نشریه مهندسی عمران امیرکبیر

نشریه مهندسی عمران امیرکبیر، دوره ۵۳ شماره ۴، سال ۱۴۰۰، صفحات ۱۶۲۳ تا ۱۶۴۸
DOI: 10.22060/ceej.2020.17081.6454

بررسی عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا

رضا معتمدی *، محمد غلامی

فنی مهندسی، دانشگاه یاسوج، یاسوج، ایران

خلاصه: سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دو طرفه در حالت مرکزگرا سیستم دوگانه ای می باشد که شامل دیوار برشی فولادی همبسته و قاب مرکزگرا می باشد که توسط المان های خرپایی در تراز طبقات به‌صورت مفصلی به همدیگر متصل شده‌اند. در این سیستم، تیرهای همبند و صفحات جان وظیفه اتلاف انرژی را داشته و قاب مرکزگرا، وظیفه مرکزگرایی را بر عهده دارد. برای کاهش تعمیرات ساختاری پس از زلزله و درنتیجه کاهش خسارت اقتصادی و اصلاح و بهبود خسارت، سیستم‌های مرکزگرا به‌منظور بازگشت یک سیستم سازه ای به یک حالت کاملاً کاربردی به دنبال یک رویداد لرزه ای توسعه داده شده‌است. در این مقاله به بررسی مطالعات عددی بر روی عملکرد لرزه ای دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی های پس از تسلیم تحت شیب های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد در نرم‌افزار آباکوس پرداخته شده‌است؛ بنابراین ۹ نمونه ۶ طبقه و ۳ نمونه ۱۲ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته به‌صورت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای طراحی‌شده و این نمونهها تحت تحلیل بار افزون، چرخه ای و تاریخچه زمانی قرارگرفته‌اند. نتایج نشان می دهد که سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد نسبت به دیگر سختی های پس از تسلیم، دارای جابه‌جایی نسبی پسماند کمتر، میزان تغییر مکان جانبی نسبی کمتر، مرکزگرایی بهتر و اتلاف انرژی کمتر می باشد. همچنین در سیستم با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد توزیع تغییر مکان جانبی نسبی نسبت به دیگر سختی های پس از تسلیم یکنواخت تر می باشد.

تاریخچه داوری:
دریافت: ۱۳۹۸/۰۶/۲۹
بازنگری: ۱۳۹۸/۱۱/۱۲
پذیرش: ۱۳۹۸/۱۱/۱۳
ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۱۱/۱۹

کلمات کلیدی:
عضو شکل پذیر
قاب مرکزگرا
تحلیل بار افزون
طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای
دیوار برشی فولادی
دیوار همبند

۱- مقدمه

دیوارهای برشی ورق فولادی با صفحات جان متصل به تیر (B-SPSWs)[1] ، دارای ظرفیت اتلاف انرژی بالا و شکل پذیری مناسب می باشند [۱ و ۳]. در این سیستم، تحت بارگذاری جانبی با مقدار ناچیز، کمانش در ورق جان ایجاد می شود و با افزایش بارگذاری جانبی، میدان کششی مایل بر روی قسمتی از جان بین تیرها تشکیل می‌گردد که میدان کششی جزئی (PTF) نام‌گذاری می‌شود. توجه شود که در سیستم دیوار برشی فولادی با صفحات جان متصل به هم تیر و هم ستون (SPSW)، میدان کششی به‌صورت کامل در ورق جان تشکیل می‌گردد [۴ و ۵]. درنتیجه در سیستم B-SPSW برخلاف سیستم SPSW، نیروی کششی بر المان VBE اعمال نمی شود. پس در B-SPSW در مقایسه با SPSW میزان تقاضای لنگر خمشی در المان VBE به‌طور قابل‌توجهی کمتر می‌باشد که این منجر به کوچک‌تر شدن سایز VBE در سیستم B-SPSW می‌گردد [۶ و ۱۰].

در دهه ی اخیر، چندین مطالعه ی آزمایشگاهی و عددی بر روی

1 Steel plate shear walls with beam-connected web plates

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.gholami@yu.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode دیدن فرمائید.

سیستم B-SPSW جهت بررسی رفتار لرزه ای آن انجام‌شده‌است. این مطالعات نشان می دهند که این سیستم عملکرد لرزه ای مناسبی نشان می دهد؛ اما با وجود اینکه سیستم B-SPSW دارای رفتار لرزه ای مناسبی می باشد، دارای دو اشکال عمده نیز می باشد یکی اینکه میزان جابه‌جایی نسبی پسماند در این سیستم پس از وقوع زلزله ی شدید، قابل‌توجه می باشد و درنتیجه هزینه ی تعمیر این سیستم زیاد می باشد و دیگری اینکه استفاده از این سیستم به دلیل الزامات معماری ممکن است دچار محدودیت شود.

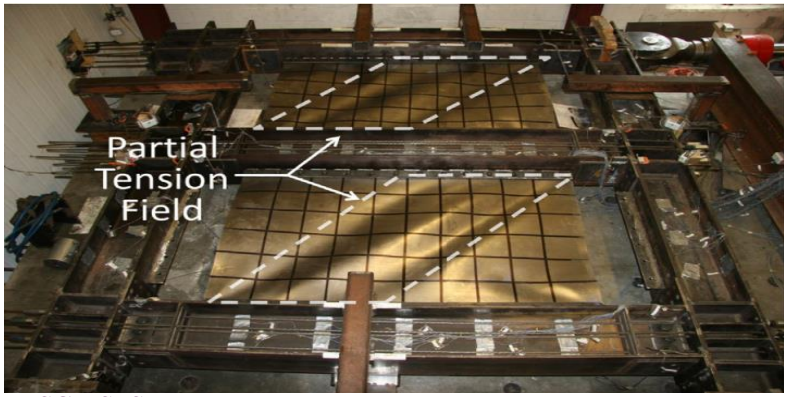
تعدادی از محققین [۱۱ و ۱۴] برای کاهش جابه‌جایی نسبی پسماند در سیستم SPSW پیشنهاد داده است که در این سیستم برای اتصال تیر (VBE) به ستون (HBE) به جای اتصال گیردار از اتصال پس کشیده (PTC) استفاده گردد.

که قابلیت این ایده در کاهش جابه‌جایی نسبی پسماند با انجام چندین مطالعه ی عددی و آزمایشگاهی مورد تایید قرارگرفته است. از طرف دیگر اخیراً، برای کاهش محدودیت های معماری در سیستم SPSW، محققین پیشنهاد داده اند که از سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با صفحات جان متصل به هم تیر و هم ستون (SPSW -CB)[1] ، استفاده شود [۲۰-۱۵] و با استفاده از مطالعات عددی عملکرد لرزه ای این سیستم مورد تایید قرارگرفته است. لذا می توان از همین ایده برای کاهش محدودیت های معماری در سیستم B-SPSW استفاده کرد و سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با صفحات جان متصل به تیر(B-SPSW -CB)[2] ، مورداستفاده قرارداد. توجه شود که تاکنون مطالعه ای بر روی سیستم B-SPSW -CB انجام نشده‌است.

