

DOI: 10.48303/bese.2022.254572

نوع مقاله: پژوهشی

چکیده

استفاده از عناصر پیش ساخته، گام مهمی در راستای صنعتی سازی و ارتقای کیفیت ساختمان است. در تحقیق حاضر، استفاده از سیستمی متشکل از قاب بتنی پیش ساخته به همراه دیوار برشی فولادی پیشنهاد شده است. برای شناخت این سیستم جدید، به بررسی و مقایسه تحلیلی رفتار جانبی قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه صلب) و رفتار قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) با استفاده از آنالیز چرخه‌ای پرداخته شده است. بدین منظور، رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش ساخته با و بدون دیوار برشی فولادی در طبقات مختلف ساختمان (۳، ۵ و ۱۰ طبقه) با توجه به پارامترهای سختی جانبی، مقاومت تسلیم، تغییر مکان جانبی و مقاومت نهایی مورد بررسی قرار گرفت. در راستای رسیدن به هدف تحقیق و انجام آنالیز چرخه‌ای از نرم‌افزار OpenSEES استفاده گردید. جهت مدل‌سازی رفتار غیرخطی اعضا، از مصالح Concrete02 و Steel02 استفاده شد که با استفاده از پروتکل SAC مورد تحلیل قرار گرفتند. نتایج تحقیق نشان داد که قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصالات نیمه‌صلب) در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) با افزایش تعداد طبقات ساختمان در پارامترهای فوق‌الذکر رفتار بهتری نشان می‌دهد، لذا، با توجه به یافته‌های تحقیق، استفاده از قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب) در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) توصیه می‌گردد.

واژگان کلیدی: قاب بتنی پیش ساخته، دیوار برشی فولادی، تحلیل غیرخطی بارافزون چرخه‌ای.

مقایسه رفتار چرخه‌ای قاب بتنی پیش ساخته با و بدون دیوار برشی فولادی

مازیار پناهی

دانشجوی کارشناسی ارشد رشته مهندسی عمران گرایش زلزله،
دانشکده فنی و مهندسی، واحد اصفهان (خوراسگان)، دانشگاه آزاد
اسلامی، اصفهان، ایران

فرهاد بهنام‌فر (نویسنده مسئول)

استاد، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان،
ایران، farhad@cc.iut.ac.ir

۱- مقدمه

ساختمان مورد استفاده قرار می‌گیرد. مقاطع بتن مسلح، مزایای عمده‌ای از جمله دوام مطلوب، شکل‌پذیری و اقتصادی بودن را دارا می‌باشند. در این سیستم قطعات بتنی بر اساس نقشه‌ها و قطعات مورد نظر به صورت پیش ساخته از کارخانه سازنده به کارگاه حمل می‌گردد. با توجه به داشتن ضریب اطمینان بالاتر نسبت به سازه‌های بتنی درجا ریز، از لحاظ معماری به دلیل کوچک‌تر شدن ابعاد تیر و ستون، از فضای بیشتری برخوردار می‌باشد [۱].

دیوار برشی فولادی از ورق فولادی که توسط تیرها و ستون‌ها احاطه شده است، تشکیل می‌شود. دیوار برشی فولادی

در سال‌های اخیر در بحث مقاوم‌سازی سازه‌ها در برابر نیروهای جانبی رویکرد استفاده از المان‌هایی مانند دیوار برشی فولادی مورد توجه بسیاری از محققان در حوزه صنعت ساخت‌وساز قرار گرفته است. از جمله دلایل اصلی این امر می‌توان به وجود مزیت‌های بالقوه استفاده از تکنیک‌های پیشرفته عملیاتی از منظر صرفه‌جویی اقتصادی، تسریع عملیات و قابلیت استفاده در مناطق با خطر لرزه‌خیزی زیاد و بسیار زیاد نام برد [۱]. سیستم قاب بتنی پیش ساخته در کشورهای مختلف با بهره‌گیری از فناوری‌های نوین با استفاده از دستگاه‌ها و تجهیزات پیشرفته و نیروی کارآمد و با تجربه در انبوه‌سازی مسکن و

می‌کند که به این سؤال تحقیق پاسخ دهد که «آیا رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب) و رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) در ساختمان‌های با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۱۰ طبقه با توجه به پارامترهای سختی جانبی، مقاومت تسلیم، تغییر مکان جانبی و مقاومت نهایی، متفاوت می‌باشد؟».

۲- پیشینه تحقیق

استفاده از دیوار برشی فولادی به‌عنوان مصالح مقاوم در برابر بارهای جانبی در سازه‌های فولادی به اوایل دهه ۷۰ میلادی بازمی‌گردد. از آن زمان به بعد تحقیقات زیادی به بررسی این سیستم پرداختند. به همین دلیل در این قسمت مهم‌ترین تحقیقات انجام گرفته بررسی شده‌اند که نزدیک به موضوع تحقیق حاضر می‌باشند. قاسمیه و همکاران [۴] در تحقیقی به بررسی رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی پرداختند. محققان در این تحقیق اقدام به بررسی و گردآوری اطلاعات موجود درباره رفتار لرزه‌ای دیوار برشی فولادی کرده و با تکیه بر نتایج آزمایشگاهی مربوطه، جنبه‌های کاربردی دیوار برشی فولادی را معرفی و استفاده از آن را توصیه نمودند.

نورعلی‌زاده [۵] در تحقیقی به بررسی آزمایشگاهی رفتار سیستم دیوار برشی فولادی تقویت شده با ورق‌های دوزنقه‌ای کرکره‌ای تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی پرداخت. وی در تحقیق خود تلاش کرد که نوع خاصی از ورق‌های تقویت‌شده را مورد بررسی قرار دهد که ضعف‌های سیستم‌های تقویت شده قبلی را برطرف کرده و همچنین برخی خواص دیگر را بهبود ببخشد. بدین منظور، از تقویت‌کننده‌های کرکره‌ای دوزنقه‌ای استفاده شد که توسط پیچ‌هایی به ورق اصلی متصل شده بودند. مقدار ظرفیت نهایی، میزان جابه‌جایی خارج از صفحه، مدهای شکست و همچنین مقادیر تنش‌های اصلی در نقاط خاص مورد بررسی آزمایشگاهی تحت بارگذاری چرخه‌ای شبه‌استاتیکی قرار گرفت. نتایج بررسی‌ها حاکی از رفتار مناسب نمونه‌های تقویت‌شده با ورق‌های کرکره‌ای

مشابه تیر ورق طره‌ای عمل می‌نماید که در آن ستون‌ها به منزله‌ی بال‌های آن، تیرهای طبقات همانند سخت‌کننده آن و ورق فولادی به‌عنوان جان آن می‌باشند. دیوارهای برشی فولادی بسیار راحت قابل اجرا هستند. با رعایت یکسری نکات در اجرای دیوارهای برشی فولادی، ضریب اطمینان به مراتب بالاتر از انواع سیستم‌های دیگر به دست می‌آید. سرعت اجرای آن بالا بوده و از هزینه‌های اجرا می‌کاهد. سیستم دیوار برشی فولادی دارای انعطاف‌پذیری بالایی می‌باشد که این خاصیت عامل ایجاد توانایی بالای آن برای اتلاف انرژی نیروهای جانبی است و این امر باعث کارآمد شدن دیوار برشی فولادی می‌شود. سیستم دیوار برشی فولادی نسبتاً دارای سختی اولیه بالایی است، لذا در کاهش جابه‌جایی نسبی طبقات بسیار کارآمد است [۳].

در طراحی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته از دو نوع سیستم می‌توان استفاده کرد. سیستم اول سازه قاب خمشی با اتصالات صلب و سیستم دوم سازه قاب ساده با دیوار برشی است. استفاده از قاب خمشی منجر به سنگین‌تر شدن اعضای سازه به دلیل نیاز به محدود کردن دررفت طبقه می‌شود. جدا از رفع مشکل سنگین شدن اعضای سازه، استفاده از دیوار برشی فولادی می‌تواند علاوه بر تسریع در فرآیند اجرای ساختمان، ایجاد فضای قابل استفاده بیشتر را به ارمغان آورد. علاوه بر این، استفاده از دیوار برشی فولادی می‌تواند هزینه ساخت اتصالات را به‌طور قابل توجهی کاهش دهد. علی‌رغم وجود مزایای بالقوه بیان شده، بررسی تاریخچه تحقیق نشان می‌دهد که مطالعات انجام گرفته بر روی رفتارشناسی (با استفاده از داده‌های کمی و آزمون‌های تحلیلی) این سیستم سازه‌ای نوین بسیار محدود بوده و همچنان نیاز به توسعه دانش نظری و تجربی در این موضوع به‌خوبی احساس می‌شود. این مهم انگیزه تحقیق حاضر است که رفتار سیستم قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصالات نیمه‌صلب) را در شاخص‌های سختی جانبی، مقاومت تسلیم، تغییر مکان جانبی و مقاومت نهایی، از طریق آنالیز چرخه‌ای بررسی کرده و با رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) مورد مقایسه قرار دهد و به‌طور مشخص تلاش

در تحقیقی دیگر، بهنام‌فر و همکاران [۹] بر روی موضوع قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی تمرکز کردند. آنها با تکیه بر دو روش مدل‌سازی روش دقیق المان محدود (FEM) و روش مدل تقریبی نوار هم‌ارز (ESM) از طریق آنالیز غیرخطی یک طرفه، شکل‌پذیری و ضریب رفتار را برای این سیستم سازه‌ای جدید مورد محاسبه قرار دادند.

همان‌طور که مطالعه سوابق تحقیق نشان می‌دهد، در مطالعات اندک صورت گرفته سیستم‌های قاب بتنی پیش‌ساخته و دیوار برشی فولادی به‌صورت جداگانه مورد بررسی قرار گرفته‌اند. در واقع بررسی تحقیقات گذشته مؤید این واقعیت است که علی‌رغم توجه متخصصان مهندسی عمران، تحقیقات صورت گرفته موضوع بررسی اثر دیوار برشی فولادی در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته را به‌طور مناسب و کافی مد نظر قرار نداده‌اند. به بیان بهتر در مبحث مقاوم‌سازی در برابر نیروهای جانبی، با رویکرد بررسی تأثیر دیوار برشی فولادی در قاب‌های بتنی پیش‌ساخته، کمبود دانش لازم و کافی در زمینه شناخت جنبه‌های مختلف رفتار این سیستم احساس می‌شود؛ بنابراین، با توجه به وجود نیاز به تحقیقات بیشتر در این زمینه، مزیت‌های بالقوه استفاده از این تکنیک عملیاتی و با انگیزه شناخت و بسط بیشتر اطلاعات در این حوزه، این پژوهش بر روی موضوع قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی تمرکز کرده و رفتار این سیستم را با رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) مورد مقایسه قرار می‌دهد.

۳- فرآیند اجرای تحقیق

- در راستای رسیدن به اهداف تحقیق فرآیند ذیل طی می‌گردد:
۱. طراحی سازه با استفاده از اطلاعات اولیه در نرم‌افزار SAP2000.
 ۲. مدل‌سازی سازه‌های طراحی شده در نرم‌افزار OpenSEES با استفاده از خروجی طراحی سازه در نرم‌افزار SAP2000.
 ۳. انجام تحلیل بارافزون ساده در هر دو نرم‌افزار SAP2000 و OpenSEES برای صحت‌سنجی نرم‌افزار مورد استفاده.

دوزنقه‌ای بود که از آن جمله افزایش قابل توجه ظرفیت نهایی سیستم، کاهش قابل توجه در مقدار کمانش خارج از صفحه و بهبود در تقارن و پایداری منحنی‌های هیستریزیس نیرو-تغییر مکان قابل اشاره بود.

ژاو و آستانه اصل [۶] در تحقیقی به بررسی رفتار چرخه‌ای دیوارهای برشی فولادی پرداختند. آنها در پژوهش خود تمرکز را بر مطالعه تجربی یک سیستم دیوار برشی فولادی قرار دادند که در ساختمان‌های ایالات متحده آمریکا مورد استفاده قرار می‌گرفت. سیستم دیوار برشی فولادی مورد مطالعه در تحقیق آنها شامل صفحات دیوارهای برشی فولادی بود که در داخل یک سازه چند دهانه قرار می‌گرفت. هر دو نمونه مورد بررسی در حالت غیر الاستیک رفتار کشسانی بالا و پایداری را از خود به نمایش گذاشتند، به این معنی که نمونه‌های مورد بررسی قادر به تحمل بیش از ۳۰ دوره از جابه‌جایی‌های برشی غیر الاستیک قبل از رسیدن به دررفت درون طبقه‌ای بیشتر از ۰/۰۳ بودند.

