نظرگیری این اتلاف انرژی در سازه‌ها نیستند. برای رفع این نقیصه، اصلاحی در تحلیل‌های خطی صورت گرفته است که با استفاده از آن بتوان میزان جذب انرژی سازه را در این تحلیل‌ها حدس زد. این اصلاح توسط ضریبی به نام ضریب رفتار (R) صورت می‌گیرد. این ضریب در بردارنده رفتار سازه، شکل‌پذیری و مقاومت پنهان آن در مرحله غیر ارتجاعی است.

برای به دست آوردن ضریب رفتار در سازه می‌توان از منحنی ظرفیت (برش پایه-تغییر مکان) استفاده کرد. اما برای به دست آوردن این منحنی نیاز به مدل‌سازی رفتار سازه به صورت غیر خطی هستیم. شکل (۱۲) منحنی ظرفیت سازه را به صورت واقعی و ایده‌آل نشان می‌دهد. رفتار ایده‌آل در سازه به صورت یک رفتار دو خطی به نمایش در آمده است. همان طور که از شکل برمی‌آید، مقاومت برشی مورد نیاز C_{eu} این‌گونه به دست می‌آید:

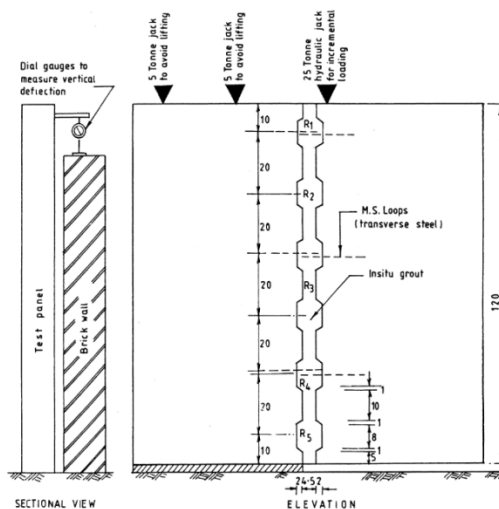
$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (۶)$$

که W برابر وزن لرزه‌ای سازه و V_e برابر حداکثر برش پایه‌ای است که اگر سازه بخواهد در محدوده الاستیک باقی بماند در آن ایجاد می‌شود.

همان‌طور که از شکل پیداست، حداکثر تقاضای تغییر شکلی برابر با Δ_{max} است. C_y برابر برش پایه نرمال شده‌ای است که در آن تسلیم سازه اتفاق می‌افتد. همچنین C_s برابر با برش پایه‌ای است که در آن اولین مفصل پلاستیک در سازه تشکیل می‌شود. برای اهداف طراحی در آیین‌نامه‌ها، تراز C_y را به C_s تقلیل می‌-



شکل ۱۰- انواع اتصالات در جرابیز [۱۴]: الف) اتصال صاف، ب) اتصال با زبانه، ج) اتصال دندانه‌دار



شکل ۱۱- ابعاد و جزئیات اتصالات قائم مورد بررسی [۱۴]

اما برای مدل‌سازی رفتار این اتصال در نرم‌افزار Perform، از منحنی نیرو-تغییر مکان ارائه شده توسط چاکرabortی و همکاران به صورت ایده‌آل استفاده گردیده است (مقادیر نظیر آن به ترتیب در شکل ۹ و در جدول ۲ ذکر شده است).

جدول ۲- مقادیر پارامترهای مختلف نمودار تنش- کرنش برای

اتصال D4 [۱۴]

D4	پارامترها
۷۵۰۰۰	E (MPa)
۰/۲۵	K_H/K_0
۳۰۰	F_Y (MPa)
۱۳۳۰	F_U (MPa)
۰/۱	F_R/F_U
۰/۰۶	D_U
۰/۰۷	D_L
۰/۱۰	D_R
۰/۲۰	D_X

$$\varphi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp(-1.5(\ln(T) - 0.6)^2) \quad (10)$$

که در این روابط، μ شکل پذیری سازه و T زمان تناوب اصلی سازه (زمان تناوب مود اول) است.

• ضریب افزایش مقاومت: نسبت مقاومت بین تراز تسلیم واقعی سازه (C_y) و تراز اولین تسلیم عمده (C_s) به وجود آمده در سازه، توسط ضریبی بیان می‌شود که ضریب اضافه مقاومت نامیده شده و به صورت زیر بیان می‌شود. این ضریب به عواملی چون نامعینی سازه، بازتوزیع نیروهای داخلی و تأثیر المان‌های غیر سازه‌ای بستگی دارد.

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (11)$$

• ضریب تنش مجاز: این ضریب برای به حساب آوردن تفاوت‌های موجود در آیین‌نامه‌های طراحی به وجود آمده است. برای آیین‌نامه‌هایی که طراحی در آن‌ها با روش تنش مجاز صورت می‌گیرد، این ضریب برای کاهش تراز مقاومتی از C_s به C_w به کار می‌رود. اما برای آیین‌نامه‌هایی که بر اساس روش حد نهایی هستند، این ضریب وجود ندارد. ضریب تنش مجاز را می‌توان به صورت زیر تعریف کرد.

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (12)$$

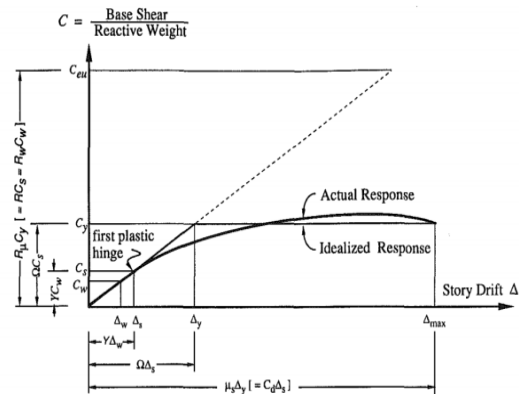
مقدار این ضریب معمولاً برای آیین‌نامه‌هایی که از روش تنش مجاز استفاده می‌کنند، برابر عددی بین ۱/۴ و ۱/۵ است. برای آیین‌نامه‌هایی که از روش حد نهایی استفاده می‌کنند، مقدار این ضریب را برابر واحد در نظر می‌گیرند.