با توجه به مطالب ذکرشده در بالا، در مطالعه ی حاضر، در جهت برطرف کردن دو ضعف زیاد بودن جابه‌جایی نسبی پسماند و محدودیت معماری در سیستم B-SPSW، سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا SC-BSPSW –CB ، پیشنهاد شده‌است. همان‌طور که در شکل ۱ مشخص است، در این سیستم، سیستم قاب مرکزگرا (SCF)[3] به سیستم B-SPSW به‌صورت موازی اضافه شده‌است، حاصل می گردد. در اتصالات پس کشیده در سیستم PTF که در شکل ۲ نشان داده شده‌است، اتصال جان تیر به ستون توسط بولت هایی که در سوراخ های لوبیایی شکل قرار می گیرند، اجرا می شود تا امکان چرخش تیر نسبت به ستون وجود داشته باشد. در ادامه، کابل ها در راستای تیر اجرا و به دو ستون طرفین تیر مهار می شوند. این کابل ها قبل از بهره برداری تحت نیروی کششی قرار می گیرند و درنتیجه در تیر نیروی فشار ایجاد می شود. در سیستم SC-BSPSW–CB، اتلاف انرژی توسط سیستم B-SPSW فراهم می شود. درحالی‌که سیستم SCF نقش مرکزگرایی را بر عهده دارد.

در این مطالعه، ابتدا رفتار سیکلیک سیستم SC-BSPSW – CB مورد بررسی قرار می گیرد و سپس نمونه های ۶ و ۱۲ طبقه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد (PBPD)[4] که توسط کیو و همکاران [۲۱] ارائه شده‌است، طراحی شده‌اند.

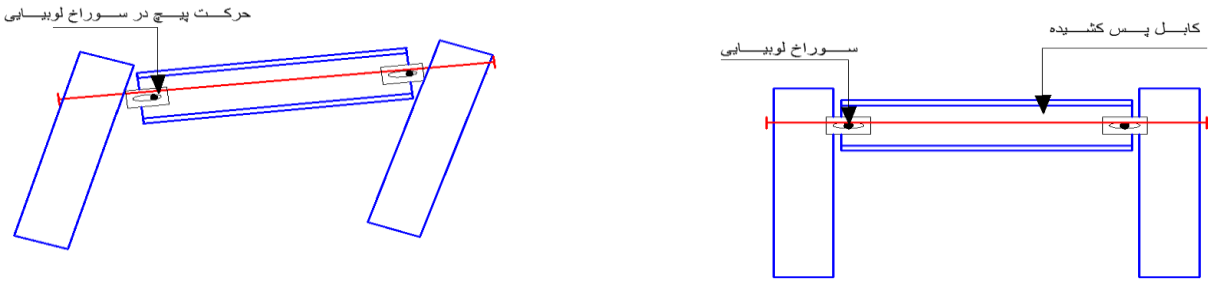
در این روش طراحی، پس از محاسبه ی نیروی برش پایه ی طراحی بر اساس معادله ی تعادل کار-انرژی، ابعاد ورق جان و قاب مرزی دیوار برشی فولادی تعیین می گردد. درنهایت، رفتار نمونه



شکل ۱. سیستم دیوار برشی ورق فولادی در حالت مرکزگرا (۱۱) (SC-BSPSW)

Fig. 1. self-centering Steel plate shear Wall System (SC-BSPSW) [11]

1 SPSW with coupling Beams
2 B- SPSW with coupling Beams
3 self-centering frame
4 performance-based plastic design



الف) قبل از چرخش تیر ب) بعد از چرخش تیر

شکل ۲. قاب مرکزگرا (سیستم SCF)

Fig. 2. self-centering Frame (SCF System)

های طراحی‌شده، با استفاده از تحلیل های پوش آور، سیکلیک و تاریخچه ی زمانی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. توجه شود که تحلیل های تاریخچه ی زمانی با ۴ رکورد زلزله در سطح خطر MCE انجام شده‌است.

۲- مشخصات نمودار نیرو-جابه‌جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW –CB)

در این بخش، مشخصات نمودار نیرو-جابه‌جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW –CB) تعیین می گردد. بدین منظور ابتدا مشخصات نمودار نیرو-جابه‌جایی هرکدام از اجزای این سیستم یعنی سیستم قاب مرکزگرای SCF و سیستم شکل پذیر B-SPSW -CB تعیین و سپس با ترکیب نمودار این دو سیستم، نمودار نیرو-جابه‌جایی سیستم SC-BSPSW –CB مشخص می شود.

درصورتی‌که نیروی وارد بر قاب کمتر از F_d باشد، زاویه ی نسبی بین تیر و ستون تغییر نمی کند و سختی جانبی قاب با اتصالات پس کشیده (سختی اولیه) با سختی قاب خمشی (قاب با اتصالات گیردار) برابر است. با اعمال نیروی F_d، زاویه ی نسبی بین تیر و ستون تغییر می کند (تیر نسبت به ستون چرخش خواهد داشت) و این سبب افزایش طول کابل ها و درنتیجه ایجاد کشش در آنها خواهد شد. سختی جانبی قاب با اتصالات پس کشیده در این مرحله سختی ثانویه ($K_{sc-۲}$) نسبت به‌سختی اولیه ($K_{sc-۱}$) کاهش قابل‌توجهی خواهد داشت. مقدار نیروی F_d برای قاب با اتصالات پس کشیده یک طبقه، با رابطه‌ی ۱ تعیین می‌گردد.

$$F_d = \frac{T_{0-top} d_{b-top} + T_{0-bot} d_{b-bpt}}{h_s} \qquad (۱)$$

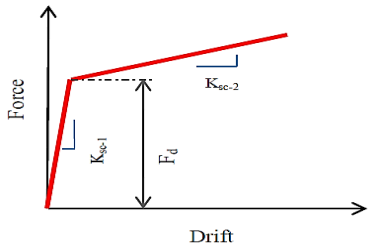
در رابطه ی بالا، F_d نیروی جانبی، d_{b-top} و d_{b-bot} به ترتیب عمق تیر بالا و پایین، T_{o-top} و T_{o-bot} به ترتیب کشش اولیه در تیر بالا و پایین و h_s ارتفاع طبقه می باشد. میزان سختی ثانویه قاب با اتصالات پس کشیده با رابطه‌ی ۲ مشخص می شود:

$$k_{sc-2} = \frac{E}{2}\left[\frac{A_{c-top} d_{b-top}^2 + A_{c-bot} d_{b-bot}^2}{2 L_c h_s^2}\right] \qquad (۲)$$

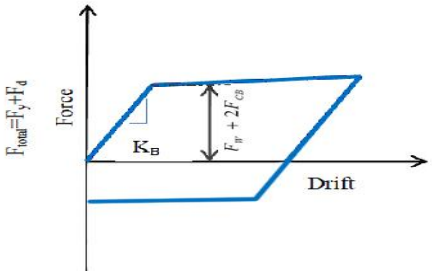
در رابطه ی ۲، A_{c-top} و A_{c-bot} به ترتیب مساحت کابل در تیر بالا و پایین و L_C طول کابل می باشد. با توجه به اینکه طراحی برای جابه جایی نسبی ۲ درصد صورت گرفته، نیروی کابل پس از جابه جایی نسبی ۲ درصد به‌دست آمده است.