در تحقیقی دیگر، بهبهانی‌فرد و همکاران [۷] آزمایشی تجربی بر روی دیوار برشی فولادی یک ساختمان سه طبقه در دانشگاه آلبرتا انجام دادند. آنها یک مدل که به روش المان محدود (FEM) طراحی گردیده را تحت نیروی جانبی با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS آزمایش کردند. نتایج تحقیق نشان داد درحالی که محققان سختی دیوار برشی فولادی را به‌طور دقیق پیش‌بینی کرده بودند، مقاومت تسلیم پیش‌بینی شده برای دیوار برشی فولادی ۱۲ درصد پایین‌تر از مقاومت اندازه‌گیری شده بود.

در پژوهشی دیگر، جئو و همکاران [۸] آزمایش‌هایی بر روی دیوار برشی فولادی (SSW) سخت شده انجام دادند. با استفاده از یک قاب ۷ طبقه مجهز به SSWهای مختلف شامل دیوار کامپوزیت و SSW سخت شده، در شاخص‌های کمانش، ظرفیت برشی، شکل‌پذیری و رفتار هیستریزیس دیوارها مورد مطالعه قرار گرفت. نتایج حاصل از آنالیزها مؤید رفتار مطلوب روش ترکیب سخت‌شوندگی متشکل از عناصر فولادی و پوشش بتن تقویت شده بود.

۴-۱- طراحی سازه ۳ طبقه

برای به دست آوردن ابعاد سازه نیاز به طراحی سازه در نرم‌افزار SAP2000 می‌باشد. برای طراحی قاب بتنی پیش‌ساخته تمامی اتصالات به صورت مفصلی فرض شده است. میلگرد استفاده شده در تیر و ستون‌های سازه پیش‌ساخته از نوع AIII می‌باشد که دارای تنش تسلیم ۴۰۰ مگاپاسکال می‌باشد. وزن واحد این میلگرد ۷۸۵۰ کیلوگرم بر مترمکعب است. مقدار f'_c بتن برای تمامی سازه‌ها مقدار ۲۸ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. برای محاسبه نیروی برشی در تراز پایه از معادله (۲) استفاده می‌شود که در آن، V نیروی برشی در تراز پایه می‌باشد، W وزن مؤثر لرزه‌ای که بر اساس مبحث ششم محاسبه شده است که مقدار آن در سه سازه محاسبه شده است و C ضریب زلزله که از معادله (۱) قابل محاسبه است:

$$C = \frac{ABI}{R} \quad (1)$$

برای طراحی سازه از منابع PCI Design HandBook (ویرایش ششم) [۱۰] و ANSI/AISC 341-16 (ویرایش سال ۲۰۱۶) [۱۱] استفاده شده است. برای طراحی دیوار برشی فولادی از روش LRFD استفاده شده است. برای محاسبه نیروهای بارگذاری لرزه‌ای از آیین‌نامه ۲۸۰۰ (ویرایش ۴) استفاده شده است. بارگذاری ثقلی سازه با استناد به مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به صورت بار مرده ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته می‌شود. برای محاسبه نیروهای جانبی زلزله به روش استاتیکی معادل فرض شده است و محل ساختمان از نظر پهنه‌بندی خطر نسبی زلزله، دارای خطر نسبی بسیار زیاد است. زمین ساختمگاه زمین نوع II در نظر گرفته شده است.

$$A = 0.35, T_0 = 0.1, T_s = 0.5, H = 3 \times 3$$

$$I = 1.0$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.38$$

$$T_0 < T < T_s \rightarrow B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

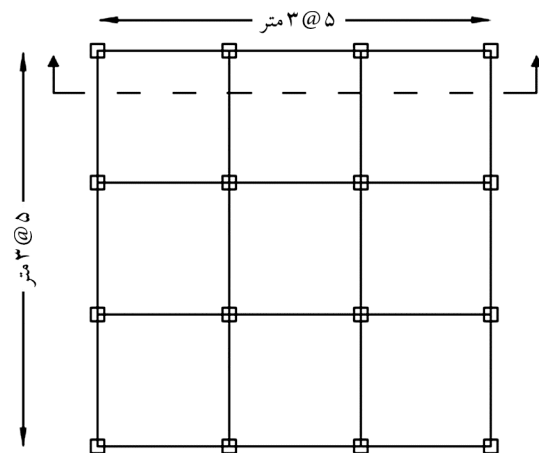
به دلیل آنکه ضریب رفتار ساختمان‌های بتنی پیش‌ساخته دارای دیوار برشی فولادی در منابع و آیین‌نامه‌ها موجود نیست،

۴. تحلیل غیرخطی بارافزون چرخه‌ای با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES.

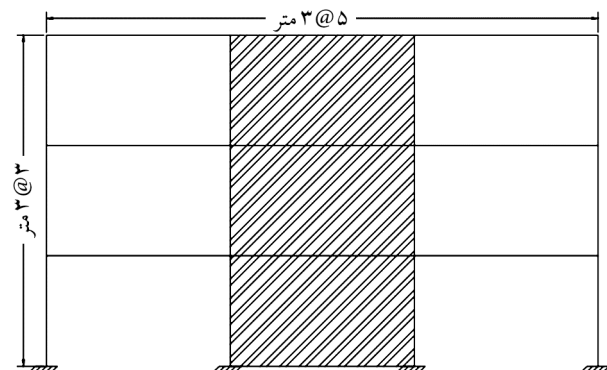
۵. مقایسه تحلیلی رفتار جانبی قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب) و رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) با استفاده از داده‌های به‌دست‌آمده از تحلیل غیرخطی بارافزون چرخه‌ای.

۴- طراحی سازه

در اولین مرحله برای قرار دادن سازه‌ها تحت آنالیز چرخه‌ای، نیاز به طراحی سه سازه با تعداد طبقات متفاوت است که در محیط SAP2000 انجام می‌شود. این مدل‌ها شامل سازه‌های ۳ طبقه، ۵ طبقه و ۱۰ طبقه می‌باشد که همگی دارای سه دهانه هستند. ابعاد هندسی و مشخصات سازه‌ها در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.



شکل (۱): پلان سازه‌های طراحی شده.



شکل (۲): نمای ساختمان ۳ طبقه طراحی شده.

ترکیبات بار مورد استفاده در طراحی به صورت زیر است:

$$1.4D$$

$$1.2D + 1.6L$$

$$1.2D + L + 1.4 E$$

$$0.9D + 1.4 E$$

برش پایه به دست آمده برای طراحی سازه ۳ طبقه مورد استفاده

قرار گرفته و سازه ۳ طبقه طراحی گردید. ابعاد و ضخامت‌های

نظر گرفته شده برای سازه در جدول (۲) نشان داده شده است.

۴-۲- طراحی سازه ۵ طبقه

مدل مورد نظر از لحاظ ویژگی‌های هندسی و ابعاد دقیقاً مشابه

نمونه ۳ طبقه می‌باشد و صرفاً از نظر تعداد طبقات متفاوت است.

همچنین برای طراحی مدل مورد نظر از منابع مشابه با مدل ۳ طبقه

استفاده شده است. به همین ترتیب برای محاسبه نیروهای جانبی

زلزله به روش استاتیکی معادل فرض شده است و محل ساختمان

از نظر پهنه‌بندی خطر نسبی زلزله، دارای خطر نسبی بسیار زیاد

است. زمین ساختگاه زمین نوع II در نظر گرفته شده است.

$$A = 0.35, T_0 = 0.1, T_s = 0.5, H = 5*3, I = 1.0$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.38$$

$$T_0 < T < T_s \rightarrow B = S + 1 = 1.5 + 1 = 2.5$$

$$C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35*2.5*1.0}{5} = 0.175$$

برای طراحی مقدار ضریب رفتار برابر ضریب رفتار ساختمان بتنی

پیش‌ساخته با دیوار برشی بتنی معمولی با توجه به جدول (۸، ۱۰، ۳)

در کتاب PCI Design HandBook در نظر گرفته شده است.

$$R = 5$$

$$C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35*2.5*1.0}{5} = 0.175$$

وزن هر طبقه به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$(15*15)*(0.2*200 + 500) = 121500 \text{ kg} = 121.5 \text{ ton}$$

وزن سازه ۳ طبقه به صورت زیر می‌باشد:

$$W = 121.5*3 = 364.5 \text{ ton}$$

نیروی برش پایه با استفاده از معادله (۲) محاسبه می‌شود:

$$V = C_s W$$

$$V = C_s W = 0.175*364.5 = 63.79 \text{ ton} \quad (2)$$

به این ترتیب توزیع بار جانبی در ارتفاع سازه به کمک

معادله‌های زیر در جدول (۱) آمده است.

$$F_x = C_{vx} V \quad (3)$$

$$C_{vx} = \frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^k} \quad (4)$$

با توجه به اینکه در جهت اعمال بار جانبی در هر طبقه از سازه دو

دیوار برشی فولادی وجود دارد، لازم است که سهم هر دیوار برشی

معادل نصف مقدار بار جانبی در تراز هر طبقه در نظر گرفته شود.

جدول (۱): توزیع نیروی زلزله بین تراز طبقات سازه ۳ طبقه.

F_x	(V)	$\frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^k}$	$W_i H_i$	W_i	H_i	تراز
۲۲/۷۸	۶۳/۷۹	۰/۵	۱۰۹۳/۵	۱۲۱/۵	۹	۳
۱۵/۱۸	۶۳/۷۹	۰/۳۳	۷۲۹	۱۲۱/۵	۶	۲
۷/۷۵	۶۳/۷۹	۰/۱۷	۳۶۴/۵	۱۲۱/۵	۳	۱
۶۳/۷۹						Σ

جدول (۲): ابعاد المان‌ها و سطح مقطع میلگردهای استفاده شده در ساختمان ۳ طبقه.

ابعاد تیر (سانتی‌متر مربع)	سطح مقطع میلگرد (میلی‌متر مربع)		ابعاد ستون (سانتی‌متر مربع)	ضخامت دیوار (میلی‌متر)	طبقه
	ستون کناری	ستون میانی			
۳۰×۳۵	۱۲۰۰	۱۳۰۰	۳۵×۳۵	۲/۰	۳
۳۰×۳۵	۱۲۰۰	۱۳۰۰	۳۵×۳۵	۲/۰	۲
۳۰×۳۵	۱۲۰۰	۱۳۰۰	۳۵×۳۵	۲/۰	۱

به همین ترتیب برای محاسبه نیروهای جانبی زلزله به روش استاتیکی معادل فرض شده است و محل ساختمان از نظر پهنه‌بندی خطر نسبی زلزله، دارای خطر نسبی بسیار زیاد است. زمین ساختگاه زمین نوع II در نظر گرفته شده است.

$$A = 0.35, I = 1.0, T_0 = 0.1, T_s = 0.5, H = 10^*3$$

$$T = 0.05H^{\frac{3}{4}} = 0.64$$

$$T > T_s \rightarrow B = (S+1) * \frac{T_s}{T} = 2.118$$

با توجه به اشارات قبلی مقدار ضریب رفتار با ساختمان بتنی پیش ساخته با دیوار برشی معمولی برابر در نظر گرفته شده است:

$$R = 5$$

$$C_s = \frac{ABI}{R} = \frac{0.35 * 2.118 * 1.0}{5} = 0.148$$

وزن سازه ۱۰ طبقه به صورت زیر است:

$$W = 121.5 * 10 = 1215 \text{ ton}$$

$$V = C_s W = 0.148 * 1215 = 179.82 \text{ ton}$$

با توجه به اینکه در جهت اعمال بار جانبی در هر طبقه از سازه دو دیوار برشی فولادی در هر طبقه استفاده شده است، لازم است که سهم هر دیوار برشی معادل نصف مقدار بار جانبی در تراز هر طبقه در نظر گرفته شود، جدول (۵).

جدول (۳): توزیع نیروی زلزله بین تراز طبقات سازه ۵ طبقه.

تراز	H_i	W_i	$W_i H_i$	$\frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^k}$	(V)	F_x
۵	۱۵	۱۲۱/۵	۱۸۲۲/۵	۰/۳۳	۱۰۶/۳۱	۲۵
۴	۱۲	۱۲۱/۵	۱۴۵۸	۰/۲۷	۱۰۶/۳۱	۲۰/۵
۳	۹	۱۲۱/۵	۱۰۹۳/۵	۰/۲	۱۰۶/۳۱	۱۵/۱۹
۲	۶	۱۲۱/۵	۷۲۹	۰/۱۴	۱۰۶/۳۱	۱۰/۶۳
۱	۳	۱۲۱/۵	۳۶۴/۵	۰/۰۷	۱۰۶/۳۱	۵/۳۲
Σ					۱۰۶/۳۱	

جدول (۴): ابعاد المان‌ها و سطح مقطع میلگردهای استفاده شده در ساختمان ۵ طبقه.