بنابراین ضریب رفتار کلی مربوط به آیین‌نامه‌هایی که از روش حد نهایی استفاده می‌کنند، این‌گونه به دست می‌آید (مانند 2003 NEHRP [۲۳]):

$$R = \frac{C_{eu}}{C_s} = \frac{C_{eu}}{C_y} \times \frac{C_y}{C_s} = R_\mu \times \Omega \quad (13)$$

ضریب رفتار کلی مربوط به آیین‌نامه‌هایی که از روش تنش مجاز استفاده می‌کنند این‌گونه به دست می‌آید (مانند آیین‌نامه [۲۴] UBC 94):

دهند. این تراز معمولاً اولین تسلیم عمده سازه نیز نامیده می‌شود. در این تراز پاسخ کلی سازه از حالت خطی به صورت منحنی در می‌آید. در بعضی از آیین‌نامه‌ها، تراز C_s را بیشتر تقلیل می‌دهند تا به تراز C_w که مقاومت در حد نیروهای طراحی است برسند. همان‌طور که در شکل نمایان است، ضریب رفتار از سه قسمت تشکیل یافته که در اینجا شرح داده می‌شوند.



شکل ۱۲- منحنی ظرفیت سازه [۲۱]

• ضریب کاهش نیرو: به علت شکل‌پذیری موجود در المان‌های سازه، سازه ظرفیت اتلاف انرژی پیدا خواهد کرد. به واسطه این ظرفیت اتلاف انرژی، نیروی طراحی الاستیک سازه می‌تواند به تراز مقاومت تسلیم با استفاده از ضریبی که ضریب کاهش نیرو نامیده می‌شود تقلیل پیدا کند.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (7)$$

این ضریب به عواملی چون شکل‌پذیری، زمان تناوب سازه، میرایی و شرایط خاک محل بستگی دارد. محققین زیادی بر روی این ضریب کار کرده‌اند و روابط مختلفی توسط آنان پیشنهاد شده است. در این تحقیق، برای محاسبه ضریب کاهش نیرو از رابطه پیشنهادی توسط Miranda برای لایه‌های سنگی استفاده شده است [۲۲].

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\varphi} + 1 \geq 1 \quad (8)$$

که μ و φ از روابط زیر به دست می‌آیند.

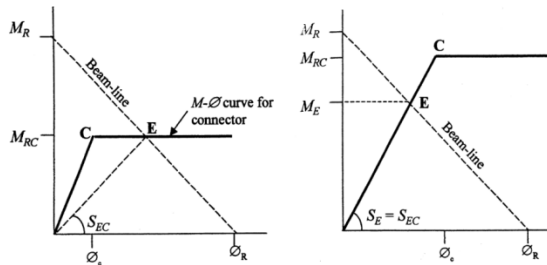
$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (9)$$

شده در هر اتصال، منحنی‌های دو خطی اتصال استخراج شد. این منحنی‌ها با استفاده از رابطه (۱۵) به دست آمدند.

$$\varphi_c = \frac{f_y L_e}{E_s d} + \frac{M_{RC} L_p}{E_c I_{beam}} + \frac{M_{RC} h_{col}}{E_c I_{col}} \quad (15)$$

اما در این رابطه φ_c چرخش محاسباتی تیر و ستون، f_y تنش تسلیم فولاد عبور کرده در ناحیه اتصال، L_e طولی از آرماتور است که توزیع تنش در آن ثابت بوده، L_p طول ناحیه پلاستیک، h_{col} عمق ستون، E_s مدول الاستیسیته فولاد، E_c مدول الاستیسیته بتن، M_{RC} ظرفیت خمشی محاسباتی در ناحیه اتصال، I_{beam} ممان اینرسی مقطع ترک خورده برای تیر و I_{col} ممان اینرسی مقطع ترک خورده برای ستون است.

در رابطه (۱۵) برای چرخش نسبی تیر و ستون سه عبارت در نظر گرفته شده است. عبارت اول مربوط به بازشدگی در سطح مشترک تیر و ستون، عبارت دوم مربوط به تغییر شکل‌های چرخشی تیر و عبارت سوم نماینده تغییر شکل چرخشی ستون است.



شکل ۱۵- منحنی لنگر دوران دو خطی اتصال تیر به ستون

پیش‌ساخته [۱۹]

علاوه بر اتصال تیر به ستون یاد شده در قاب‌های پیش ساخته از اتصال افقی RS به عنوان اتصال افقی بین دیوارهای برشی پیش‌ساخته استفاده شد (این درحالی است که دیوارهای قاب‌های دوگانه درجا بدون در نظرگیری اتصال و به صورت سرتاسری مدل شدند). برای مدل‌سازی اتصال RS در نرم-افزار Perform به دلیل تمرکز آرماتورهای عبوری در نقاط خاص بر خلاف آرماتورهای موجود در پانل‌های پیش‌ساخته نیازمند مدل‌سازی آرماتورهای عبوری در ناحیه اتصال به صورت مجزا و بتن به کار رفته در ناحیه اتصال به صورت مجزا هستیم. برای مدل‌سازی این میله‌ها از المان‌های میله‌ای غیر خطی با منحنی

تحلیل در وسط ایفای انجام می‌شود، و المان‌های فایبر به صورت سرتاسری در طول ستون تعریف شده‌اند در دو انتهای ستون از مفاصل $P-M_2-M_3$ نیز بهره‌برداری گردید. پارامترهای لازم برای تعریف محدوده تسلیم شونده در مفاصل $P-M_2-M_3$ از نمودارهای اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی ستون برداشت شد. اما در دیوارها از مقاطع فایبر در دو جهت قائم و افقی استفاده شده است. به طوری که در هر جهت تعداد فایبرهای بتنی، درصد آرماتورهای موجود در سطح بتن و تعداد فایبرها جهت تعیین تعداد آرماتورها تعیین می‌گردد.

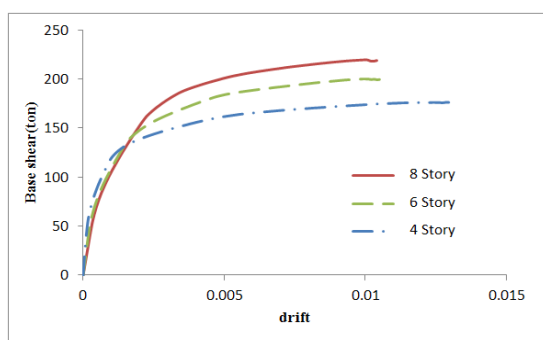
رفتار غیر خطی خمشی تیرها با توجه به اینکه مقدار نیروی محوری در آن‌ها کم بوده و قابل صرف نظر کردن است با استفاده از منحنی لنگر-انحنای مفاصل M_3 در انتهای آن‌ها مدل‌سازی و از اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در آن صرف نظر شده است. در این منحنی به ازای یک نیروی محوری معین، انحنای نظیر هر مقدار لنگر خمشی تعیین می‌گردد. بر اساس تعادل لنگر استاتیکی مقطع و منظور نمودن روابط هم‌سازی در تغییر شکل‌ها با استفاده از منحنی لنگر-انحنای می‌توان رفتار غیر خطی یک عضو خمشی را مدل کرد. برای به دست آوردن منحنی لنگر-انحنای از فرضیات اساسی تئوری خمشی استفاده شده است. به این ترتیب که:

- صفحات عمود بر محور خمش به صورت مسطح باقی می‌مانند. بنابراین نمودار کرنش در ارتفاع مقطع به صورت خطی تغییر می‌کند.
- هیچ گونه لغزشی بین بتن و فولاد وجود ندارد.
- تنش در هر نقطه دلخواه از مقطع عضو از منحنی تنش-کرنش پایه مربوط به فولاد و بتن به دست می‌آید.