با فرض اینکه قاب با اتصالات پس کشیده به نحوی طراحی گردد که در مرحله ی بارگذاری، به صورت الاستیک باقی بماند، در مرحله ی باربرداری نمودار نیرو - جابه جایی قاب، دقیقا منطبق بر نمودار در مرحله ی بارگذاری خواهد بود؛ یعنی قاب با اتصالات پس کشیده در برگشت همان مسیر رفت را طی خواهد کرد. بدین ترتیب قاب کاملاً مرکزگرا خواهد بود و در نمودار چرخه ای قاب، حلقه ای ایجاد نمی شود.

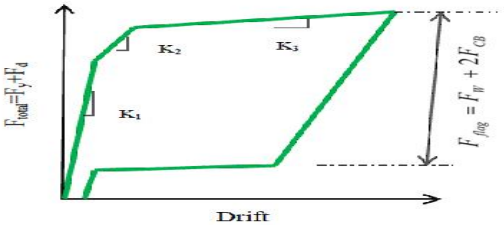
در شکل ۳ (ب) نمودار نیرو-جابه جایی سیستم شکل پذیر B-SPSW-CB نشان داده‌شده‌است. سختی اولیه ی سیستم ($K_۱$) که برابر با مجموع سختی اولیه ی تیر همبند (K_{CB}) و دیوار برشی فولادی می باشد (K_W)، و مقاومت تسلیم آن (F_y) که برابر با مجموع مقاومت تسلیم تیر همبند (F_{CB}) و دیوار برشی فولادی (F_W) می باشد، بر اساس هندسه ی سیستم و مدول الاستیسیته ی فولاد قابل‌محاسبه خواهند بود. سختی پس از تسلیم سیستم تقریباً برابر با صفر است، با باربرداری این قاب، حلقه های دارای پینچینگ ایجاد



الف) منحنی نیرو-جابه‌جایی قاب مرکزگرا (SCF).



ب) منحنی نیرو-جابه‌جایی سیستم شکل‌پذیر (B-SPSW-CB)



ج) منحنی نیرو-جابه‌جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا (SC-BSPSW –CB).

شکل ۳. منحنی نیرو- جابه جایی در سیستم.

Fig. 3. Force - displacement curve in the system

می شود.

هنگامی‌که دو سیستم B-SPSW-CB و SCF به‌صورت موازی با هم ترکیب می شوند، نمودار نیرو-جابه جایی سیستم دیوار برشی فولادی همبسته مرکزگرا SC-BSPSW –CB به‌صورت نشان داده شده در شکل۳ (ج) خواهد شد. پاسخ این سیستم با سه پارامتر سختی K_1، K_2، K_3 و مقاومت سیستم مرکب (F_{total}) و ارتفاع پرچم (F_{flag}) مشخص‌شده‌است. سختی اولیه ی K_1 برابر با مجموع سختی اولیه ی قاب مرکزگرا و سختی اولیه ی سیستم شکل پذیر است. سختی های K_2 و K_3 به ترتیب برابر با مجموع سختی ثانویه ی قاب مرکزگرا و سختی اولیه ی قاب سیستم شکل پذیر و مجموع سختی ثانویه ی قاب مرکزگرا و سختی پس از تسلیم سیستم شکل پذیر می-باشند. مقاومت تسلیم سیستم مرکب (F_{total}) و ارتفاع پرچم (F_{Flag}) که در شکل ۳ (ج)، نشان داده شده‌اند، به ترتیب با روابط ۳ و ۴ محاسبه می شوند.

$$F_{total} = F_y + F_d = F_W + F_{CB} + F_d \quad (۳)$$

$$F_{flag} = F_W + 2F_{CB} \quad (۴)$$

در این روابط α نسبت سختی پس از تسلیم است و با استفاده از رابطه ی ۵ به‌دست‌آمده، β نسبت ضریب مرکزگرایی سیستم می-باشد و با توجه به رابطه ی ۶ به‌دست‌آمده است.

$$\alpha = \frac{K_{sc-2}}{K_1} = \frac{K_{SC-2}}{K_{CB} + K_W + K_{SC-1}} \quad (۵)$$

$$\beta = \frac{F_W + 2F_{CB}}{F_W + F_{CB} + F_d} \quad (۶)$$

۳- مدل سازی

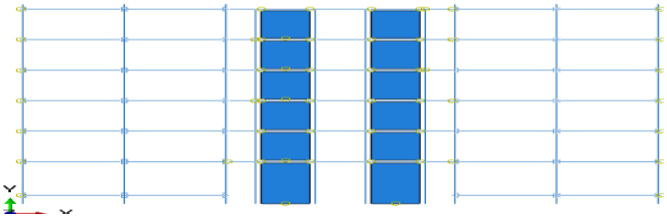
در این مقاله از نرم‌افزار آباکوس[1] نسخه ۲۰۱۷ برای مدل‌سازی استفاده‌شده‌است. این نرم‌افزار می تواند تحلیل های ساده و دشوار ازجمله مسائل (شبه استاتیکی، کمانشی و پس کمانشی، تحلیل مودال، انتقال حرارت و دینامیکی) برای مدل سازی انجام دهد. از قابلیت های این نرم‌افزار مشاهده کرنش پلاستیک معادل (PEEQ) و تانسور تنش (فومن میسز) می باشد؛ که در این مقاله قاب مرکزگرا