طبقه	ضخامت دیوار (میلی‌متر)	ابعاد ستون (سانتی‌متر مربع)	سطح مقطع میلگرد (میلی‌متر مربع)	
			ستون کناری	ستون میانی
۵	۲/۰	۳۵×۳۵	۱۲۰۰	۱۳۰۰
۴	۲/۰	۴۰×۴۰	۱۲۰۰	۱۳۰۰
۳	۲/۰	۴۰×۴۰	۱۲۰۰	۲۱۰۰
۲	۲/۰	۴۰×۴۰	۱۲۰۰	۲۱۰۰
۱	۲/۰	۴۵×۴۵	۱۹۰۰	۲۹۰۰

جدول (۵): توزیع نیروی زلزله بین تراز طبقات سازه ۱۰ طبقه.

تراز	H_i	W_i	$W_i H_i$	$\frac{W_x h_x^k}{\sum_{i=0}^n W_i h_i^k}$	(V)	F_x
۱۰	۳۰	۱۲۱/۵	۳۶۴۵	۰/۱۸	۱۷۹/۸۲	۲۳/۱۶
۹	۲۷	۱۲۱/۵	۳۲۸۰/۵	۰/۱۶	۱۷۹/۸۲	۲۰/۵۸
۸	۲۴	۱۲۱/۵	۲۹۱۶	۰/۱۴	۱۷۹/۸۲	۱۸/۰۱
۷	۲۱	۱۲۱/۵	۲۵۵۱/۵	۰/۱۳	۱۷۹/۸۲	۱۶/۷۲
۶	۱۸	۱۲۱/۵	۲۱۸۷	۰/۱۱	۱۷۹/۸۲	۱۴/۱۵
۵	۱۵	۱۲۱/۵	۱۸۲۲/۵	۰/۰۹	۱۷۹/۸۲	۱۱/۵۸
۴	۱۲	۱۲۱/۵	۱۴۵۸	۰/۰۷	۱۷۹/۸۲	۹
۳	۹	۱۲۱/۵	۱۰۹۳/۵	۰/۰۶	۱۷۹/۸۲	۷/۷
۲	۶	۱۲۱/۵	۷۲۹	۰/۰۴	۱۷۹/۸۲	۵/۱۵
۱	۳	۱۲۱/۵	۳۶۴/۵	۰/۰۲	۱۷۹/۸۲	۲/۵۷
Σ					۱۷۹/۸۲	

جدول (۶): ابعاد المان‌ها و سطح مقطع میلگردهای استفاده شده در ساختمان ۱۰ طبقه.

طبقه	ضخامت دیوار (میلی‌متر)	ابعاد ستون (سانتی‌متر مربع)	سطح مقطع میلگرد (میلی‌متر مربع)	
			ستون کناری	ستون میانی
۱۰	۲/۰	۳۰×۳۰	۹۰۰	۱۲۰۰
۹	۲/۰	۳۰×۳۰	۹۰۰	۱۲۰۰
۸	۲/۰	۳۵×۳۵	۱۲۰۰	۲۲۰۰
۷	۲/۰	۳۵×۳۵	۱۲۰۰	۲۲۰۰
۶	۲/۰	۴۰×۴۰	۱۶۰۰	۳۷۰۰
۵	۲/۰	۴۰×۴۰	۱۶۰۰	۳۷۰۰
۴	۲/۰	۴۵×۴۵	۲۰۰۰	۵۲۰۰
۳	۲/۰	۴۵×۴۵	۲۰۰۰	۵۲۰۰
۲	۲/۰	۵۰×۵۰	۲۵۰۰	۷۳۰۰
۱	۲/۰	۵۰×۵۰	۲۵۰۰	۷۳۰۰

مربع برای میلگرد پایینی است. برای تیرهای کناری سطح مقطع میلگردها به همان صورت که برای میلگردهای میانی در نظر گرفته شد، قرار داده می‌شود.

شکل (۳) نمونه اتصال نیمه‌صلب هشت پیچ را نشان می‌دهد. این اتصال فقط با شرایط مرزی مناسب در انتهای تیرها در نظر گرفته می‌شود. از سوی دیگر، از نمودارهای الاستوپلاستیک رفتار تنش-کرنش برای مدل‌سازی غیرخطی اتصال نیمه‌صلب تیر-ستون استفاده می‌شود. این اتصال با استفاده از المان طول صفر در نرم‌افزار OpenSEES مدل‌سازی می‌شود.

با استفاده از ترکیبات بار که در نمونه قبلی ذکر شدند و با فرض زاویه α معادل $42/5^\circ$ ، اقدام به طراحی این سازه ده طبقه شده است. نتایج حاصل از طراحی در جدول (۶) آمده است.

برش پایه به‌دست‌آمده برای طراحی سازه ۱۰ طبقه مورد استفاده قرار گرفته و سازه ۳ طبقه طراحی گردید. ابعاد و ضخامت‌های در نظر گرفته شده برای سازه در جدول (۶) نشان داده شده است.

سطح مقطع میلگردهای استفاده شده در تیرهای میانی به‌صورت ۳۰۰ میلی‌متر مربع برای میلگرد بالایی و ۷۰۰ میلی‌متر

۳. ظرفیت شکل‌پذیری دورانی نهایی φ_u

بر این اساس کل مقدار دوران نسبی میان تیر و ستون به معادله‌های (۵) و (۶) قابل محاسبه است.

الف) در حالتی که از آرماتورهای فوقانی استفاده شده باشد.

$$\varphi_c = \frac{f_y I_e}{E_g d} + \frac{M_R I_p}{E_c I_b} + \frac{M_R h_{col}}{E_c I_c} \quad (5)$$

ب) در حالتی که از ورق، نبشی یا موارد مشابه استفاده شده است.

$$\varphi_c = \frac{f}{\lambda d} + \frac{M_{RC} I_p}{E_c I_b} + \frac{M_{RC} h_{col}}{E_c I_c} \quad (6)$$

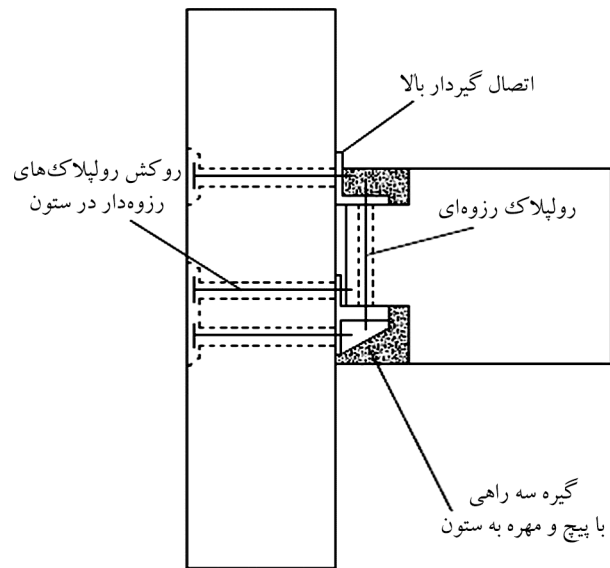
با توجه به مدل‌سازی سازه‌های مورد بررسی در این تحقیق در دو نرم‌افزار OpenSEES و SAP2000، برای مدل کردن دیوار برشی فولادی از روش‌های المان محدود و نوارهای معادل استفاده می‌شود.

با استناد به تحقیقات انجام شده در گذشته که پیش‌تر بدان اشاره گردید می‌توان چنین نتیجه گرفت که مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به روش نوارهای معادل می‌تواند دارای دقت بالایی باشد. به همین دلیل در نرم‌افزار SAP2000 (به دلیل عدم توانایی این نرم‌افزار برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به صورت یک المان پوسته) از مدل‌سازی به روش نوارهای معادل استفاده می‌شود.

۴-۴-۴- مدل‌سازی به روش المان محدود

برای بالا بردن دقت نتایج به دست آمده از تحلیل سازه‌ها، در نرم‌افزار OpenSEES از مصالحی که توانایی مدل‌سازی سازه به روش المان محدود را دارا هستند، استفاده می‌شوند. مصالح المان‌های استفاده شده برای مدل‌سازی بدین روش در ادامه معرفی می‌شوند:

بتن آرمه: برای معرفی بتن از مصالح Concrete02 استفاده می‌شود که توسط حشام و یاسین [۱۲] طراحی شده بود. مصالح Concrete02 به ترتیب نیازمند تنش فشاری ۲۸ روزه و کرنش متناظر با آن، تنش گسیختگی و کرنش متناظر با آن، ضریب شیب باربرداری رفتار، مقدار تنش کششی حداکثر و سختی نرم‌شدگی



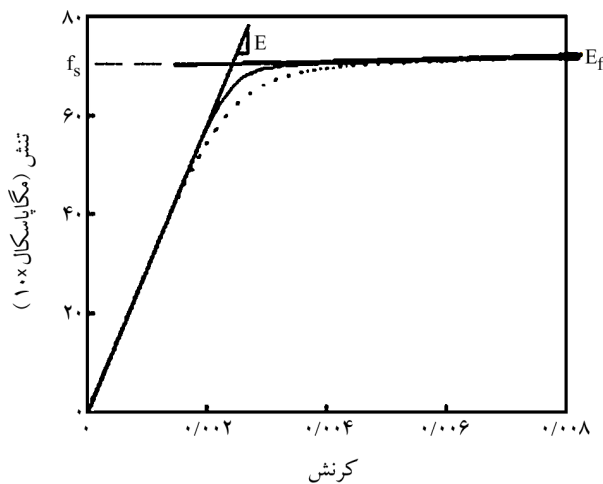
شکل (۳): نمونه اتصال نیمه‌صلب.

در اتصال تیر-ستون حد بسیار زیادی از رفتار دورانی اتصالات در یک سازه تحت تأثیر لنگرهای خمشی است. لذا، در این تحقیق فقط تأثیر لنگر خمشی در اتصال تیر-ستون در نظر گرفته می‌شود و تأثیر نیروهای دیگر مانند نیروی برشی و محوری مورد بررسی قرار نگرفته است. دلیل این مسئله تأثیر ناچیز نیروهای برشی و نیروی محوری (چه دارای تأثیر مثبت و چه دارای تأثیر منفی باشند) بر اتصال تیر-ستون است.

زمانی که اتصال تیر-ستون تحت تأثیر نیروی یک لنگر خمشی منفی قرار می‌گیرد، تغییر شکل‌ها در فصل مشترک اتصال باعث ایجاد تنش‌های فشاری در بتن در ناحیه تحتانی اتصال و تنش‌های کششی در ناحیه فوقانی اتصال می‌گردد که این خود باعث بازشدگی و دوران جسم صلب معادل φ_u در انتهای تیر نسبت به ستون می‌شود. به این اتصالات، اتصالات نیمه‌صلب گفته می‌شود و رفتار آنها غالباً با یک نمودار دو خطی لنگر-دوران قابل توصیف می‌باشد. در این تحقیق برای محاسبه مقادیر مورد نیاز برای به دست آوردن نمودار دو خطی لنگر-دوران، کتاب PCI Design Handbook مورد استفاده قرار می‌گیرد. اتصال نیمه‌صلب توسط سه مشخصه تعریف می‌شود که عبارتند از:

۱. مقاومت خمشی نهایی M_u

۲. سختی دورانی S



شکل (۵): نمودار تنش-کرنش Steel02 [۱۳].

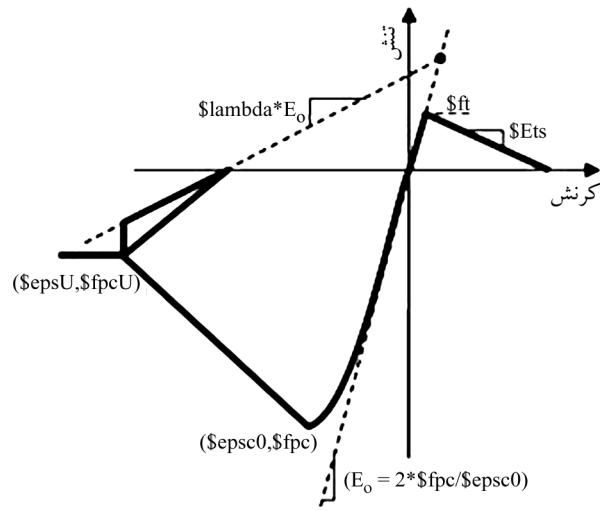
جدول (۸): مقدار عددی پارامترهای مورد نیاز Steel02.