منحنی‌های لنگر-انحنای در تحلیل‌های غیر خطی با استفاده از روابط چندخطی معادل در نرم‌افزار Perform ایده‌آل‌سازی می‌شود. در فرآیند ایده‌آل‌سازی این منحنی‌ها از اصل معادل-سازی سطح زیر منحنی لنگر-انحنای واقعی با منحنی لنگر-انحنای ایده‌آل شده استفاده گردید. همچنین طول مفصل پلاستیک با توجه به رابطه تقریبی ارائه شده توسط پائول [۲۵]، $0.5D$ فرض شده است.

در قاب‌های پیش‌ساخته علاوه بر موارد بالا از اتصال تیر به ستون نیمه‌صلب پیش‌ساخته بتنی W به عنوان اتصالات میانی و گوشه در قاب استفاده شد. منحنی‌های لنگر دوران اتصال W یاد شده در اشکال (۲) تا (۴) با استفاده از جزئیات موجود و روابط تعادل و هم‌سازی در ناحیه اتصال به صورت دو خطی در آمده (شکل (۱۵)) و با توجه به ابعاد ستون، تیر و ادوات استفاده

همچنین نتایج مربوط به تغییر مکان و برش پایه نهایی ناشی از این الگوها با تحلیل بار افزون (MPA) [۲۸] مورد مقایسه قرار گرفت. تحلیل‌های غیر خطی از طریق نرم‌افزار Perform3D انجام شده و برای به دست آوردن تغییر مکان هدف از روش ضرایب جابجایی ارائه شده توسط FEMA 356 استفاده شده است. مقادیر مشخصات دینامیکی شامل، زمان تناوب، نسبت جرم مؤثر مودی و ضریب مشارکت مودی برای سه مود اول سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته و در جای معادل در جدول (۴) و منحنی ظرفیت سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته ۳ دهانه تحت بارگذاری یکنواخت در شکل (۱۶) نشان داده شده‌اند.



شکل ۱۶- منحنی ظرفیت سیستم‌های دوگانه ۳ دهانه پیش-ساخته تحت بارگذاری یکنواخت

رفتاری ارائه شده در شکل (۹) و جدول (۱) و برای مدل‌سازی بتن در ناحیه اتصال از المان‌های فایبر دیوار با درصد آرماتورهای صفر استفاده شده است. ضخامت مقطع اتصال نیز به دلیل محدودیت‌های نرم‌افزاری ۵ cm در نظر گرفته شده است. از اتصال D4 به عنوان اتصال قائم به اعضای جانبی دیوارهای برشی پیش‌ساخته استفاده شد. برای مدل‌سازی اتصالات قائم بر خلاف اتصالات افقی به دلیل گسترده بودن آرماتورهای عبوری در ناحیه اتصال، از مشخصات آرماتورهای افقی ارائه شده در شکل (۹) و جدول (۲) در هر فایبر در طول ارتفاع دیوار استفاده شده است.

۵- تحلیل‌های غیر خطی مورد استفاده

در این تحقیق برای به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه (برش پایه-تغییر مکان) از تحلیل‌های استاتیکی غیر خطی استفاده شده است. طبق توصیه صورت گرفته توسط آیین‌نامه FEMA 356 [۲۶] و دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای [۲۷] حداقل دو نوع توزیع بار جانبی برای در نظرگیری شرایط بار بحرانی در سازه در این تحلیل باید اعمال گردد. در این تحقیق از سه نوع توزیع بار جانبی برای انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شده است.

۱- توزیع بار مثلی (شبه به توزیع نوع اول مربوط به الگوی اول آیین‌نامه FEMA 356)

۲- توزیع بار یکنواخت متناسب با جرم (توزیع اول مربوط به الگوی دوم آیین‌نامه FEMA 356)

۳- توزیع MRSA (توزیع سوم مربوط به الگوی اول آیین‌نامه FEMA 356)

جدول ۴- مشخصات دینامیکی مربوط به سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته و در جای معادل

ضریب مشارکت مودی			نسبت جرم مؤثر مودی			زمان تناوب (ثانیه)			تعداد طبقات و دهانه‌ها	
۳	۲	۱	۳	۲	۱	۳	۲	۱	مود	
۰/۱۳۹	۰/۴۵۸	۱/۳۴۷	۰/۰۴۴	۰/۲۱۹	۰/۷۲۹	۰/۰۱۷	۰/۰۳۴	۰/۱۵۴	۳	*۴
۰/۱۳۶	۰/۴۴۹	۱/۳۴۱	۰/۰۴۴	۰/۲۱۸	۰/۷۲۰	۰/۰۱۴	۰/۰۲۹	۰/۱۳۵	۵	
۰/۲۳۷	۰/۵۷۴	۱/۴۰۹	۰/۰۶۳	۰/۲۱۹	۰/۶۸۶	۰/۰۲۶	۰/۰۶۰	۰/۳۰۶	۳	۶
۰/۲۲۹	۰/۵۶۲	۱/۴۰۳	۰/۰۶۱	۰/۲۲۰	۰/۶۸۹	۰/۰۲۲	۰/۰۴۸	۰/۲۴۳	۵	
۰/۲۹۴	۰/۶۳۷	۱/۴۴۳	۰/۰۶۹	۰/۲۱۵	۰/۶۶۶	۰/۰۳۸	۰/۰۸۹	۰/۴۶۷	۳	۸
۰/۲۹۹	۰/۶۴۰	۱/۴۴۵	۰/۰۷۰	۰/۲۱۵	۰/۶۶۰	۰/۰۳۰	۰/۰۷۱	۰/۳۷۴	۵	
۰/۱۳۹	۰/۴۵۷	۱/۳۴۷	۰/۰۴۴	۰/۲۱۷	۰/۷۳۱	۰/۰۱۷	۰/۰۳۴	۰/۱۵۳	۳	۴
۰/۱۳۷	۰/۴۵۵	۱/۳۴۶	۰/۰۵۱	۰/۲۱۸	۰/۷۲۱	۰/۰۱۵	۰/۰۳۱	۰/۱۳۷	۵	
۰/۲۳۷	۰/۵۷۱	۱/۴۴۱	۰/۰۶۳	۰/۲۱۵	۰/۶۹۱	۰/۰۲۶	۰/۰۵۹	۰/۲۹۳	۳	۶
۰/۲۳۰	۰/۵۶۲	۱/۴۰۲	۰/۰۶۲	۰/۲۱۸	۰/۶۹۱	۰/۰۲۲	۰/۰۴۹	۰/۲۴۶	۵	
۰/۲۹۳	۰/۶۳۱	۱/۴۳۸	۰/۰۶۸	۰/۲۰۸	۰/۶۷۳	۰/۰۳۸	۰/۰۸۸	۰/۴۴۵	۳	۸
۰/۲۸۷	۰/۶۲۶	۱/۴۳۶	۰/۰۶۸	۰/۲۱۲	۰/۶۷۲	۰/۰۳۲	۰/۰۷۴	۰/۳۷۴	۵	