1 ABAQUS

و قاب دیوار برشی فولادی همبسته با المان خمشی BEAM دو گرهی (B^{31})، کابل های پیش کشیده و المان های رابط مابین قاب مرکزگرا و عضو شکل پذیر با المان TRUSS دو گرهی ($T^{3}D^{2}$) و همچنین صفحات جان با المان Shell چهار گرهی ($S^{4}R$) در نرم‌افزار آباکوس مدل شده‌است. در واقعیت اتصال قاب مرکزگرا به دیوار برشی فولادی بااتصال دوطرفه توسط المان های رابط TRUSS بااتصال مفصلی (Joint) می باشد. تمامی اتصالات در دیوار برشی ورق فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر گیردار در نظر گرفته شده‌است. اساس طراحی این سیستم به این صورت است که تیرها، ستون ها و کابل ها باید در حالت الاستیک باقی بمانند و هیچ‌گونه مفصل پلاستیکی در آنها تشکیل نشود. در این سیستم المان های مرزی به‌صورت Wire مدل شده اند، به دلیل اینکه اتصال تیر به ستون به‌صورت گهواره‌ای می باشد از المان های صلب معادل عمق تیر و نصف عمق ستون استفاده شده‌است. برای معرفی گهواره ها از فنر تحت فشار تنها استفاده شده به این علت که مدل‌سازی به‌گونه‌ای است که در فشار نیرو را انتقال داده و درکشش تقریباً به‌صورت خنثی می باشند به همین منظور از فنر Axial در آباکوس استفاده شده‌است. برای اتصال تیر به ستون برای جلوگیری جابه‌جایی در راستای عمودی از قید Coupling استفاده شده‌است. برای مهار المان های صلب در راستای خارج از صفحه، این المان‌ها در راستای عمود بر صفحه بسته شده‌اند. در مدل سازی دو تا تحلیل دینامیکی در نظر گرفته شده‌است که در تحلیل اول مربوط به بار حرارتی و تحلیل دوم مربوط به بارگذاری چرخه ای می باشد. در این سیستم شرایط مرزی برای قاب مرکزگرا و عضو شکل‌پذیر به ترتیب به‌صورت مفصلی و گیردار در نظر گرفته شده‌است. برای اعمال بار حرارتی در ماژول Load با استفاده از گزینه Predefined Field میزان دمای مورد نظر را که از رابطه‌ی ۷ به‌دست‌آمده به مدل دیوار برشی فولادی مرکزگرا برای پس کشیده کردن کابل ها اعمال شده‌است.

$$\Delta T = \frac{-P}{\alpha A E} \qquad (۷)$$

در شکل ۴ مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا مدل شده در آباکوس نشان داده شده‌است. در این شکل تمامی اتصالات دیوار برشی فولادی به صورت



شکل ۴. مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا

Fig. 4. 6-story model of coupled shear wall with two-side connection and self-centering

گیردار بوده و در اتصالات قاب مرکز گرا ، اتصال تیر به ستون به صورت مفصلی به همراه فنر های کششی و فشاری بوده و همچنین اتصال کابل های پس کشیده به ستون گیردار بوده است همچنین اتصال قاب مرکز گرا به سیستم دیوار برشی فولادی همبسته با استفاده تیر های لینک از نوع TRUSS به صورت دو سر مفصل انجام شده‌است.

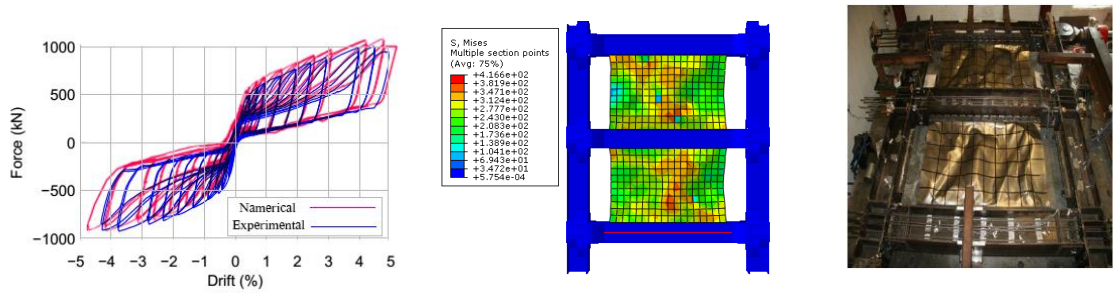
۳-۱- صحت سنجی

برای صحت درستی مدل سازی، مدل آزمایشگاهی دیوار برشی ورق فولادی مرکزگرا بااتصال دوطرفه به تیر در رساله ی دکتری کیلتون [۲۲]، در نرم‌افزار آباکوس تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد مورد راستی آزمایی قرارگرفته است. در این مدل سازی به علت اینکه اساس این سازه نوین این است که المان‌های مرزی در حالت الاستیک باقی بمانند و هیچ‌گونه مفصل پلاستیکی در این سیستم تشکیل نشود از المان Wire استفاده شده‌است سایر خصوصیات از قبیل شرایط مرزی، المان‌های در نظر گرفته‌شده و غیره همانند بخش مدل‌سازی در نظر گرفته شده‌است. همچنین در این صحت سنجی ابتدا به علت اینکه المان های در نظر گرفته شده به‌صورت پوسته ای می باشند از تحلیل کمانشی استفاده‌شده و سپس تحلیل اصلی که تحلیل دینامیکی است، استفاده شده‌است. جدول ۱ خواص مصالح مورداستفاده شده در مدل سازی را در آزمایش کلیتون نشان می دهد. محل های ایجاد تسلیم و ایجاد میدان کششی در مدل عددی و نمونه آزمایشگاهی در شکل ۵ (الف) باهم مقایسه شده اند. همان‌طور که مشاهده می شود هم در مدل عددی و هم در نمونه آزمایشگاهی میدان کششی و تسلیم‌شدگی در ورق ایجاد شده‌است. همچنین نمودار چرخه ای مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل ۵ (ب) باهم مقایسه شده اند. ازنظر مقاومت تسلیم و مقاومت نهایی حاصل از نمودار چرخه ای، تطابق

جدول ۱. خواص مصالح مورداستفاده شده در صحت سنجی مدل سازی

Table 1. Properties of materials used in modeling verification

Specimen Name beam	Specimen Name Column	E (GPA)	Plate(mm)	$T_0(KN)$	Density (t/mm^3)	Story
$W14\times90$	$W14\times132$	۲۱۳	۱/۵۲	۳۳۴	$7.67E^{-09}$	۱
$W14\times90$	$W14\times132$	۲۱۰	۱/۵۲	۳۳۴	$7.67E^{-09}$	۲



شکل ۵. الف) مدل آزمایشگاهی دیوار برشی فولادی مرکزگرا بااتصال دوطرفه به تیر ب) نمایش تانسور تنش مدل شبیه‌سازی‌شده دیوار برشی فولادی مرکزگرا بااتصال دوطرفه به تیر ج) صحت سنجی مدل عددی با مدل آزمایشگاهی [۱۱]

Fig. 5. (a) Experimental Model of coupled shear wall with beam two-side connection and self-centerin (b) Von Mises stress contours representation of self-centering steel shear wall with beam two-side connection (c) Comparison of experimental and finite element model

خوبی بین نتایج مدل عددی و آزمایشگاهی وجود دارد.

۴- نحوه‌ی محاسبه برش پایه با استفاده از روش طراحی بر اساس عملکرد (PBPD)

در روش طراحی PBPD، برای محاسبه برش پایه طراحی فرض شده‌است که مقدار کار مورد نیاز برای ایجاد مکانیزم تسلیم مورد دلخواه برای سازه برابر با یک سهمی از انرژی ورودی برای یک سیستم یک درجه آزادی معادل می‌باشد [۲۳]. در شکل ۶ مفهوم تعادل انرژی به همراه مکانیزم تسلیم مورد دلخواه برای سیستم B-SPSW-CB که شامل تسلیم شدن ورق های جان و تشکیل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرهای قاب مرزی (HBEs)، تیرهای پیوند و در پای ستون ها (VBEs) می باشد، نشان داده شده‌است. جزییات دقیق روش PBPD در مطالعه ی [۲۴] آورده شده‌است.