نام پارامتر	مقدار عددی (واحد)
تنش تسلیم (f_y)	۴۰۰ مگاپاسکال
مدول الاستیسیته (E)	2.1×10^6 (مگاپاسکال)
نسبت شیب سخت‌شوندگی (b)	۰/۰۱
ضرایب انحنای بین شیب اولیه و شیب ثانویه	۱۸/۰
	۰/۹۲۵
	۰/۱۵

دیوار برشی فولادی: برای معرفی دیوار برشی فولادی از

مصلح J2Plasticity استفاده می‌شود. دلیل استفاده از این مصلح قابلیت نشان دادن حالت پلاستیک در مدل است. مقادیر عددی استفاده شده برای این مصلح همانند مقادیر استفاده شده برای معرفی فولاد است. استفاده از مصلح J2Plasticity به جای Steel02 به دلیل عدم توانایی مصلح Steel02 در معرفی المان با بیش از دو نقطه به نرم‌افزار است. این در صورتی است که برای معرفی المان دیوار برشی فولادی به نرم‌افزار، نیاز به چهار نقطه است. به همین دلیل برای معرفی دیوار برشی فولادی به نرم‌افزار OpenSEES از المان ShellMITC4 استفاده می‌شود. برای معرفی کردن المان پوسته‌ای (به دلیل سه‌بعدی بودن این المان) به نرم‌افزار نیاز به معرفی ۴ گره با ۶ درجه آزادی برای هر گره می‌باشد. برای بالا بردن دقت مدل، دیوار برشی فولادی در هر دهانه در طول و عرض قسمت بندی می‌گردد و با تقسیم طول و عرض به شش قسمت، همگرایی مطلوبی برای مدل‌سازی به دست می‌آید.

در کشش می‌باشد. شکل (۴) نمودار رفتار بتن با توجه به نوع مصالح استفاده شده را نشان می‌دهد و مقدار عددی پارامترهای مورد نیاز برای معرفی المان بتنی در جدول (۷) گزارش شده‌اند.



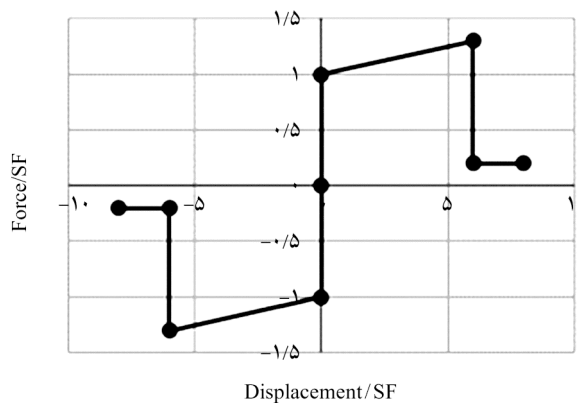
شکل (۴): نمودار تنش-کرنش Concrete02 [۱۲].

جدول (۷): مقدار عددی پارامترهای مورد نیاز Concrete02.

نام پارامتر	مقدار عددی (واحد)
تنش فشاری ۲۸ روزه (f_{pc})	۲۸ مگاپاسکال
کرنش مناظر تنش فشاری (ϵ_{pc0})	۳-۲/۲۶E
تنش گسیختگی (f_{pcu})	۱۲ مگاپاسکال
کرنش مناظر تنش گسیختگی (ϵ_{psU})	۰/۰۰۷۵۹
ضریب شیب باربرداری رفتار (λ)	۰/۱۵
تنش کششی حداکثر (f_t)	۲۸۵ مگاپاسکال
سختی نرم شدگی (E_{ts})	$1/43E6$ (نیوتن بر میلی‌متر)

میلگرد: برای معرفی فولاد از مصلح Steel02 که توسط

فیلیپو و همکاران [۱۳] طراحی شده است، استفاده می‌شود. در این مصلح بعد از شماره تگ، مقدار تنش تسلیم، سپس مدول الاستیسیته، نسبت سخت‌شوندگی و در پایان ضریب مربوط به انحنای بین شیب اولیه و شیب ثانویه رفتار فولاد به نرم‌افزار معرفی می‌شود. جدول (۸) مقادیر استفاده شده برای این مصلح را گزارش می‌دهد. نمودار رفتار این مصلح در نرم‌افزار OpenSEES در شکل (۵) نشان داده شده است. لازم به ذکر است که با استفاده از المان DispBeamColumn تیر و ستون‌ها به نرم‌افزار معرفی می‌شوند.



شکل (۶): نمودارهای نیروی-جابجایی عناصر خرابایی در مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به صورت نوارهای معادل.

تیر و ستون‌های مدل‌سازی شده در مدل نوارهای معادل به صورت غیرخطی با استفاده از المان تیر غیرخطی مدل می‌شوند. رفتار غیرخطی تیر و ستون تنها زمانی می‌تواند غیرخطی در نظر گرفته شود که مفاصلی در انتهای المان‌ها در نظر گرفته شده باشد. از این رو در نظر گرفتن رفتار غیرخطی که به صورت پیش فرض در نرم‌افزار موجود است با استفاده از آیین‌نامه ASCE41-06 برای مدل‌سازی ضروری است. شکل (۶) نمودار نیروی-جابجایی عناصر خرابایی در مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به صورت نوارهای معادل در نرم‌افزار SAP2000 را نشان می‌دهد.

۵- تحلیل استاتیکی غیر خطی

برای بررسی نمودارهای بارافزون سازه و مقایسه آنها نیاز به محاسبه تغییر مکان هدف سازه‌ها است. به همین منظور هدف بهسازی لرزه‌ای باید در نظر گرفته شود. اگرچه در اینجا هدف، بهسازی لرزه‌ای مدل‌های مورد نظر نیست. به همین دلیل نوع کاربری سازه، مسکونی در نظر گرفته شده است پس هدف بهسازی مبنا فرض شده است. بدین ترتیب کافی است در سطح خطر ۱ سازه عملکرد ایمنی جانی داشته باشد.

در راستای تحلیل استاتیکی غیر خطی، در مرحله نخست می‌بایست الگوی بارگذاری بارافزون برای سازه تعیین کرد. الگوی بارگذاری به صورت نیرو به گره‌های مرکز جرم طبقات وارد می‌شود. قدم بعدی تعیین میزان مقدار پوش گره مرکز جرم بام و تحلیل مدل می‌باشد. بدین منظور ابتدا باید نقطه تغییر مکان

اتصالات تیر-ستون: در آخر، برای معرفی اتصال نیمه‌صلب

تیر-ستون نیازمند معرفی یک المان جداگانه می‌باشد. با توجه به دو خطی در نظر گرفتن پاسخ اتصالات مورد بحث از مصالح Elastic-Perfectly Plastic استفاده می‌شود. برای مدل کردن اتصال نیمه‌صلب معرفی شده در نرم‌افزار OpenSEES، معرفی المان طول صفر ضرورت دارد. به همین منظور از المان Two Node Link استفاده می‌گردد. بعد از معرفی المان به منظور پایدارسازی سازه نیاز به معرفی Equal DOF برای بقیه درجات آزادی که تحت المان طول صفر قرار نگرفته بودند می‌باشد.

۴-۵- مدل‌سازی به روش نوارهای معادل با استفاده از

نرم‌افزار SAP2000

به منظور مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به روش نوارهای معادل، به جای دیوار از نوارهای یک‌بعدی استفاده می‌شود که در کاهش محاسبات و هزینه بسیار تأثیرگذار است. همچنین استفاده از این نوارها در نرم‌افزارهایی که توانایی مدل‌سازی دیوار برشی فولادی به صورت سه‌بعدی را ندارند، بسیار کاربردی است. با توجه به پیشنهاد توربورن و همکاران [۱۴] تعداد نوارهای معادل هم‌ارز برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی حداقل باید ۱۰ عدد در نظر گرفته شود و زاویه این نوارها با افق نیز با استفاده از معادله (۷) محاسبه می‌شود:

$$\tan^4 \alpha = \frac{1 + \frac{t_w L}{2A_c}}{1 + t_w h \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h^3}{360I_c L} \right)} \quad (7)$$

که در آن، ضخامت دیوار برشی فولادی، A_c و A_b مساحت مقطع ستون و تیر و L و h به ترتیب طول و ارتفاع دهانه می‌باشند.

هر نوار با استفاده از یک المان خرابایی ساده متصل به تیر و ستون جایگزین شده است. رفتار این المان خرابایی به صورت غیرخطی در دو انتهای طول خود به صورت مفصل کششی در نظر گرفته شده است. این رفتار کششی با استفاده از آیین‌نامه ASCE41-06 به صورت چند خطی کششی در المان خراباها همان‌طور که در شکل (۶) قابل مشاهده است، پس از استفاده از مقیاس مناسب نرمال شده (SF's) نشان داده شده است.

ترتیب تغییر مکان هدف با استفاده از معادله (۸) برابر ۰/۱۸۵ متر به دست می‌آید.

مطابق با آنچه برای قاب ۵ طبقه با اتصالات صلب ذکر شد، اقدام به محاسبه مقادیر تغییر مکان‌های هدف برای تمامی مدل‌های مورد نظر می‌نماییم، نتایج حاصل در جدول (۹) آمده است.

جدول (۹): تغییر مکان هدف محاسبه شده برای سازه‌ها.

تعداد طبقات و نوع اتصالات	پریود T(s)	تغییر مکان هدف δ_t (m)
مدل ۳ طبقه اتصالات صلب	۰/۲۶۳	۰/۰۴۳
مدل ۵ طبقه اتصالات نیمه‌صلب	۰/۲۴۴	۰/۰۳۸
مدل ۱۰ طبقه اتصالات صلب	۰/۴۶۱	۰/۱۸۵
مدل ۱۰ طبقه اتصالات نیمه‌صلب	۰/۴۱۶	۰/۱۶۰
مدل ۱۰ طبقه اتصالات صلب	۰/۷۶۲	۰/۴۵۴
مدل ۱۰ طبقه اتصالات نیمه‌صلب	۰/۶۸۹	۰/۳۵۰

پس از محاسبه مقادیر تغییر مکان هدف متعلق به هر یک از مدل‌های مورد نظر، می‌توان اقدام به تحلیل استاتیکی غیر خطی این مدل‌ها نمود. صحت خروجی نرم‌افزار OpenSEES با استفاده از مقایسه نمودار نیرو-جابجایی حاصل از مدل‌سازی سازه در نرم‌افزار OpenSEES تحت بارگذاری بارافزون و یکی از مدل‌های سه‌گانه طراحی شده در نرم‌افزار SAP2000 سنجیده می‌شود. برای این کار، مدل ۵ طبقه قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در دو نرم‌افزار مدل شده که دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار SAP2000 با استفاده از روش نوارهای معادل، مدل گردیده و در نرم‌افزار OpenSEES با استفاده از المان ShellMITC4 به صورت سه‌بعدی مدل گردیده است تا برای مقایسه تحت آنالیز بارافزون قرار گیرند. اگر نمودار نیرو-جابجایی حاصل از مدل‌سازی سازه در دو نرم‌افزار OpenSEES و SAP2000 دارای همگرایی مناسبی باشد، تأییدی بر صحت مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSEES است.

شکل (۷) نمودارهای نیرو-جابجایی حاصل از نرم‌افزارهای SAP2000 و OpenSEES را ارائه و با یکدیگر مقایسه می‌کند که در آن نمودار رنگ قهوه‌ای پاسخ به‌دست آمده توسط نرم‌افزار OpenSEES را نشان می‌دهد و نمودار آبی‌رنگ پاسخ به‌دست آمده توسط نرم‌افزار SAP2000 را نشان می‌دهد.

هدف تعیین گردد. برای به دست آوردن تغییر مکان هدف سازه در دیافراگم صلب از معادله ارائه شده در FEMA-356 استفاده شد. این روش به نام روش ضریب جابه‌جایی شناخته می‌شود. جابه‌جایی هدف با استفاده از معادله (۸) محاسبه می‌گردد.