۶- بررسی سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته

۶-۱- ارزیابی سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با اتصال W (به همراه اتصالات RS و D4)

جداول (۵) و (۶) مقادیر مربوط به پارامترهای لرزه‌ای سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با اتصال W را نشان می‌دهند. در این جداول T_e زمان تناوب مؤثر قاب (بر اساس تعریف آیین-نامه FEMA 356)، Δ_y تغییر مکان تسلیم (بر اساس طیف ظرفیت ایده‌آل‌سازی شده)، Δ_u تغییر مکان نهایی، μ شکل‌پذیری (رابطه (۹))، R_{μ} ضریب کاهش نیرو (رابطه (۸))، Ω ضریب اضافه مقاومت (رابطه (۱۱)) و R ضریب رفتار به روش مقاومت نهایی (رابطه (۱۳)) است. همان‌طوری که مشاهده می‌شود، شکل‌پذیری در قاب‌های ۳ دهانه با افزایش تعداد طبقات تقریباً روند ثابت و در قاب‌های ۵ دهانه روند افزایشی داشته است که می‌تواند به علت سختی بیشتر به علت حضور دو دهانه مهاربندی شده باشد که با افزایش ارتفاع روند کاهش سختی بیشتری دارد. با افزایش تعداد طبقات و زمان تناوب سازه ضریب کاهش نیرو روندی افزایشی را دارد. این روند در مقابل روند کاهش ضریب اضافه مقاومت قرار گرفته و مقادیر مربوط به ضریب رفتار را نتیجه داده که روندی افزایشی با شیبی کمتر داشته است.

الگوی توزیع بارهای جانبی تأثیر زیادی بر مقادیر ضریب رفتار نگذاشته است و مقادیر به دست آمده از هر سه توزیع کاملاً به هم نزدیک هستند. این در حالی است که مقادیر مربوط به بارگذاری یکنواخت و MRSA مقادیر نسبتاً نزدیک‌تری به خصوص در زمینه شکل‌پذیری و ضریب کاهش نیرو داشته‌اند.

۶-۲- مقایسه پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های پیش‌ساخته با قاب‌های درجای معادلشان

برای مقایسه بهتر سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با سیستم‌های درجای معادل، پارامترهای لرزه‌ای مربوط به قاب یکپارچه در جداول (۷) و (۸) آورده شده است. مقادیر به دست آمده برای زمان تناوب و تغییر مکان‌های حداکثر، نشان دهنده اولویت تأثیر رفتار دیوار برشی در قاب‌های درجا و پیش‌ساخته و تأثیر اتصالات مناسب موجود در دیوار نسبت به تأثیر رفتار اتصالات نیمه‌صلب تیر به ستون در سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته است.

همان‌طوری که مشاهده می‌شود، شکل‌پذیری سیستم‌های درجا تقریباً ثابت بوده و از روند خاصی تبعیت نکرده است؛ این در حالی است که مقادیر شکل‌پذیری در قاب‌های پیش‌ساخته کمی از قاب‌های یکپارچه بیشتر بوده است که می‌تواند به خاطر رفتار مناسب میلگردهای متصل کننده در زمینه مقاومت و شکل‌پذیری به خصوص در ناحیه اتصالات افقی دیوار باشد. روند طی شده برای ضریب اضافه مقاومت در قاب درجا مانند قاب پیش‌ساخته کاهش یافته است؛ اما مقادیر کمتری را به خصوص در قاب‌های ۵ دهانه نسبت به قاب‌های پیش‌ساخته نشان داده است که به علت اضافه مقاومت موجود در نواحی اتصال پیش‌ساخته به خاطر تیب‌بندی اتصالات آن ناحیه است. با توجه به مقادیر به دست آمده برای این دو ضریب، ضریب رفتار قاب درجا نیز به دست آمد که تقریباً روند افزایشی دارد. همان‌طوری که مشاهده می‌شود، مقادیر ضریب رفتار مربوط به قاب‌های ۵ طبقه معادل بیشترین اختلاف را با یکدیگر دارند که به علت حضور دو دیوار پیش‌ساخته نسبت به یک دیوار در قاب‌های ۳ دهانه و تفاوت رفتاری بیشتر به علت حضور دو دیوار است.

جدول ۵- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته ۳ دهانه با اتصال W

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_u	Δ_y	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۵/۹۴	۲/۱۷	۲/۷۴	۴/۹۸	۱۱/۱۵	۲/۲۴	۰/۱۶۳	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۶/۲۴	۲/۲۸	۲/۷۴	۴/۹۸	۱۱/۰۴	۲/۲۲	۰/۱۶۲	بارگذاری مثلثی	
۶/۰۶	۲/۲۱	۲/۷۴	۵/۰۰	۱۱/۲۰	۲/۲۴	۰/۱۶۳	بارگذاری MRSA	
۶/۴۱	۱/۸۸	۳/۴۱	۴/۹۳	۴۱/۲۲	۸/۳۷	۰/۳۲۴	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۶/۲۳	۱/۷۴	۳/۵۸	۵/۳۵	۳۹/۷۸	۷/۴۴	۰/۳۱۷	بارگذاری مثلثی	
۶/۵۱	۱/۹۱	۳/۴۱	۴/۹۴	۴۱/۴۴	۸/۳۹	۰/۳۲۵	بارگذاری MRSA	
۶/۳۴	۱/۶۹	۳/۷۵	۴/۶۷	۸۶/۸۸	۱۸/۶۰	۰/۴۹۹	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۷/۰۸	۱/۷۸	۳/۹۸	۵/۰۷	۸۳/۲۸	۱۶/۴۳	۰/۴۸۵	بارگذاری مثلثی	
۶/۵۸	۱/۷۶	۳/۷۴	۴/۶۶	۸۷/۴۶	۱۸/۷۷	۰/۵۰۱	بارگذاری MRSA	