در این روش، برش پایه طراحی V_r به‌عنوان تابعی از وزن ساختمان (W) به‌صورت زیر بیان‌شده‌است:

$$\gamma = \frac{\alpha(\mu-1)^2+2(\mu-1)+1}{\tilde{R}} = \frac{\alpha(\mu-1)^2+2(\mu-1)+1}{\quad} \qquad (۱۳)$$

$$(۱۴)$$

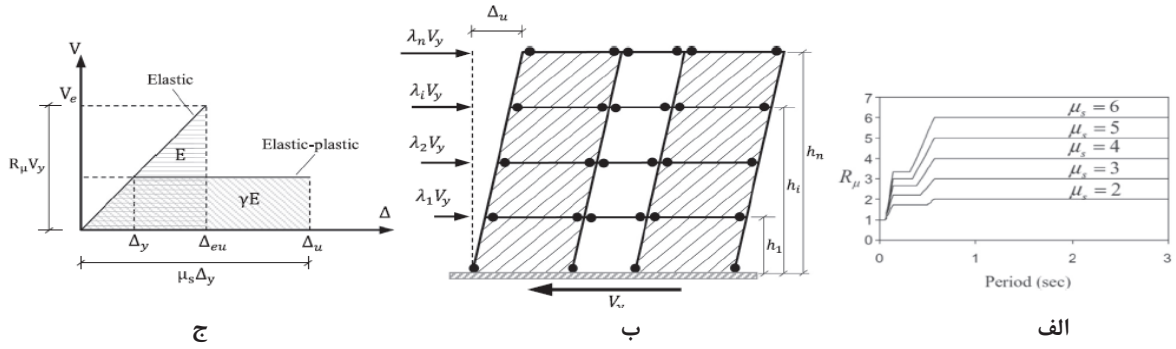
$$\lambda = [1+\frac{\alpha(\mu-1)}{2}]\left(\frac{8\pi^2}{T^2\alpha}\right)\sum_{i}^{n} C_i h_i \theta_p \qquad (۱۵)$$

Sa تقاضای شتاب طیفی می باشد که طیف طرح تعیین می شود. θ_p نشان‌دهنده‌ی توزیع بار جانبی مورداستفاده در طراحی می-باشد. نسبت جابه‌جایی نسبی پلاستیک است و به‌وسیله کم کردن جابه‌جایی نسبی تسلیم θ_y از مقدار جابه‌جایی نسبی هدف $\theta_{\alpha,\beta}$ محاسبه می‌شود. جابه‌جایی نسبی هدف مطابق با ASCE منظور جلوگیری از آسیب به عناصر غیر سازه‌ای برابر با ۲ درصد در نظر گرفته‌شده‌است و برای تخمین جابه‌جایی نسبی تسلیم از رابطه ی زیر که توسط صفری و همکاران [۲۰] ارائه شده‌است، استفاده شده‌است.

$$\theta_y = 0.0005\frac{H}{L} + 0.003 \qquad (۱۶)$$

H، L و به ترتیب ارتفاع سازه و طول ورق دیوار برشی فولادی همبسته و شبه شتاب می‌باشد. در رابطه‌ی ۱۷، R فاکتور کاهش شکل پذیری می باشد. رابطه ی زیر توسط نیومارک و هال [۲۴] برای تعیین مقدار u به‌عنوان تابعی از T و μ ارائه شده‌است:

$$R = \mu^{2\exp(\frac{a}{T^B})} \qquad (۱۷)$$



شکل ۶. مفهوم PBPD. الف) تعادل انرژی و کار ب) مکانیسم طراحی‌شده برای C-SPSW ج) پاسخ غیر الاستیک [۲۰]

Fig. 6. PBPD concept. (a) Energy-work balance (b); Desired yield mechanism for C-SPSW; (c) Rμ−μs−T inelastic spectra [20]

پارامترهای a و b استفاده‌شده در رابطه (۱۷) ضرایبی هستند که توسط ژینگ و همکاران [۱۴]، ارائه شده‌است که به، α و β بستگی دارند و پارامتر، ، همواره منفی است [۱۴].

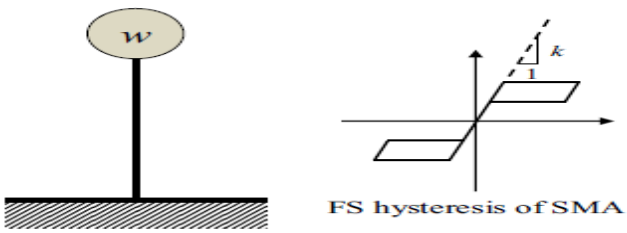
$$a = -0.38 + 0.51\alpha + 0.16\beta \quad (۱۸)$$

$$b = 0.31 - 0.05\alpha + 0.18\beta \quad (۱۹)$$

توجه شود که مقادیر ضرایب α و β اختیاری هستند و روش طراحی بنحوی است که با انتخاب هر مقداری برای این ظرایب میتوان عملکرد مناسبی از سازه مشاهده کرد.

برای توزیع نیروی جانبی در ارتفاع سازه از روش ژایو و همکاران [۲۳] به این صورت که ابتدا تحلیل لرزه ای سیستم های مرکزگرا (SDOF)[1] با نمودارهای چرخه ای پرچمی شکل همان‌طور که در شکل ۷ نشان داده شده‌است.

مطابق روابط ۲۰ و ۲۱، استفاده شده‌است. در این روابط h_j و W_jارتفاع طبقه jام و وزن طبقه jام است و q توزیع نیروی جانبی مؤثر در ارتفاع سازه می‌باشد.



شکل ۷. سیستم یک درجه آزادی دیوار برشی فولادی مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با نمودار پرچمی شکل [۱۴]

Fig. 7. Single-Degree-of-Freedom (SDOF) system of coupled shear wall and self-centering Primary pre-tensioning force with flag-shape Curve [14]

1 Single-Degree-of-Freedom

$$C_i = (P_i - P_{i+1})\left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}\right)^{qT^{-02}} \quad (۲۰)$$

$$p_i = \left(\frac{\sum_{j=1}^{n} W_j h_j}{W_n h_n}\right)^{qT^{-02}} \quad (۲۱)$$

درنهایت نیروی لرزه ای جانبی وارده بر روی کف طبقات با استفاده از رابطه‌ی ۲۲ محاسبه می‌شود.

$$F_i = C_i V_r \quad (۲۲)$$

پارامترهای طراحی و برش پایه محاسبه‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکردی برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه در جدول ۲ آورده شده‌است و در شکل ۸ ضرایب توزیع برش در ارتفاع برای این مدل ها نشان داده‌شده‌است.