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_3 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (8)$$

که در آن، C_0 ضریب اصلاح برای برقراری ارتباط میان تغییر مکان طیفی سیستم یک درجه آزادی با تغییر مکان بام سیستم چند درجه آزادی، C_1 ضریب اصلاح برای برقراری ارتباط میان تغییر مکان‌های غیرخطی پیشینه مورد انتظار و تغییر مکان‌های محاسبه شده برای پاسخ ارتجاعی خطی سیستم، C_2 ضریب اصلاح برای بیان اثرات پینچینگ نمودار هیستریزیس، کاهش سستی و کاهش مقاومت بر روی تغییر مکان پیشینه، C_3 ضریب اصلاح برای بیان اثرات تغییر مکان‌های حاصل از پدیده $P-\Delta$ دینامیکی و S_a شتاب طیف بازتاب برای پریود مؤثر و استهلاک سازه در جهت مورد نظر g شتاب گرانش است. برای محاسبه تغییر مکان هدف مربوط به قاب ۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصالات صلب به صورت زیر عمل شده است:

$$T_e = 0.366S \quad \text{پریود مؤثر قاب}$$

$$T_s = 0.5S$$

$$S_a = 2.5 \quad \text{شتاب طیف بازتاب}$$

$$C_m = 0.8 \quad \text{ضریب جرم مؤثر که از FEMA-356 به دست می‌آید}$$

$$W = 6075 \text{ kN} \quad \text{وزن کل سازه}$$

$$V = 500 \text{ kN} \quad \text{مقاومت تسلیم مؤثر}$$

با استفاده از مقادیر فوق‌الذکر و کمک معادله (۹) مقدار R محاسبه می‌شود.

$$R = \frac{S_a}{V/W} C_m \quad (9)$$

مقدار C_1 نیز با استفاده از معادله (۱۰) برابر ۱/۰۸ محاسبه می‌گردد.

$$C_m = \frac{\left[1 + (R-1) \frac{T_s}{T_e} \right]}{R} \quad (10)$$

علاوه بر مقدار C_1 ضرایب C_0 ، C_2 و C_3 به ترتیب برابر ۱، ۱ و ۱/۳ از جداول FEMA-356 استخراج می‌شوند، به این

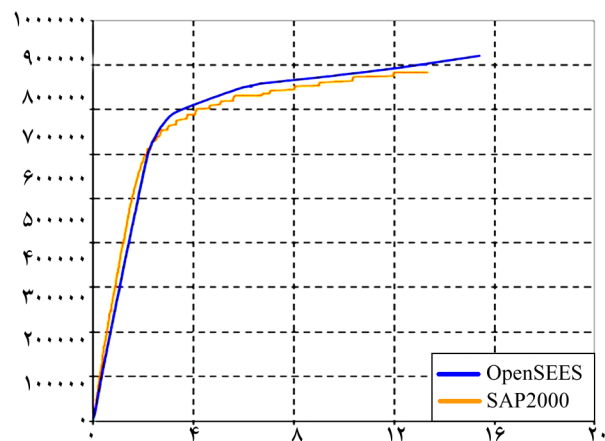
نمودار، اثبات‌کننده صحت استفاده از روش نوار معادل برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی است.

با استفاده از تغییر مکان هدف‌های به‌دست آمده سازه‌ها مورد تحلیل قرار گرفته‌اند و مکانیزم‌های شکست و تخریب سازه در ادامه مورد بررسی قرار گرفته و پس از آن نمودارهای بارافزون حاصل از تحلیل مورد بررسی قرار گرفته است.

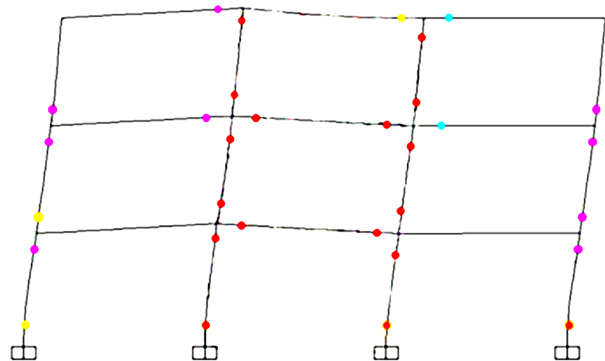
در شکل (۸) مفاصل تشکیل شده از سازه ۳ طبقه با اتصالات صلب و نیمه‌صلب در آخرین گام قبل از تخریب سازه نشان داده شده است. همان‌گونه که در شکل سازه با اتصالات نیمه‌صلب با دیوار برشی فولادی در آخرین مرحله بارگذاری و قبل از ناپایداری کامل سازه مفاصل پلاستیک طبقه اول تشکیل می‌شوند، در این حالت تمامی نوارهای معادل به کار رفته در سازه کاملاً تسلیم شده‌اند. در شکل (۸) سازه با اتصالات صلب بدون دیوار برشی فولادی در آخرین گام بارگذاری و قبل از ناپایداری تقریباً در تمامی ستون‌های خود دارای مفصل پلاستیک گردیده است.

در شکل (۹) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه در آخرین گام بارگذاری و قبل از تخریب برای سازه ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب و سازه ۵ طبقه بدون دیوار برشی با اتصالات صلب نشان داده شده است. در سازه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب در پای ستون‌های طبقه اول مفاصل پلاستیک تشکیل گردیده، همچنین نوارهای هم‌ارز که بیان‌کننده دیوار برشی فولادی می‌باشند مفاصل در طبقه سوم در حالت بحرانی است. سازه بدون دیوار برشی با اتصالات صلب در پای ستون طبقه اول مفاصل پلاستیک تشکیل گردیده است و همچنین در طبقه سوم سازه در پای ستون و بالای ستون این مفاصل تشکیل گردیده است. در مقایسه این دو سازه، سازه با اتصالات نیمه‌صلب به دلیل دارا بودن دیوار برشی فولادی که باعث اتلاف انرژی وارد به سازه گردیده مقاومت بهتری از خود نشان داده است.

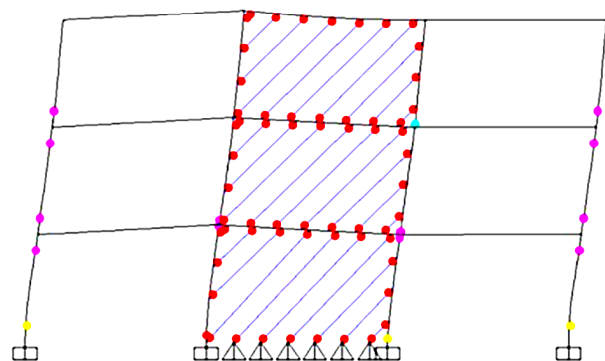
در شکل (۱۰) مفاصل پلاستیک تشکیل شده در سازه در آخرین گام بارگذاری و قبل از تخریب برای سازه ۱۰ طبقه با دیوار



شکل (۷): مقایسه نمودار OpenSEES و SAP2000.



(الف) اتصال صلب

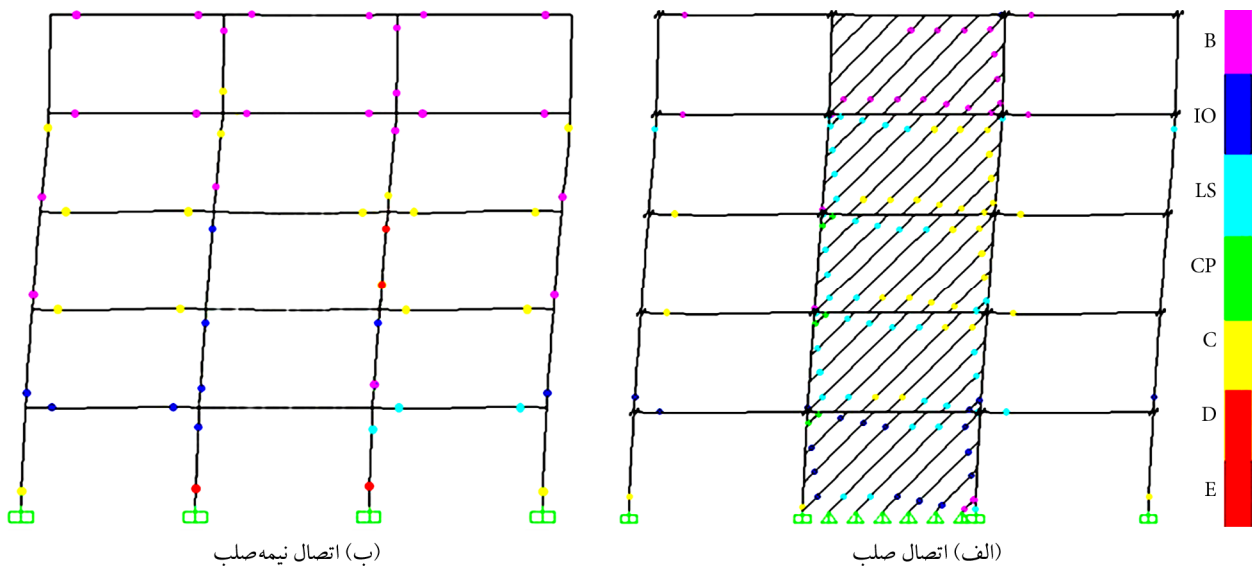


(ب) اتصال نیمه‌صلب

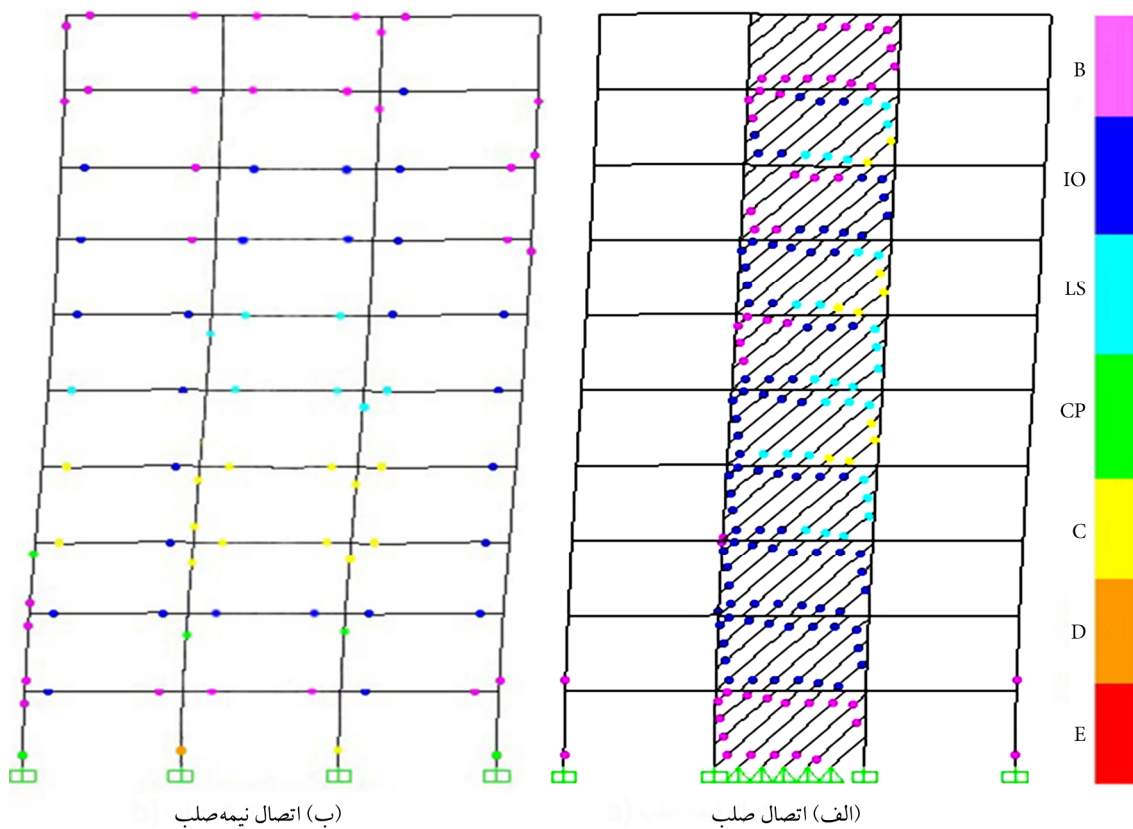


شکل (۸): مفاصل پلاستیک در سازه ۳ طبقه قبل از تخریب.

همان‌گونه که شکل (۸) نشان می‌دهد، تفاوت دو نمودار سازه ۳ طبقه در دو نرم‌افزار SAP2000 و OpenSEES محسوس نیست. به بیان بهتر، در بررسی عددی دو نمودار تفاوت میانگینی حدود ۴ درصد مشاهده می‌شود که این تفاوت اندک صحت پاسخ نرم‌افزار OpenSEES را کاملاً تأیید می‌کند. همچنین همگرایی دو



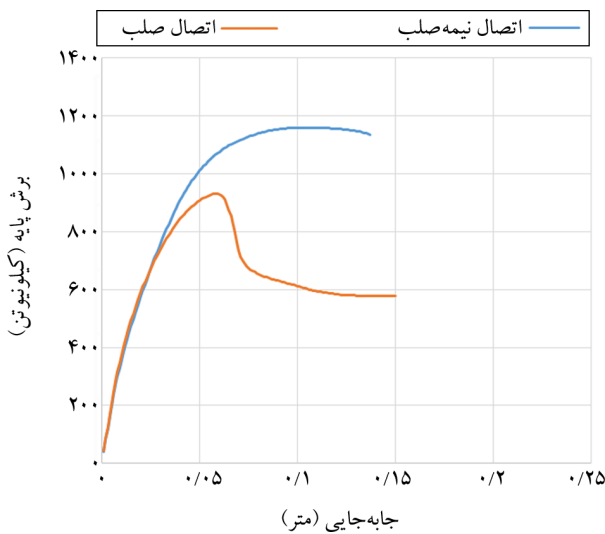
شکل (۹): مفاصل پلاستیک در سازه ۵ طبقه قبل از تخریب.