جدول ۶- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته ۵ دهانه با اتصال W

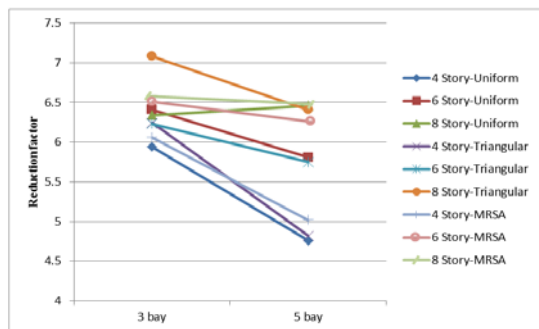
R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_{μ}	Δ_y	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۷۶	۱/۹۹	۲/۳۹	۴/۱۵	۸/۳۴	۲/۰۰	۰/۱۴۰	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۸۲	۲/۰۵	۲/۳۵	۴/۰۳	۸/۵۱	۲/۱۱	۰/۱۴۱	بارگذاری مثلثی	
۵/۰۲	۲/۱۰	۲/۳۹	۴/۱۵	۸/۳۵	۲/۰۱	۰/۱۴۰	بارگذاری MRSA	
۵/۸۱	۱/۸۴	۳/۱۶	۴/۹۱	۲۴/۶۶	۵/۰۲	۰/۲۴۴	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۵/۷۵	۱/۸۶	۳/۰۹	۴/۷۱	۲۵/۰۲	۵/۳۱	۰/۲۴۶	بارگذاری مثلثی	
۶/۲۶	۱/۹۸	۳/۱۶	۴/۹۱	۲۴/۶۸	۵/۰۳	۰/۲۴۴	بارگذاری MRSA	
۶/۴۶	۱/۷۰	۳/۸۰	۵/۳۲	۵۵/۴۴	۱۰/۴۲	۰/۳۸۰	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۶/۴۱	۱/۷۰	۳/۷۷	۵/۲۳	۵۵/۴۴	۱۰/۶۰	۰/۳۷۹	بارگذاری مثلثی	
۶/۴۸	۱/۷۰	۳/۸۱	۵/۳۴	۵۵/۶۱	۱۰/۴۱	۰/۳۸۰	بارگذاری MRSA	

جدول ۷- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به سیستم‌های دوگانه درجای ۳ دهانه

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_{μ}	Δ_y	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۵/۲۵	۲/۰۶	۲/۵۵	۴/۳۳	۱۰/۲۰	۲/۳۶	۰/۱۵۵	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۵/۵۰	۲/۱۱	۲/۴۹	۴/۱۵	۱۰/۱۳	۲/۴۴	۰/۱۵۵	بارگذاری مثلثی	
۵/۵۲	۲/۱۶	۲/۵۵	۴/۳۵	۱۰/۱۹	۲/۳۴	۰/۱۵۵	بارگذاری MRSA	
۵/۹۷	۱/۹۲	۳/۱۱	۴/۳۷	۳۸/۸۸	۸/۹۰	۰/۳۱۵	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۶/۲۷	۱/۹۴	۳/۲۳	۴/۶۲	۳۷/۲۶	۸/۰۶	۰/۳۰۷	بارگذاری مثلثی	
۶/۲۶	۲/۰۰	۳/۱۳	۴/۴۰	۳۹/۱۷	۸/۹۰	۰/۳۱۶	بارگذاری MRSA	
۶/۴۲	۱/۸۴	۳/۴۹	۴/۳۴	۸۹/۲۸	۲۷/۷۳	۰/۵۱۱	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۶/۹۹	۱/۹۰	۳/۶۸	۴/۶۵	۸۹/۰۴	۱۹/۱۵	۰/۵۰۷	بارگذاری مثلثی	
۶/۲۸	۱/۷۶	۳/۵۷	۴/۴۶	۹۰/۲۹	۲۰/۲۴	۰/۵۱۴	بارگذاری MRSA	

جدول ۸- پارامترهای لرزه‌ای مربوط به سیستم‌های دوگانه درجای ۵ دهانه

R	Ω	R_{μ}	μ	Δ_{μ}	Δ_y	T_e	نوع بارگذاری	تعداد طبقات
۴/۶۸	۱/۹۳	۲/۴۲	۴/۲۳	۸/۲۱	۱/۹۴	۰/۱۳۹	بارگذاری یکنواخت	۴ طبقه
۴/۷۰	۱/۹۹	۲/۳۶	۴/۰۲	۸/۶۲	۲/۱۴	۰/۱۴۱	بارگذاری مثلثی	
۴/۹۳	۲/۰۳	۲/۴۳	۴/۲۴	۸/۲۱	۱/۹۴	۰/۱۳۹	بارگذاری MRSA	
۵/۰۴	۱/۶۱	۳/۱۳	۴/۷۸	۲۵/۴۲	۵/۳۲	۰/۲۴۹	بارگذاری یکنواخت	۶ طبقه
۵/۷۴	۱/۸۴	۳/۱۲	۴/۷۵	۲۵/۳۸	۵/۳۴	۰/۲۴۷	بارگذاری مثلثی	
۵/۹۳	۱/۸۹	۳/۱۴	۴/۸۰	۲۵/۳۶	۵/۲۸	۰/۲۵۱	بارگذاری MRSA	
۵/۱۸	۱/۵۶	۳/۳۲	۴/۳۵	۵۵/۴۴	۱۲/۷۴	۰/۳۸۱	بارگذاری یکنواخت	۸ طبقه
۵/۷۴	۱/۶۴	۳/۵۰	۴/۶۸	۵۴/۴۸	۱۱/۶۴	۰/۳۷۶	بارگذاری مثلثی	
۵/۲۶	۱/۵۷	۳/۳۵	۴/۴۰	۵۵/۳۴	۱۲/۵۸	۰/۳۸۱	بارگذاری MRSA	



شکل ۱۷- مقایسه ضریب رفتار سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته

در دهانه‌های مختلف

۶-۳- تأثیر تعداد دهانه‌ها بر مقادیر مربوط به ضریب

رفتار قاب‌های پیش‌ساخته

برای مقایسه بهتر و مشاهده تأثیر تعداد دهانه‌ها بر مقادیر ضریب رفتار سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته، مقادیر مربوط به ضریب رفتار این سیستم‌ها با دهانه‌های ۳ و ۵ برای انواع قاب‌های پیش‌ساخته با ارتفاع‌های مختلف در شکل (۱۷) آورده شده است.