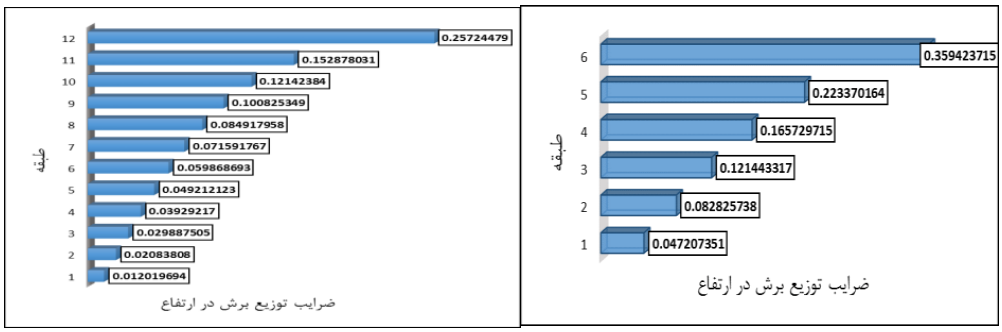
۵- معرفی پلان

نمونه پلان استفاده‌شده در این مقاله یک ساختمان ۶ طبقه که شامل دیوار برشی فولادی همبسته می باشد. هندسه طراحی شده مدل ساختمان مانند SAC می باشد که پلان آن در شکل ۹ نشان داده شده‌است. جرم اولین طبقه 10×10^6 کیلوگرم و جرم سایر طبقات 9.9×10^6کیلوگرم می باشد. ارتفاع طبقه اول ۵/۴۸۶ متر و سایر طبقات دارای ارتفاع یکسان ۳/۹۶۲ متر می باشند. پیکربندی این سازه در هر جهت شامل چهار تا دیوار برشی فولادی همبسته در پیرامون می باشد. موقعیت این پلان در لس‌آنجلس کالیفرنیا با نوع خاک D می باشد. پارامترهای این سیستم طبق آیین‌نامه ASCE-۷ برای SPSW که به‌صورت روش نیروی جانبی معادل می باشد

جدول ۲. پارامترهای طراحی و برش پایه محاسبه‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه

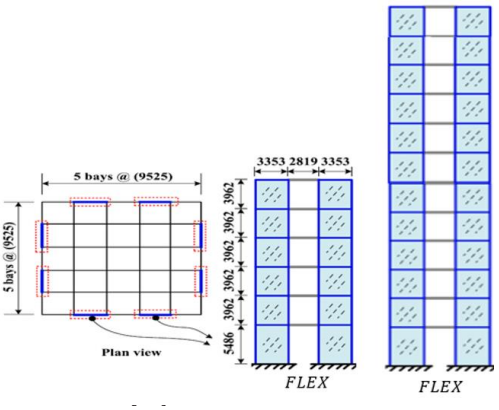
Table 2. design parameters and base shear calculated by the Performance Based Plastic Design Method for 6 and 12 story Models

نمونه‌ها	۶ طبقه			۱۲ طبقه
پارامتر	β =1·08	β =0·91	β=0	β =1·08
$T_{(sec)}$	۰/۷۸	۰/۷۸	۰/۷۸	۱/۲۴
$S_{\alpha(g)}$	۱/۱۴۸	۱/۱۴۸	۱/۱۴۸	۰/۷۴۴
α	۰/۱	۰/۱	۰/۱	۰/۱
θ_p	۰/۰۱۴۹	۰/۰۱۴۹	۰/۰۱۴۹	۰/۰۱۳
θ_y	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۵۱	۰/۰۰۷
θ_u	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰۲
μ	۳/۹	۳/۹	۳/۹	۲/۸۳
R	۳	۳	۳	۲/۴۱
γ	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۸۳	۰/۸۵
λ	۵/۸۷	۵/۸۷	۵/۸۷	۴/۲۳
V (KN)	۲۵۶۰	۲۷۳۰	۳۷۰۰	۳۰۹۰



شکل ۸. ضریب توزیع برش در ارتفاع برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

Fig. 8. shear distribution coefficient of height for 6 and 12 story models designed by performance-based plastic design



شکل ۹. ساختمان نمونه [۱۹]

Fig. 9. Frame plan view [19]

توصیف‌شده‌است. ضریب اهمیت این ساختمان I=۱ ، ضریب رفتار R=۷ ، ضریب اضافه مقاومت سیستم $\Omega = 2$ و ضریب بزرگنمایی تغییر مکان C_d=۶ می‌باشد [۱۹]. با استفاده روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای چندین قاب ۶ و۱۲ طبقه با ضرایب مرکزگرایی و سختی های پس از تسلیم متفاوت تحت شیب های ۱۲ ، ۱۶ و۲۰ درصد طراحی شده‌است.

۵-۱- خصوصیات مصالح مورد استفاده

فولادهای مورداستفاده در المان های مرزی قائم و افقی از نوع

جدول ۳. مشخصات فولاد مصرفی

Table 3. Specifications of steel used

خصوصیات مصالح	فولاد A992	فولاد A36	فولادA416Gr270
چگالی (t/mm^3)	$7.67E^{-09}$	$7.67E^{-09}$	$7.67E^{-09}$
مدول الاستیسیته E (MPa)	۱۹۹۹۴۷/۹۸	۱۹۹۹۴۷/۹۸	۱۹۶۵۰۰/۶
ضریب پوآسون	۰/۳	۰/۳	۰/۳
تنش تسلیم F_y (MPa)	۳۴۴/۷۳	۲۴۸/۲	۱۶۸۹/۹
تنش نهایی F_U (MPa)	۴۴۸/۱۵	۳۹۹/۸	۱۸۶۱/۵
ضریب انتقال حرارت	-	-	$1.170E^{-05}$

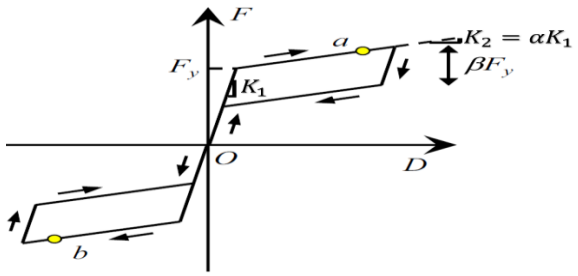
A۹۹۲، صفحات جان از نوع A۳۶ و در کابل های پس کشیده از نوع A۴۱۶GR۲۷۰ می باشد. در جدول ۳ مشخصات مصالح فولاد مصرفی فوق آورده شده‌است.

۶- مدل های طراحی‌شده

مبنای تمامی طراحی ها دست یابی به سختی های پس از تسلیم تحت شیب بازشدگی (a)[1] ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد، برای کل سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا بوده است. برای به دست آوردن سختی های پس از تسلیم در طراحی، قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و عضو شکل پذیر به‌صورت جداگانه بر اساس سهمی از برش پایه طراحی‌شده‌اند. (برای درک بهتر، سختی پس از تسلیم در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه در شکل ۱۰ آورده شده‌است).