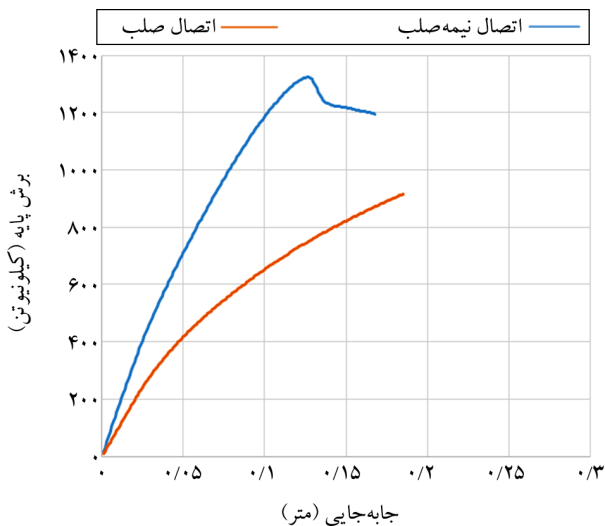
شکل (۱۰): مفاصل پلاستیک در سازه ۱۰ طبقه قبل از تخریب.

بیان کننده دیوار برشی فولادی می باشند مفاصل در طبقه سوم، چهارم و پنجم در حالت بحرانی است. سازه بدون دیوار برشی با اتصالات نیمه صلب در تقریباً در تمامی ستون‌ها مفصل پلاستیک تشکیل گردیده است. همچنین در پای ستون طبقه اول، سوم و

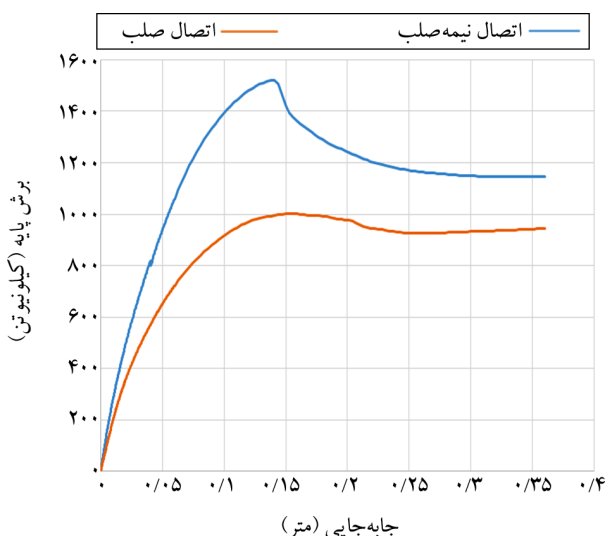
برشی فولادی با اتصالات نیمه صلب و سازه ۱۰ طبقه بدون دیوار برشی با اتصالات صلب نشان داده شده است. در سازه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه صلب در پای ستون‌های طبقه اول مفاصل پلاستیک تشکیل گردیده، همچنین نوارهای هم‌ارز که



شکل (۱۱): نمودار بارافزون سازه ۳ طبقه با اتصالات مختلف.



شکل (۱۲): نمودار بارافزون سازه ۵ طبقه با اتصالات مختلف.



شکل (۱۳): نمودار بارافزون سازه ۱۰ طبقه با اتصالات مختلف.

چهارم مفاصل پلاستیک با حالت بحرانی تشکیل گردیده است. همچنین در تیرهای تمامی طبقات مفصل پلاستیک تشکیل گردیده است که این موضوع در طبقات سوم و چهارم دارای حالت بحرانی است. در مقایسه این دو سازه، سازه با اتصالات نیمه‌صلب به دلیل دارا بودن دیوار برشی فولادی که باعث اتلاف انرژی وارد به سازه گردیده مقاومت بهتری از خود نشان داده است.

پس از بررسی نحوه تخریب سازه‌ها و نحوه به وجود آمدن مفاصل پلاستیک در سازه‌ها به بررسی نمودارهای بارافزون حاصل تحلیل استاتیکی غیر خطی سازه‌ها پرداخته شده است.

در نمودارهای بارافزون موجود در شکل (۱۱) متعلق به سازه ۳ طبقه می‌توان تأثیر به کارگیری دیوار برشی فولادی را در سازه بررسی کرد. مقاومت نهایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه ۳ طبقه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب حدود ۲۶ درصد بیشتر از سازه ۳ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصالات صلب می‌باشد. نمودار بارافزون سازه ۳ طبقه بدون دیوار برشی فولادی پس از رسیدن سازه به مقاومت نهایی دارای افت شدید مقاومت می‌شود که این موضوع کاهش توان سازه در مقایسه با سازه دارای دیوار برشی فولادی تأییدی بر تأثیر استفاده از دیوار برشی فولادی می‌باشد.

در نمودارهای بارافزون موجود در شکل (۱۲) متعلق به سازه ۵ طبقه می‌توان تأثیر به کارگیری دیوار برشی فولادی را در سازه بررسی کرد. سازه با اتصالات نیمه‌صلب پس از رسیدن به حداکثر مقاومت نهایی دچار افت مقاومت شده است. سازه با اتصالات صلب مقاومت کمتری نسبت به سازه با اتصالات نیمه‌صلب از خود نشان داده و مقاومت نهایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه ۵ طبقه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب حدود ۳۵ درصد بیشتر از سازه ۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصالات صلب است.

در نمودارهای بارافزون موجود در شکل (۱۳) متعلق به سازه ۱۰ طبقه می‌توان تأثیر به کارگیری دیوار برشی فولادی را در سازه بررسی کرد. سازه با اتصالات نیمه‌صلب پس از رسیدن به حداکثر مقاومت نهایی دچار افت مقاومت شده است. سازه بدون

جدول (۱۰): پروتکل SAC.

مرحله اعمال بار	نسبت تغییر مکان نسبی	تعداد سیکل‌ها
۱	۰/۰۰۳۷۵	۶
۲	۰/۰۰۵	۶
۳	۰/۰۰۷۵	۶
۴	۰/۰۱	۴
۵	۰/۰۱۵	۲
۶	۰/۰۲	۲
۷	۰/۰۳	۲

نیمه‌صلب ۸ پیچ) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (با اتصال صلب) مورد تحلیل و نتایج حاصل مورد مقایسه قرار می‌گیرند. لازم به ذکر است که مقادیر مورد نیاز برای بررسی سازه‌ها با استفاده از نمودارهای چرخه‌ای به‌دست آمده مورد بررسی قرار می‌گیرند.

۷-۱- سازه ۳ طبقه

در شکل (۱۴)، نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب ۸ پیچ) با رنگ آبی مشخص شده و نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (با اتصال صلب) با رنگ قرمز مشخص شده است. مقادیر به دست آمده از نمودارهای چرخه‌ای برای سازه ۳ طبقه در جدول (۱۱) گزارش شده است.

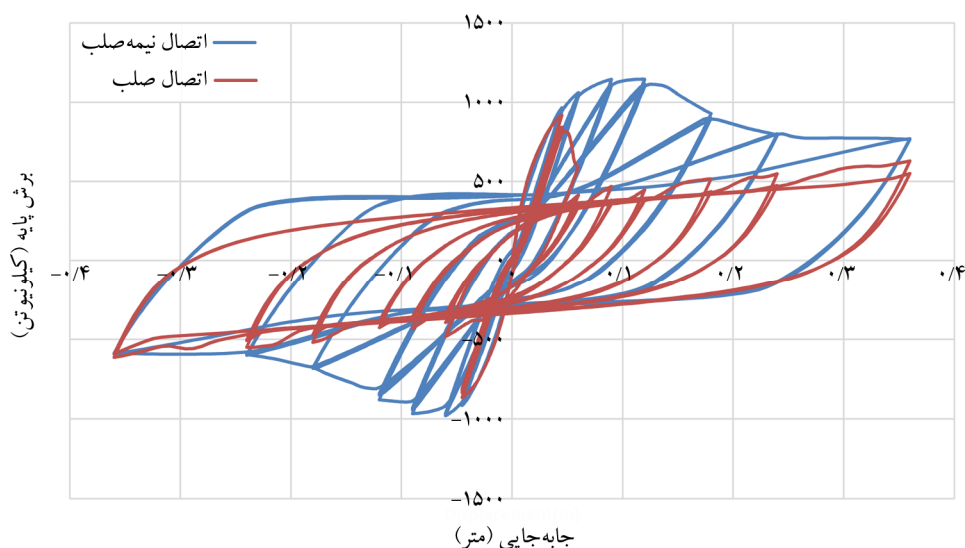
دیوار برشی فولادی مقاومت کمتری از خود نشان داده و پس از رسیدن به حداکثر مقاومت خود دچار افت مقاومت شده است. مقاومت نهایی حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی در سازه ۱۰ طبقه با دیوار برشی فولادی با اتصالات نیمه‌صلب حدود ۴۸ درصد بیشتر از سازه ۱۰ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصالات صلب است.

۶- تحلیل غیرخطی بارافزون چرخه‌ای با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES

پس از طراحی سازه‌ها در نرم‌افزار SAP2000 و صحت‌سنجی آن با استفاده از مقایسه نمودار نیرو-جابجایی حاصل از مدل‌سازی سازه در نرم‌افزارهای OpenSEES و یکی از مدل‌های سه‌گانه طراحی شده در نرم‌افزار SAP2000، اقدام بعدی تحلیل غیرخطی بارافزون چرخه‌ای با استفاده از نرم‌افزار OpenSEES است. در این آنالیز از پروتکل بارگذاری SAC استفاده می‌شود که با استفاده از زاویه تغییر شکل اوج نسبت به سازه اعمال می‌گردد. جدول (۱۰) پروتکل بارگذاری SAC را نشان می‌دهد.

۷- نتایج عددی

در نهایت، با استفاده از پروتکل SAC هر سه سازه مورد بحث در قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال



شکل (۱۴): مقایسه نمودار نیرو-جابجایی سازه بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی و بدون دیوار برشی فولادی ۳ طبقه تحت بار چرخه‌ای.

جدول (۱۱): جدول نتایج آنالیز بارافزون چرخه‌ای سازه ۳ طبقه.

مقاومت نهایی (کیلو نیوتن)	مقاومت تسلیم (کیلو نیوتن)	جابه‌جایی تسلیم (متر)	سختی جانبی (کیلو نیوتن بر متر)	نوع اتصال تیر-ستون (Simple Con)
۱۱۴۵	۹۹۶	۰/۰۴۷	۲۱۱۹۱	قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی
۹۱۹	۹۱۴	۰/۰۴۶۵	۱۹۶۵۵	قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی

پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۹۱۴:مقاومت تسلیم) مؤید مقدار بالاتر مقاومت تسلیم قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۳ طبقه است. مقایسه مقادیر به دست آمده در پارامتر مقاومت نهایی برای قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۱۴۵:مقاومت نهایی) و قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۹۱۹:مقاومت نهایی) مؤید مقدار بالاتر مقاومت نهایی قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۳ طبقه است.

۷-۲- سازه ۵ طبقه

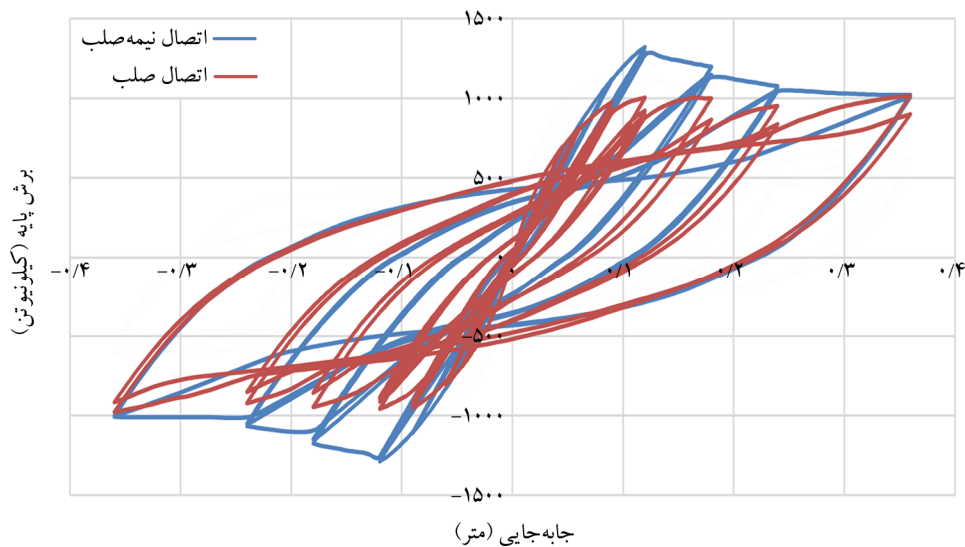
در شکل (۱۵)، نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب ۸ پیچ) با رنگ آبی مشخص شده و نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی (با اتصال صلب) با رنگ قهوه‌ای مشخص شده است. مقادیر به دست از نمودارهای چرخه‌ای برای سازه ۳ طبقه در جدول (۱۲) گزارش شده است.