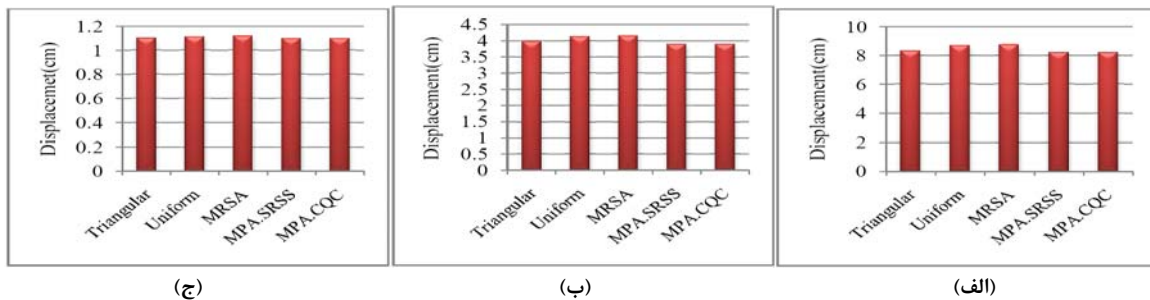
مربوط به تغییر مکان نهایی سیستم‌های دوگانه ناشی از توزیع-های مختلف بار جانبی به هم نزدیک می‌باشد. تغییر مکان‌های مربوط به دو توزیع یکنواخت و MRSA تطابق بیشتری به هم دارند و با افزایش ارتفاع در قاب‌های ۳ دهانه مقادیر این دو توزیع نسبت به توزیع‌های دیگر بیشتر بوده است. تغییر مکان‌های دو توزیع MPA و مثلثی نیز همخوانی بیشتری نسبت به هم دارند؛ این در حالی است که مقادیر حاصل از روش SRSS و CQC در تحلیل MPA تقریباً بر هم منطبق‌اند.

با وجود تطابق خوب نتایج تغییر مکان‌های نهایی برای الگوهای توزیع مختلف، برش پایه به دست آمده این تحلیل‌ها با هم اختلاف قابل توجهی دارند. کمترین مقدار برش پایه مربوط به توزیع مثلثی و بیشترین مقدار آن مربوط به توزیع یکنواخت است که می‌تواند به دلیل پایین آمدن نقطه برآیند بارهای جانبی در این بارگذاری باشد. مقادیر دو الگوی توزیع MRSA و MPA نیز دارای مقادیر بینابینی هستند. این مقادیر برای توزیع MRSA به مقادیر توزیع یکنواخت نزدیک‌تر بوده و برای توزیع MPA از مقادیری نسبتاً نزدیک به توزیع مثلثی در قاب‌های ۴ طبقه شروع و با افزایش تعداد طبقات به توزیع یکنواخت نزدیک می‌شوند. این روند می‌تواند به دلیل تأثیر بیشتر موده‌های بالاتر در قاب‌ها با تعداد طبقات بیشتر باشد.

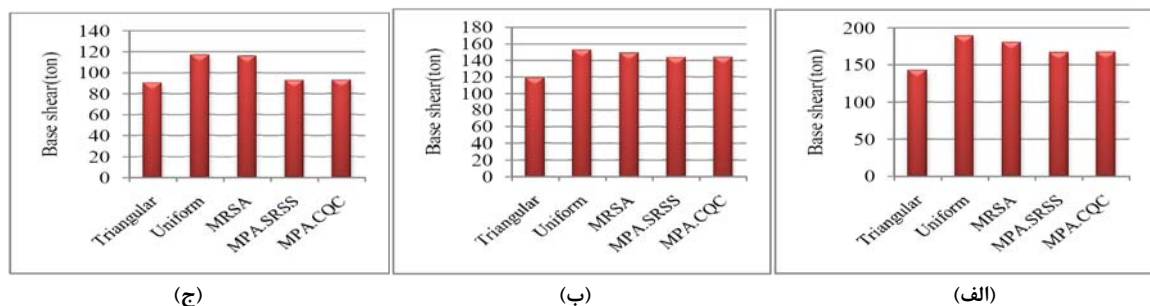
با توجه به جداول ارائه شده برای هر کدام از قاب‌ها مشاهده می‌شود که تغییر مکان نهایی و تسلیم قاب‌های ۳ دهانه بیش از قاب‌های ۵ دهانه بوده است. این روند در مورد زمان تناوب مؤثر سازه نیز صادق است که می‌تواند به دلیل قرار گرفتن دو دیوار با عملکردی موازی در قاب‌های ۵ دهانه باشد. این امر باعث افزایش مقدار ضریب کاهش نیروی قاب‌های ۳ دهانه نسبت به قاب‌های ۵ دهانه شده است. ضریب اضافه مقاومت نیز روند تقریباً مشابهی را طی کرده است و برای قاب‌های ۳ دهانه تقریباً مقدار بیشتری را نشان داده است. با توجه به مقادیر این دو ضریب، ضریب رفتار نیز سیری مشابه را طی کرده و برای قاب‌های ۳ دهانه مقادیر بیشتری را نشان داده است.

۴-۶- مقایسه انواع تحلیل‌های بار افزون صورت گرفته

برای مقایسه بهتر انواع تحلیل‌های بار افزون صورت گرفته، مقادیر مربوط به تغییر مکان‌های نهایی و برش پایه نظیر آن‌ها در شکل‌های (۱۸) و (۱۹) برای تحلیل‌های بار افزون با توزیع مثلثی، یکنواخت، MRSA و MPA (با دو روش جمع آثار مودی SRSS و CQC) برای سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته ۳ دهانه آورده شده است. همان‌طور که در نمودارها نشان داده شده است، مقادیر



شکل ۱۸- مقایسه تغییر مکان بام سیستم‌های پیش‌ساخته ۳ دهانه تحت بارگذاری‌های مختلف: (الف) چهار طبقه، (ب) شش طبقه، (ج) هشت طبقه



شکل ۱۹- مقایسه برش پایه سیستم‌های پیش‌ساخته ۳ دهانه تحت بارگذاری‌های مختلف: (الف) چهار طبقه، (ب) شش طبقه، (ج) هشت طبقه

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق، با بررسی سازه پیش‌ساخته و درجا، تأثیر عواملی چون اتصالات پیش‌ساخته (مربوط به اتصالات تیر به ستون و دیوارهای پیش‌ساخته)، تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها و توزیع بار جانبی مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت، نتایج مربوط به سیستم‌های دوگانه متوسط به دست آمده از این تحقیق به اختصار گزارش شده است:

• سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با اتصال نیمه‌صلب W به همراه اتصالات D4 و RS با میانگین ضریب رفتاری برابر با ۶/۰۶ با داشتن اختلافی برابر با ۷/۳٪ نسبت به سیستم‌های دوگانه درجای معادلشان با میانگین ضریب رفتاری برابر با ۵/۶۵ مقادیر بیشتر اما نزدیکی را نشان دادند.