۶-۱- مقاطع طراحی‌شده برای عضو شکل پذیر

طراحی دیوار برشی فولادی همبسته با اتصال دوطرفه با توجه به سهم برش این عضو از برش پایه انجام شده‌است. در این سیستم اول



شکل ۱۰. نمودار جابه‌جایی نسبی نیرو - جابه‌جایی قاب مرکز گرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه

Fig. 10. Force-relative displacement Curve of the with self-centering frame Primary pre-tensioning force

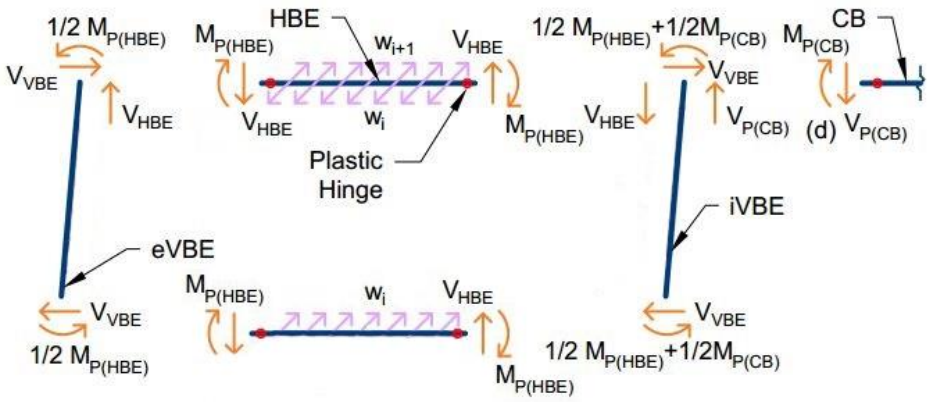
ضخامت صفحات جان طراحی‌شده [۲۵] و سپس نیاز لرزه‌ای سایر اعضا (اعضای غیر مستهلک کننده انرژی)، با فرض تشکیل مکانیزم مطلوب از پیش تعیین‌شده که در شکل ۶ (ب) متن آورده شده و دیاگرام آزاد اعضای سیستم که در شکل ۱۱ نشان داده شده‌است، تعیین می‌گردند. در این تصویر، $M_{p(cb)}$ و $V_{p(cb)}$ به ترتیب لنگر پلاستیک در تیر همبند و نیروی برشی حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر همبند، $M_{p(HBE)}$ و $V_{p(HBE)}$ به ترتیب لنگر پلاستیک در تیر طبقه و نیروی برشی حاصل از تشکیل مفاصل پلاستیک در تیر طبقه و W_i و W_{i+1} به ترتیب نیروهای ناشی از تسلیم میدان کششی در طبقه i ام و طبقه i+۱ ام می باشند. در اینجا از ارائه توضیحات بیشتر خودداری می‌شود و برای توضیحات بیشتر به پژوهش برلو و همکاران [۸-۷] مراجعه شود.

عضو شکل پذیر با توجه به ضرایب مرکزگرایی متفاوت $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ طراحی‌شده، به ترتیب از برش پایه، پنج‌ششم برش پایه، چهارششم برش پایه و کل برش پایه، سهم می برد. درروش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای صفحات جان، تیرهای همبند و بعضاً تیر طبقات وارد چرخه ی اتلاف انرژی شده اند. ابعاد تیر طبقات با تیر همبند یکسان در نظر گرفته شده به این صورت که عضو شکل پذیر رفتارش به‌صورت خمشی (FLEX) بوده است. مقاطع طراحی‌شده برای عضوهای شکل پذیر برای مدل-های ۶ و ۱۲ طبقه به ترتیب در جدول ۴ و ۵ آورده شده‌است.

۶-۲- طراحی قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

سهم قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه از برش پایه نیز

۱ نسبت سختی ثانویه به سختی اولیه



شکل ۱۱ : دیاگرام آزاد اعضای دیوار برشی فولادی همبسته [۷ و ۸]

Fig. 11. Free diagram of coupled steel shear wall members [7, 8]

جدول ۴. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۱۲ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با β های مختلف برای عضو شکل پذیر

Table 4. Sections designed for 12-story model with β the seismic performance-based plastic design method for different ductile members

$\beta = 1.08 \& V_U = 309 ton$					
$V_{wall} = \frac{5}{6} V_U = 257.5 ton$					
Story	Plate(mm)	Ext.VBE	Int.VBE	HBE	CB
۱	۴	W24×229	W24×162	W18×50	W18×50
۲	۴	W24×229	W24×162	W18×50	W18×50
۳	۳/۵	W24×229	W24×162	W18×50	W18×50
۴	۳/۲	W24×207	W24×146	W18×46	W18×46
۵	۲/۸	W24×207	W24×146	W18×46	W18×46
۶	۲/۲	W24×192	W24×131	W18×40	W18×40
۷	۱/۸	W24×192	W24×131	W18×40	W18×40
۸	۱/۸	W18×143	W18×106	W16×50	W16×50
۹	۱/۳	W18×143	W18×106	W16×50	W16×50
۱۰	۱/۳	W18×130	W18×97	W16×45	W16×45
۱۱	۰/۸	W18×130	W18×97	W16×45	W16×45
۱۲	۰/۸	W18×130	W18×97	W16×45	W16×45

با توجه به ضرایب $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ به ترتیب یک‌ششم برش پایه و دوششم برش پایه و سهم صفر از برش پایه طراحی‌شده‌است. در قاب مرکزگرا همان‌طور که در شکل ۴ نشان داده شده‌است برای مرکزگرایی عضو شکل پذیر از چهار دهانه قاب مرکزگرا استفاده‌شده‌است و با توجه به خصوصیات تقارن در تحلیل بار افزون فقط از دو دهانه قاب مرکزگرا استفاده‌شده‌است و اثر دو دهانه دیگر نیز در حالت سرهم‌بندی کردن لحاظ شده‌است. به این صورت که سهم برش مقاومت شده در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه برای دو

جدول ۵. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با β های مختلف برای عضو شکل پذیر

Table 5. Sections designed for 6-story model with β the seismic performance-based plastic design method for different ductile members

$\beta=1.08\ \&\ V_U=256ton$						$\beta=0.91\ \&\ V_U=273ton$					$\beta=0\ \&\ V_U=372ton$				
$V_{wall}=\frac{5}{6}V_U=213.34ton$						$V_{wall}=\frac{4}{6}V_u=181.34ton$					$V_{wall}=V_u=372ton$				
Story	Plate(mm)	Ext.VBE	Int.VBE	HBE	CB	Plate(mm)	Ext.VBE	Int.VBE	HBE	CB	Plate(mm)	Ext.VBE	Int.VBE	HBE	CB
۱	۲/۵۵	W18×175	W18×119	W14×43	W14×43	۲/۲۵	W18×143	W18×130	W14×30	W14×30	۴/۵	W24×229	W24×176	W18×65	W18×65
۲	۲/۵	W18×175	W18×119	W14×43	W14×43	۲/۲۵	W18×143	W18×130	W14×30	W14×30	۴/۵	W24×229	W24×176	W18×65	W18×65
۳	۲/۲	W18×175	W18×106	W14×26	W14×26	۱/۸۵	W18×106	W18×97	W14×30	W14×30	۳/۹	W24×207	W24×176	W18×55	W18×55
۴	۱/۶۵	W18×175	W18×106	W14×26	W14×26	۱/۵	W18×106	W18×97	W14×26	W14×26	۳/۳	W24×207	W24×176	W18×55	W18×55
۵	۱/۴۵	W18×119	W18×65	W14×22	W14×22	۱/۰۵	W18×106	W18×65	W14×26	W14×26	۲/۹	W24×192	W24×165	W18×35	W18×35
۶	۰/۶۵	W18×119	W18×65	W14×22	W14×22	۰/۵۹	W18×106	W18×65	W14×26	W14×26	۱/۵	W24×192	W24×162	W18×35	W18×35