در شکل (۱۵) که نمودار سازه ۵ طبقه با اتصال نیمه‌صلب با رنگ آبی نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه ثابت نمانده و پس از رسیدن سازه به مقاومت نهایی سیر نزولی کاهش مقاومت و سختی در سازه ظاهر می‌شود و به دلیل اینکه اثرات پینچینگ در آن وجود دارد، قابلیت جذب انرژی هم کاهش یافته است. اثر پینچینگ در این سازه در مقایسه با نمونه ۳ طبقه خود دارای کاهش است که این مهم با افزایش مساحت زیر نمودار همراه می‌باشد. بدین دلیل قابلیت اتلاف انرژی در سازه ۵ طبقه با اتصال نیمه‌صلب بیشتر از نمونه خود از ۳ طبقه می‌باشد.

در شکل (۱۴)، نمودار سازه ۳ طبقه با اتصال نیمه‌صلب در مقایسه با نمودار سازه ۳ طبقه با اتصال صلب نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه با اتصال نیمه‌صلب ثابت نمانده و به دلیل اینکه اثرات پینچینگ در آن وجود دارد، قابلیت جذب انرژی نیز کاهش یافته است.

در شکل (۱۴) نمودار قهوه‌ای رنگ که نمودار سازه ۳ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصال صلب را نشان داده است، مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه پس از گذشتن سازه از نقطه مقاومت نهایی با افت شدید مواجه می‌شود که دلیل این مسئله عدم وجود المان دیوار برشی فولادی برای جذب نیروی جانبی وارد بر سازه است و اثرات پینچینگ در این نمودار در مقایسه با سازه با اتصال نیمه‌صلب و با وجود دیوار برشی فولادی کمتر مشاهده می‌شود، ولی به دلیل کاهش شدید مقاومت سطح زیر نمودار در مقایسه با نمودارهای سازه با اتصال نیمه‌صلب قابلیت جذب انرژی در این نوع سازه هم کاهش زیادی یافته است.

همان گونه که جدول (۱۱) نشان می‌دهد، در پارامتر سختی جانبی مقایسه مقادیر به دست آمده برای قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (۲۱۱۹۱:سختی جانبی) و قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۱۹۶۵۵:سختی جانبی) مؤید مقدار بالاتر سختی جانبی قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۳ طبقه است. مقادیر به دست آمده برای پارامتر جابه‌جایی تسلیم در هر دو سازه قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی و قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی تقریباً یکسان است. همچنین، مقایسه مقادیر به دست آمده در پارامتر مقاومت تسلیم برای قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (۹۹۶:مقاومت تسلیم) و قاب بتنی



شکل (۱۵): مقایسه نمودار نیرو- جابه‌جایی سازه بتن پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی و بدون دیوار برشی فولادی ۵ طبقه تحت بار چرخه‌ای.

جدول (۱۲): جدول نتایج آنالیز بارافزون چرخه‌ای سازه ۵ طبقه.

مقاومت نهایی (کیلو نیوتن)	مقاومت تسلیم (کیلو نیوتن)	جابه‌جایی تسلیم (متر)	سختی جانبی (کیلو نیوتن بر متر)	نوع اتصال تیر- ستون (Simple Con)
۱۳۲۱	۱۲۴۱	۰/۰۶۹	۱۷۹۸۵	قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی
۱۰۱۴	۹۳۰	۰/۰۷	۱۳۲۸۵	قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی

مؤید مقدار بالاتر سختی جانبی قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۵ طبقه است. مقادیر به‌دست‌آمده برای پارامتر جابه‌جایی تسلیم در هر دو سازه قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی تقریباً یکسان است. همچنین، مقایسه مقادیر به‌دست‌آمده در پارامتر مقاومت تسلیم برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۲۴۱:مقاومت تسلیم) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۹۳۰:مقاومت تسلیم) مؤید مقدار بالاتر مقاومت تسلیم قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۵ طبقه می‌باشد. مقایسه مقادیر به‌دست‌آمده در پارامتر مقاومت نهایی برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۳۲۱:مقاومت نهایی) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۱۰۱۴:مقاومت نهایی) مؤید مقدار بالاتر مقاومت نهایی قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار

در شکل (۱۵) که نمودار سازه ۵ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصال صلب با رنگ قهوه‌ای نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه پس از گذشتن سازه از نقطه مقاومت نهایی همانند نمونه ۳ طبقه خود با افت شدید مواجه می‌شود که دلیل این مسئله عدم وجود المان جانبی دیوار برشی فولادی برای جذب نیروی جانبی وارد بر سازه است و با گذشت مراحل بارگذاری افزایش محدودی مقاومت مشاهده می‌شود و اثرات پینچینگ در این نمودار در مقایسه با سازه با اتصال نیمه‌صلب و با وجود دیوار برشی فولادی کمتر مشاهده می‌شود، ولی به دلیل کاهش شدید مقاومت سطح زیر نمودار در مقایسه با نمودار سازه با اتصال نیمه‌صلب قابلیت جذب انرژی در این نوع سازه هم کاهش زیادی یافته است.

همان‌گونه که جدول (۱۲) نشان می‌دهد، در پارامتر سختی جانبی مقایسه مقادیر به‌دست‌آمده برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۷۹۸۵:سختی جانبی) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۱۳۲۸۵:سختی جانبی)

برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۵ طبقه است.

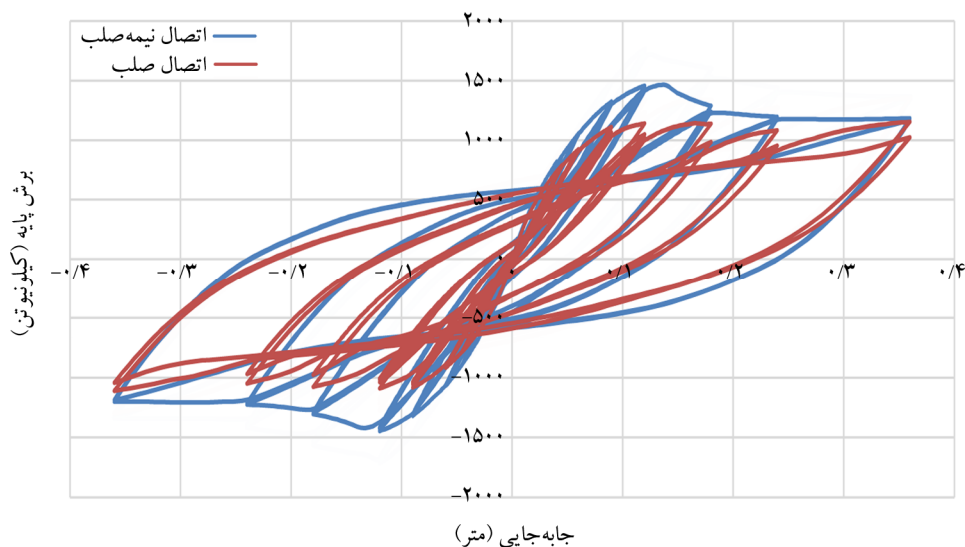
۳-۲- سازه ۱۰ طبقه

شکل (۱۶)، نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب ۸ پیچ) را با رنگ آبی و نمودار چرخه‌ای حاصل از تحلیل قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی (با اتصال صلب) را با رنگ قرمز قهوه‌ای برای سازه ۱۰ طبقه به تصویر می‌کشند. مقادیر به دست از نمودارهای چرخه‌ای برای سازه ۱۰ طبقه در جدول (۱۳) گزارش شده است.

در شکل (۱۶) که نمودار سازه ۱۰ طبقه با اتصال نیمه‌صلب با رنگ آبی نشان داده شده است، مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه ثابت نمانده و پس از رسیدن سازه به مقاومت نهایی سیر نزولی کاهش مقاومت و سختی در سازه ظاهر می‌شود. پیچینگ در این سازه در مقایسه با نمونه همین سازه با تعداد طبقات ۳ و ۵ دارای کاهش مقدار است که این مهم با افزایش

مساحت زیر نمودار همراه می‌باشد. بدین دلیل قابلیت اتلاف انرژی در سازه ۱۰ طبقه با اتصال نیمه‌صلب بیشتر از نمونه‌های همانند خود در تعداد طبقات ۳ و ۵ است.

در شکل (۱۶) که نمودار سازه ۱۰ طبقه بدون دیوار برشی فولادی با اتصال صلب با رنگ قرمز قهوه‌ای نشان داده شده است. مشاهده می‌شود که سختی و مقاومت سازه پس از گذشتن سازه از نقطه مقاومت نهایی با افت مواجه می‌شود که دلیل این مسئله عدم وجود المان دیوار برشی فولادی برای جذب نیروی جانبی وارد بر سازه می‌باشد و با گذشت مراحل بارگذاری افزایش حدودی مقاومت مشاهده می‌شود و اثرات پیچینگ در این نمودار در مقایسه با همین نوع سازه با تعداد طبقات کمتر شاهد افزایش میزان پیچینگ بوده و در مقایسه با سازه‌های ۱۰ طبقه با اتصالات نیمه‌صلب دارای کاهش قابلیت اتلاف انرژی به دلیل کاهش سطح زیر نمودار بوده است. دلیل افزایش مقدار پیچینگ در سازه ۱۰ طبقه در مقایسه با سازه‌های کوتاه‌تر، عدم وجود دیوار برشی فولادی در سازه بلندمرتبه باعث کاهش توان سازه در اتلاف انرژی وارد توسط نیروهای جانبی است.



شکل (۱۶): مقایسه نمودار نیرو-جابجایی سازه بتن پیش ساخته با دیوار برشی فولادی و بدون دیوار برشی فولادی ۱۰ طبقه تحت بار چرخه‌ای.

جدول (۱۳): جدول نتایج آنالیز بارافزون چرخه‌ای سازه ۱۰ طبقه.

مقاومت نهایی (کیلو نیوتن)	مقاومت تسلیم (کیلو نیوتن)	جابجایی تسلیم (متر)	سختی جانبی (کیلو نیوتن بر متر)	نوع اتصال تیر-ستون (Simple Con)
۱۴۶۴	۱۳۴۶	۰/۱۴۵	۹۲۸۲	قاب بتنی پیش ساخته با دیوار برشی فولادی
۱۱۵۸	۱۰۱۶	۰/۱۵۴	۶۵۹۷	قاب بتنی پیش ساخته بدون دیوار برشی فولادی

سازه از آنالیز غیرخطی چرخه‌ای که در قالب پروتکل بارگذاری SAC اعمال شده بود، صورت گرفت. نتایج حاصل از بررسی سازه در مقایسه با سازه بدون دیوار برشی فولادی در سازه‌های با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۱۰ مورد بررسی قرار گرفت که نتایج حاصل از آن به صورت زیر است:

۱. نتایج حاصل از مقایسه رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (با اتصال نیمه‌صلب) و رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی (با اتصال صلب) در ساختمان‌های با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۱۰ طبقه در پارامتر سختی جانبی، نشان‌دهنده روند افزایشی اختلاف مقادیر متناسب با افزایش تعداد طبقات بود که این مقدار با افزایش تعداد طبقات در سختی جانبی، تا مقدار ۴۰ درصد تفاوت ایجاد می‌کند.

۲. نتایج حاصل از مقایسه رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی و رفتار قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی در ساختمان‌های با تعداد طبقات ۳، ۵ و ۱۰ طبقه در پارامتر مقاومت تسلیم نیز روند افزایشی اختلاف دو عدد وجود داشت که این مقدار با افزایش تعداد طبقات تا ۳۳ درصد دارای اختلاف می‌باشد که تأییدی بر کارآمد بودن دیوار برشی فولادی است.