• در تمام سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته با توجه به حاکمیت رفتار دیوار برشی بر عملکرد کل قاب بدون توجه به رفتار اتصالات نیمه‌صلب تیر به ستون پیش‌ساخته و با توجه به عملکرد تقریباً صلب اتصالات درجاریز دیوارهای پیش‌ساخته، همانند قاب‌های یکپارچه معادل با افزایش تعداد طبقات، شاهد افزایش زمان تناوب، شکل‌پذیری و ضریب کاهش نیرو هستیم.

• ضریب اضافه مقاومت در تمام سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته و درجا با افزایش ارتفاع روندی کاهشی دارد.

• در سیستم‌های دوگانه پیش‌ساخته در بین دو نوع قاب ۳ و ۵ دهانه، قاب‌های ۳ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر ۶/۳۷ نسبت به قاب‌های ۵ دهانه با میانگین ضریب رفتاری برابر ۵/۷۵ مقدار ضریب رفتار بیشتری را ارائه کرده‌اند.

• مقادیر ضریب رفتار ارائه شده توسط سه توزیع مثلثی، یکنواخت و MRSA با داشتن بیشترین اختلاف برابر با ۳/۲٪ به هم نزدیک بوده است. این امر بیانگر عدم حساسیت ضریب رفتار نسبت به الگوی توزیع بار جانبی اعمال شده بر سازه است.

• مقادیر تغییر مکان نهایی برای تمام توزیع‌های مثلثی، یکنواخت، MRSA و MPA تقریباً یکسان هستند. این در حالی است که مقادیر برش پایه ناشی از توزیع مثلثی از سایر توزیع‌ها کمتر و برای توزیع یکنواخت بیشتر است. توزیع‌های مودال MRSA و MPA با افزایش تعداد طبقات نسبت به توزیع مثلثی افزایش پیدا می‌کنند.

۶- مراجع

- [2] Hyeong, J., Hong, G., Tae, E., "Cyclic Loading Test for Reinforced-Concrete of Precast Concrete Moment Frame", *ACI Structural Journal*, 2013, 110 (1), 115-125.
- [3] Wichen, X., Yang, X., "Seismic Tests of Concrete moment-resisting frames and Connections", *PCI Journal*, 2010, 12, 102-121.
- [4] Maya, L., Zanuy, C., Albajar, L., Lopez, C., Portabella, J., "Experimental Assessment of Connections for Precast Concrete Frames Using Ultra High Performance Fiber Reinforced Concrete", *Construction*, 2013, 48, 173-186.
- [5] Rodriguez, M., Torres, M., "Seismic Behavior of a Type of Welded Precast Concrete Beam-Column Connection", *PCI Journal*, 2013, 18, 81-94.
- [6] Hong, W., Kim, S., Park, S., Kim, J., Lee, S., Yoon, K., Kim, S., "Composite Beam Composed of Steel and Precast Concrete (Modularized Hybrid System)", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 2010, 19, PP. 707-727.
- [7] Hawileh, R., Rahman, A., Tabatabai, H., "Nonlinear Finite Element Analysis and Modeling of a Precast Hybrid Beam-Column Connection Subjected to Cyclic Loads", *Applied Mathematical Modeling*, 2010, 34, 2562-2583.
- [8] Ozden, S., Ertas, O., "Behavior of Unbounded, Post-Tensioned, Precast Concrete Connections with Different Percentages of Mild Steel Reinforcement", *PCI Journal*, 2007, 8, 33-44.
- [9] Pekau, O., Yuzhu, C., "Progressive Collapse Simulation of Precast Panel Shear Wall During Earthquakes", *Computers and Structures*, 2006, 84 (1), 400-412.
- [10] Pekau, O., Hum, D., "Seismic Response of Friction Jointed Precast Panel Shear Walls", *PCI Journal*, 1991, 36 (2), 56-71.
- [11] Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., Blance, B. L., "Horizontal Connections for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformation, Part I: Mild Steel Connections", *PCI Journal*, 1995, 40 (4), PP. 78-96.
- [12] Pommeret, M., "Resistance of Vertical Joints in Relation to Shear Strength of Coplanar Large Panels", *CIB Symposium on Bearing Wall*, Warsaw, 1969, pp 1-8.
- [13] Cholewicki, A., "Load Bearing Capacity and Deformation of Vertical Joints in Large Panel
- [1] Choi, H., Choi, Y., Choi, C., "Development and Testing of Precast Concrete Beam-to-Column Connections", *Engineering Structure*, 2013, 56, 1820-1835.

- ASCE Journal of Structural Engineering, 1991, 117 (1), 19-28.
- [22] Miranda, E., Bertero, V., "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design", Earthquake Spectra, 1994, 10 (2), 357-379.
- [23] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings 2003 Edition", (FEMA 451), Washington DC, 2004.
- [24] International Conference of Building Official, "Uniform Building Code (UBC)", California, 1994.
- [25] Paulay, T., Priestly, M. J. N., "Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings", Wiley, 1992
- [26] Federal Emergency Management Agency (FEMA), "NEHRP Provisions for Seismic Rehabilitation of Buildings", Rep. FEMA 356, Washington DC., 2000.
- [۲۷] دفتر امور فنی تدوین معیارها و کاهش خطرپذیری ناشی از زلزله، ۱۳۸۵. "دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود (نشریه شماره ۳۶۰)"، معاونت امور فنی،
- [28] Chopra, A. K., Goel, R. K., "A Modal Pushover Analysis Procedure for Estimating Seismic Demands for Building", Earthquake Engineering and Structure Dynamics, 2002, 31 (3), 561-582.
- Buildings", Building Science, 1971, 6 (4), 163-184.
- [14] Chakrabarti, S. C., Nayak, G. C., Paul, D. K., "Shear Characteristics of Cast-in-Place Vertical Joints in Story-High Precast Wall Assembly", ACI Structural Journal, 1998, 85 (1), 30-45.
- [۱۵] محمودی صاحبی، م.، "ارزیابی اولیه قاب‌های خمشی بتن مسلح با هدف‌های طراحی براساس عملکرد". مجله فناوری و آموزش، ۱۳۸۶، ۱ (۳)، ۹۹-۱۰۶.
- [16] Baracat, S., Malkawi, A., Al-shatnawi, A., "A Step Towards Evaluation of the Seismic Response Reduction Factor in Multistory Reinforced Concrete Frames", Natural Hazards, 1997, 16, 65-80.
- [۱۷] تسنیمی، ع.، سلیمی، م.، "اثر محصورشدگی بتن بر ضریب رفتار سازه‌های بتنی"، نشریه دانشکده مهندسی، ۱۳۸۶، ۱۹ (۱)، ۱-۱۹.
- [18] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames, Part 1: The Experimental Evidence", Structural Engineer, 2003, 81 (16), 14-27.
- [19] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames, Part 2: Analytical Equations & Column Effective Length Factors", Structural Engineer, 2003, 81 (16), 28-37.
- [20] Perform Component and Element for PERFORM-3D (Version 4.0.3), Computers and Structures, Inc, 2006.
- [21] Uang, C. M., "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions"

EXTENDED ABSTRACT

The Study Case on the Effect of Connections on the Reduction Factor of Precast Dual Systems

Seyed Neyram Ahooghalandary^{a,*}, Morteza Madhkhan^b

^a Faculty of Civil Engineering, University of Tabriz, Iran

^b Faculty of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Iran

Received: 05 December 2013; **Accepted:** 10 June 2014

Keywords:

Precast dual system, Reduction factor, Precast connections, Pushover analysis

1. Introduction

With increasing population and necessary of building construction in the least time, we need to use the precast structures. However, due to some problems, the precast industry has not reached to its whole potential yet. The main problem is due to their precast concrete connections. The reduction factor is an important factor in linear analysis that indicates inelastic behaviors of structure such as resistance and ductility in nonlinear stage. In spite of many studies to obtain reduction factor of monolithic structures, we have a little information about this factor in precast ones. So determining this factor is necessary for this type of structures. In this research, dual precast systems in four, six and eight stories with three and five bays were investigated. The effect of one type of typical beam to column connection and two types of horizontal and vertical panel connections were evaluated. Nonlinear static pushover in three forms of triangular, uniform and modal was applied. The results indicate precast concrete dual systems could have reduction factor equal to or more than equivalent in-situ dual systems.

2. Methodology

2.1. Precast connections

In this research, three different popular connections were used. The first one is semi rigid beam to column connection. The end of beam sits on the concrete corbel or steel angel in precast beam to column connection. At this stage, the connections are assumed to be hinged, but after installation, these connections can transfer moments with regard to their relative rigidities. "Welded plate" beam to column connection that presented by Elliot et al. [1,2] was used in this research. This connection is widely used in precast industry. The second is related to horizontal joint of panels. This connection has been used by Soudki et al. [3] and typically used by the American and Japanese precast concrete industries. Continuity of this structure is established by NMB sleeves. The third one is vertical joint of panels. This connection has been suggested by Chakrabarti et al. [4]. Plain joints, keyed joints and shear key joints were generally used in their research. Shear key joints were reinforced and commonly used. The strength of the joints was increased by the shear keys in combination with transverse reinforcements projecting inside the joints.

2.2. Studied models

Three and five bay frames in four, six and eight story were evaluated in this research. It was assumed that investigated structures have no torque and out-of-plane buckling, so they were modeled as 2D frames (Fig. 1.). Push over analysis was applied in three forms:

1. Uniform distribution: the lateral force at a floor is equal to the mass of the floor, i.e. $S_i^* = m_j$ where m_j is the mass and S_j^* is lateral force.

* Corresponding Author

E-mail addresses: ahooghalandary@tabrizu.ac.ir (Seyed Neyram Ahooghalandary), madhkhan@cc.iut.ac.ir (Morteza madhkhan).

2. Triangular distribution: the lateral force at a floor is computed by $S_i^* = m_j h_j$ where m_j is the mass and h_j is the height of the j^{th} floor.

3. MRSA distribution: the lateral force is proportional to force obtained from response spectrum analysis. This distribution shall be used when the period of the fundamental mode exceeds 1.0 s. The number of the required modes should contain at least 90% of the total building mass.

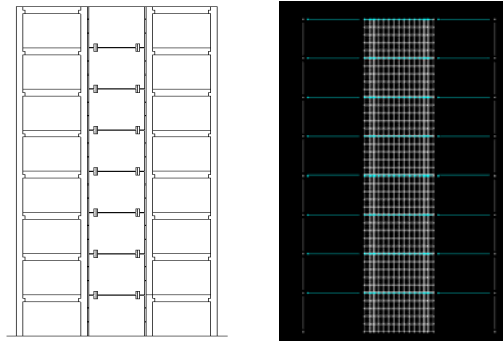


Fig. 1. (a) Schematic view of evaluated precast dual system, (b) modeling of precast frame in software

3. Results and discussion

The results illustrated that by increasing the height of frames, the ductility reduction factor is increased (because of the increase of period) and the over strength factor behaves inversely. Table 1 indicate the reduction factors of precast dual system for 4 stories and 3 bay frames. As shown in Table 1, the results of three analyses are close; but the results of uniform and MRSA analyses are more associated. The reduction factors of precast frames were evaluated greater than ones of monolithic frames. Obtained ductility by wall joints in precast systems is the main reason of this behavior. By increasing the number of stories, the values of reduction factors for precast and monolithic frames was getting close; and results indicated that with increasing the number of the bays, reduction factor decreased.

Table 1. Reduction factors and related parameters for 4 story and 3 bay frame

Number	distribution	T_e	Δ_y	Δ_u	μ	R_u	Ω	R
4 story	uniform	0.163	2.24	11.15	4.98	2.74	2.17	5.94
	triangular	0.162	2.22	11.04	4.98	2.74	2.28	6.24
	MRSA	0.163	2.24	11.20	5.00	2.74	2.21	6.06

4. Conclusions

Precast structure is a structure with semi-rigid connections. Semi-rigid precast connections have great effect on seismic behavior of such structures. Therefore, using the reduction factor of in-site structures for precast ones is not appropriate. In this research, the reduction factor of precast concrete structures with one kind of semi-rigid connection was evaluated and compared with equivalent in-site structures. The results indicated that:

1. The reduction factor for dual precast systems is limited to 5.94-7.08 which is increased by increasing the number of stories.
2. Dual precast systems with precast semi-rigid connections have the reduction factors equal to or more than the ones of monolithic frames.

5. References

- [1] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames, Part 1: The Experimental Evidence", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 14-27
- [2] Elliott, K. S., Davies, G., Ferreira, M., Gorgun, H., Mahdi, A. A., "Can Precast Concrete Structures be Designed as Semi-Rigid Frames, Part 2: Analytical Equations & Column Effective Length Factors", *Structural Engineer*, 2003, 81 (16), 28-37.
- [3] Soudki, K. A., Rizkalla, S. H., Blance, B. L., "Horizontal Connections for Precast Concrete Shear Walls Subjected to Cyclic Deformation, Part 1: Mild Steel Connections", *PCI Journal*, 1995, 40 (4), 78-96.
- [4] Chakrabarti, S. C., Nayak, G. C., Paul, D. K., "Shear Characteristics of Cast-in-Place Vertical Joints in Story-High Precast Wall Assembly", *ACI Structural Journal*, 1998, 85 (1), 30-45.