۳. پارامتر تغییر مکان جانبی در سازه‌های ۳ و ۵ طبقه تفاوت محسوسی در مقادیر محاسبه شده برای اتصالات نیمه‌صلب و اتصال صلب در ساختمان‌ها قابل مشاهده نبود؛ ولی در سازه‌های ۱۰ طبقه مقدار تغییر مکان جانبی برای سازه بدون دیوار برشی فولادی بیشتر از مقدار تغییر مکان جانبی در سازه با دیوار برشی فولادی بود که بدان معنی است مقدار تغییر مکان جانبی در سازه‌های قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی بلندتر از ۵ طبقه نسبت به سازه‌های قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی کاهش می‌یابد.

۴. در پارامتر مقاومت نهایی، مقایسه مقادیر محاسبه شده برای اتصال نیمه‌صلب و اتصال صلب روند افزایشی اختلاف عددی بین دو نوع سازه متناسب با افزایش تعداد طبقات را مشابه با

همان‌گونه که جدول (۱۳) نشان می‌دهد، در پارامتر سختی جانبی مقایسه مقادیر به دست آمده برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۹۲۸۲:سختی جانبی) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۶۵۹۷:سختی جانبی) مؤید مقدار بالاتر سختی جانبی قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۰ طبقه می‌باشد. مقایسه مقادیر به دست آمده در پارامتر جابه‌جایی تسلیم برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۰/۱۴۵:جابه‌جایی تسلیم) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۰/۱۵۴:جابه‌جایی تسلیم) مؤید مقدار پایین‌تر جابه‌جایی تسلیم قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۰ طبقه است. همچنین، مقایسه مقادیر به دست آمده در پارامتر مقاومت تسلیم برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۳۴۶:مقاومت تسلیم) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۱۰۱۶:مقاومت تسلیم) مؤید مقدار بالاتر مقاومت تسلیم قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۰ طبقه است. مقایسه مقادیر به دست آمده در پارامتر مقاومت نهایی برای قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی (۱۴۶۴:مقاومت نهایی) و قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی (۱۱۵۸:مقاومت نهایی) مؤید مقدار بالاتر مقاومت نهایی قاب بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در مقایسه با قاب بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۰ طبقه است.

۸- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

در این تحقیق سیستم سازه‌ای جدیدی که شامل دیوار برشی فولادی و قاب بتنی پیش‌ساخته می‌باشد معرفی شده است. این سازه با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 طراحی شد و توسط نرم‌افزار OpenSEES مدل‌سازی و تحلیل گردید. برای تحلیل

به‌دست آمده در این تحقیق استفاده از دیوار برشی فولادی در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته در مقایسه با سازه‌های بتنی پیش‌ساخته بدون دیوار برش فولادی با اتصال صلب پیشنهاد می‌گردد.

۹- پیشنهادهایی برای تحقیقات آتی

۱. در تحقیق حاضر رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در ساختمان‌های با طبقات مختلف ۳، ۵ و ۱۰ طبقه مورد بررسی قرار گرفت. پیشنهاد می‌شود در تحقیقات آتی رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در ساختمان‌های بلندمرتبه بیشتر از ۱۰ طبقه مورد بررسی قرار گیرد.

۲. در این تحقیق رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی به‌صورت تحلیلی مورد بررسی قرار گرفت و با توجه به عدم وجود تحقیقات تجربی در این زمینه، لزوم انجام تحقیقات تجربی برای گسترش دانش در این مورد ضروری به نظر می‌رسد.

۳. استفاده از دیوار برشی فولادی در ساختمان فولادی با استفاده از اتصالات پیچی یا جوشی به‌راحتی قابل انجام است، ولیکن اتصال دیوار برشی فولادی در سازه‌های بتنی پیش‌ساخته می‌تواند مسائل را همراه داشته باشد، لذا پیشنهاد می‌شود تحقیق در این زمینه صورت پذیرد.

۴. در این تحقیق رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در محیط نرم‌افزار OpenSEES مورد تجزیه و تحلیل قرار گرفت. برای تحقیق‌های آتی پیشنهاد می‌گردد رفتار جانبی قاب‌های بتنی پیش‌ساخته با دیوار برشی فولادی در محیط نرم‌افزار دیگری مانند ABAQUS به دلیل المان محدود بودن این نرم‌افزارها که قابلیت مدل‌سازی سازه به‌صورت دقیق‌تر را دارا می‌باشند مورد بررسی قرار گیرد.

مراجع

- Purba, R. and Bruneau, M. (2015) Experimental investigation of steel plate shear walls with in-span plastification along horizontal boundary elements. *Engineering Structures*, 97, 68-79.

پارامترهای سختی جانبی و مقاومت تسلیم نشان می‌داد.
۵. در مقایسه نمودارهای سازه‌ها با افزایش تعداد طبقات در سازه‌های با دیوار برشی فولادی، سطح زیر نمودار افزایش یافته است که دلیلی بر افزایش توان سازه در اتلاف انرژی است و در سازه‌های بدون دیوار برشی فولادی سطح زیر نمودار کاهش یافته است که دلیلی بر کاهش توان سازه در اتلاف انرژی می‌باشد.

۶. برای طراحی کاربردی سیستم معرفی شده، استفاده از روش نوار معادل برای مدل‌سازی کافی می‌باشد.

۷. برای مدل‌سازی دیوار برشی فولادی در نرم‌افزار OpenSEES با تقسیم‌بندی دیوار به شش قسمت، دقت لازم برای آنالیز به دست می‌آید.

۸. استفاده از آنالیز غیرخطی بارافزون چرخه‌ای در مقایسه با آنالیز بارافزون غیرخطی با توجه به اینکه می‌تواند خستگی را در المان‌ها در نظر بگیرد به واقعیت نزدیک‌تر است.

نتایج عددی حاصل بیانگر این است که با استفاده از دیوار برشی فولادی عملکرد جانبی سازه بهبود پیدا کرده است. این بهبود عملکرد در سازه در زمانی که اتصال نیمه‌صلب استفاده شده است به وجود آمده است. از جنبه دیگر با توجه به نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در سازه این امر قابل درک است که استفاده از دیوار برشی فولادی در سازه باعث گردیده که انرژی زیادی توسط این المان اتلاف شود و در نتیجه نیروی کمتری به المان‌های دیگر وارد گردد. به همین دلیل با استفاده از دیوار برشی فولادی در سازه‌های با قاب بتنی پیش‌ساخته این توانایی را به طراح سازه می‌دهد که به‌جای استفاده از اتصالات صلب از اتصالات نیمه‌صلب استفاده کند. این کار باعث کاهش هزینه ساخت سازه‌های با قاب بتنی پیش‌ساخته می‌شود. از جنبه دیگر با استفاده از دیوار برشی فولادی توانایی سازه برای تحمل بارهای جانبی افزایش پیدا می‌کند به همین دلیل می‌توان سازه‌های سبک‌تر طراحی کرد. طراحی سازه سبک‌تر و استفاده از اتصالات نیمه‌صلب به‌جای استفاده از اتصالات صلب سبب اقتصادی‌تر شدن این نوع سازه‌ها می‌شود. به همین دلیل با توجه به نتایج

- University of California, Berkeley.
13. Filippou, F.C., Popov, E.P., and Bertero, V. (1983) *Effects of Bond Deterioration on Hysteretic Behavior of Reinforced Concrete Joints. Report EERC 83-19.* Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
 14. Thorburn, L.J., Kulak, G.L. and Montgomery, C.J. (1983) *Analysis of Steel Plate Shear Walls.* Structural Engineering Report, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Canada, No. 10.
 2. Kim, M.K., Cheng, J.C., Sohn, H. and Chang, C.C. (2015) A framework for dimensional and surface quality assessment of precast concrete elements using BIM and 3D laser scanning. *Automation in Construction*, **49**, 225-238.
 3. Astaneh-Asl, A. (2001) Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls. *SEONC Seminar. Structural Engineers Assoc. of Northern California*, San Francisco.
 4. Ghasemiyeh, M., Ghobadi, M.S., and Zahrai, M. (2003) Investigation of seismic behavior of steel shear wall. *State-of-the-Art in Construction and Housing*, **25**(4), 15-24 (in Persian).
 5. Nouralizade, A. (2013) *Experimental Investigation of the Behavior of Steel Shear Wall System Reinforced with Trapezoidal Sheet Traps under Quasi-Static Cyclic Loading.* Faculty of Civil Engineering, University of Technology Anoshirvani Babol (in Persian).
 6. Zhao, Q. and Astaneh-Asl, A. (2004) Cyclic behavior of traditional and innovative composite shear walls. *Journal of Structural Engineering*, **130**(2), 271-284.
 7. Behbahanifard, M.R., Grondin, G., and Elwi, A.E. (2004) Analysis of steel plate shear wall using explicit finite element method. *Proc. 13th World Conf. Earthq. Eng.*
 8. Guo, Y., Dong, Q., and Zhou, M. (2009) Tests and analysis on hysteretic behavior of buckling-restrained steel plate shear wall. *Journal of Building Structures*, **1**, 9-31.
 9. Behnamfar, F., Artoonian, R., and Ghandil, M. (2016) Nonlinear modelling and seismic behaviour of precast concrete structures with steel shear walls. *Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **49**(4), 293-304.
 10. Precast and Prestressed Concrete Institute (1992) *PCI Design HandBook.* Chicago.
 11. AISC (2005) *Specification for Structural Steel Buildings.* ANSI/AISC 360-05, AISC, Chicago.
 12. Hisham, M. and Yassin, M. (1994) *Nonlinear Analysis of Prestressed Concrete Structures under Monotonic and Cycling Loads.* Ph.D. Dissertation.

Comparison of Cyclic Behavior of Precast Concrete Frame with and without Addition of Steel Shear Wall

Maziar Panahi¹ and Farhad Behnamfar^{2*}

1. M.Sc. Student of Earthquake Engineering, Faculty of Engineering, Isfahan Branch, Islamic Azad University, Isfahan, Iran

2. Professor, Department of Civil Engineering, Isfahan University of Technology, Isfahan, Iran,

*Corresponding Author, email: farhad@cc.iut.ac.ir

One of the most important determinants of securing the structures in seismic zone is reinforcement of the structures for resisting against the lateral loads. In the recent years, for reinforcing lateral load-resisting systems, implementing applicable elements such as precast concrete and steel plate shear walls as a new approach has attracted many scholars in the area of construction industry. This scholarly attraction refers to the potential benefits of using these advanced operational techniques from the perspective of being affordable, expediting operations and flexibility. Reviewing the research background in the areas of precast concrete frame and steel shear walls reveals that in the past studies, the aforementioned elements have been studied separately and despite the attention of the researchers in the field of civil engineering, none of them have concentrated simultaneously on the systems of precast concrete frame and the steel shear wall together in their studies. Another aspect to consider is the fact that new and modern cities are in the dire need of industrialized construction. This is an important issue since need for quality habitat grows more and more because of high rate of population in the expanding cities. Use of precast segments is a solution in response to this significant demand. Therefore, the present research focuses on the system of precast concrete structures with steel shear walls. In particular, the purpose of this study is to investigate the effect of steel shear wall as a lateral load-resisting element on precast concrete frames using cyclic analysis. In order to achieve the research objectives and performing cyclic analysis, the OpenSEES software was utilized. There are several options in OpenSEES for nonlinear modeling of structural members. They include distributed and concentrated plasticity options. The distributed nonlinearity is closer to reality as experience shows that nonlinear action is actually distributed along a certain portion of members before total failure. On the other hand, use of distributed plasticity option encounters certain difficulties when calculating with reverse loading conditions. The concentrated plasticity option is preferred for the same reason as it has proved to yield results that are close enough to representative response values determined using the other option. That is why the concentrated plasticity computation framework was selected in this research. Moreover, and to the same extent of discussion, different nonlinear stress-strain models can be picked up in OpenSEES. The Steel02 and Concrete02 material constitutive relations benefit from both simplicity and accuracy. The same relations were chosen to cope with the needs of the current research work. For this purpose, the relative behavior of precast concrete frames with a steel shear wall in buildings with different numbers of floors (3, 5 and 10 floors) and different beam-column connections categorized based on their stiffness, strength and construction details as rigid and semi-rigid, were analyzed. Additionally, the behavior of precast concrete frames with steel shear walls (with semi-rigid connections) and concrete frames without steel shear walls (with rigid connection) in buildings having the stated number of floors were examined on the basis of the aforementioned parameters. In general, the results generated by the analysis confirmed the positive and appropriate effect of steel shear walls on the lateral behavior of the precast concrete frame. The results of the research clearly showed that the use of steel shear walls in precast concrete buildings could reinforce lateral load-resisting system and could increase the safety of the structure in the seismic zones. Therefore, this research contributes to the literature by recommending the use of steel shear walls in precast concrete buildings and suggests further studies on this system, including use of a wider range of buildings and earthquake ground motions on various soil types.

Keywords: Precast Concrete, Steel Shear Wall, Nonlinear Cyclic Analysis.