دهانه قاب مرکزگرا با نیروی پیش گشیدگی اولیه به ترتیب یک دوازدهم و یک‌ششم بوده است. در قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با توجه به اینکه کل برش پایه توسط عضو شکل پذیر مقاومت می شود، از قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی فقط نقش پیچ تنظیم کل مجموعه در دستیابی به‌سختی-های پس از تسلیم را بر عهده داشته است. مقاطع طراحی‌شده برای قاب مرکزگرا مدل‌های ۶ و ۱۲ طبقه با پیش کشیدگی اولیه و بدون پیش کشیدگی اولیه در جدول ۶ تا ۹ آورده شده‌است.

۷- وزن مقاطع طراحی‌شده

برای ایجاد مقاومت در برابر بار های جانبی در اتصالات دو طرفه نیازمند افزایش ضخامت صفحات جان می باشیم که این منجر به افزایش وزن کل سازه می شود. وزن کل در عضو شکل پذیر شامل وزن المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم، تیرهای همبند و صفحات جان بااتصال دو طرفه می باشد. در قاب مرکزگرا وزن اجزاء شامل وزن المان های مرزی قائم، المان های مرزی افقی و کابل های پس کشیده شده و پس کشیده نشده می باشد. وزن اجزای نمونه‌ها ۶

جدول ۶. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با $\beta = 1.08$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۷/۵ متر

Table 6. Sections designed for 6-story model with $\beta = 1.08$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 5.7m

$\beta = 1.08 \& V_U = 256 ton$									
$V_{frame} = \frac{1}{6} V_U = 42.66 ton$									
Story	HBE	VBE	(C.S.A.L.T)[۲] (mm^2)	(L.L.T)[۱] (mm)	PT Length(mm)	Cross-sectional area PT (mm^2)	Force PT (ton)	α(%)	Shear (ton)
Grid Beam	W18×97	W12×72	۵۸۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۱۱/۵	۱۹۰۰	۷۸/۶	۱۲	۴۲/۶۶
۱	W18×97	W12×72	۵۸۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۱۱/۵	۱۹۰۰	۷۸/۶		
۲	W18×97	W12×72	۵۸۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۱۱/۵	۱۹۰۰	۵۴/۱۳		
۳	W16×67	W12×65	۵۷۰۰۰	۱۵۱۱	۱۱۷۰۷/۸	۱۳۰۰	۵۴/۷		
۴	W16×67	W12×65	۵۷۰۰۰	۱۵۱۱	۱۱۷۰۷/۸	۱۳۰۰	۴۷/۱۱		
۵	W14×68	W12×58	۵۶۰۰۰	۱۵۱۱	۱۱۷۰۶/۶	۱۰۰۰	۴۲/۹		
۶	W14×68	W12×58	۵۶۰۰۰	۱۵۱۱	۱۱۷۰۶/۶	۱۰۰۰	۱۷/۶		
Grid Beam	W21×111	W12×96	۵۹۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۲/۸	۲۷۰۰	۶۹/۷	۱۶	۴۲/۶۶
۱	W21×111	W12×96	۵۹۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۲/۸	۲۷۰۰	۶۹/۷		
۲	W21×111	W12×96	۵۹۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۲/۸	۲۷۰۰	۴۷/۹		
۳	W18×86	W12×72	۵۸۰۰۰	۱۵۱۳	۱۱۷۱۱/۱۵	۱۶۰۰	۵۱/۲		
۴	W18×86	W12×72	۵۸۰۰۰	۱۵۱۳	۱۱۷۱۱/۱۵	۱۶۰۰	۴۴		
۵	W16×67	W12×58	۵۷۰۰۰	۱۵۱۸	۱۱۷۰۹/۶	۱۴۰۰	۳۸/۲		
۶	W16×67	W12×58	۵۷۰۰۰	۱۵۱۸	۱۱۷۰۹/۶	۱۴۰۰	۱۵/۷		
Grid Beam	W24×131	W12×106	۶۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۷/۴	۳۴۰۰	۶۶/۲	۲۰	۴۲/۶۶
۱	W24×131	W12×106	۶۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۷/۴	۳۴۰۰	۶۶/۲		
۲	W24×131	W12×106	۶۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۱۷۲۷/۴	۳۴۰۰	۴۵/۵		
۳	W21×132	W12×96	۵۹۰۰۰	۱۵۱۵	۱۱۷۲۲/۸	۲۹۰۰	۴۶/۶		
۴	W21×132	W12×96	۵۹۰۰۰	۱۵۱۵	۱۱۷۲۲/۸	۲۹۰۰	۴۰/۱		
۵	W18×86	W12×65	۵۸۰۰۰	۱۵۲۱	۱۱۷۰۷/۸	۱۸۰۰	۳۷/۸		
۶	W18×86	W12×65	۵۸۰۰۰	۱۵۲۱	۱۱۷۰۷/۸	۱۸۰۰	۱۵/۵		

جدول ۷. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با $\beta = 0.91$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۱۰ متر

Table 7. Sections designed for 6-story model with $\beta = 0.91$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 10 m

$\beta = 0.91 \& V_U = 273 ton$									
$V_{frame} = \frac{2}{6} V_U = 91 ton$									
Story	HBE	VBE	C.S.A. L.T (mm)	L.L.T (mm)	PT Length(mm)	Cross-sectional area PT(mm^2)	Force PT (ton)	α (%)	Shear (ton)
Grid Beam	W30×132	W14×145	۶۳۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۳۰۰۰	۹۹/۱		
۱	W30×132	W14×145	۶۳۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۳۰۰۰	۹۹/۱		
۲	W30×132	W14×145	۶۳۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۳۰۰۰	۶۸/۲		
۳	W18×119	W12×106	۶۲۰۰۰	۱۵۱۱	۲۰۳۲۷/۴	۱۵۰۰	۹۹/۷	۱۲	۹۱
۴	W18×119	W12×106	۶۲۰۰۰	۱۵۱۱	۲۰۳۲۷/۴	۱۵۰۰	۸۵/۸		
۵	W16×67	W12×87	۶۱۰۰۰	۱۵۱۱	۲۰۳۱۸/۲	۱۲۰۰	۷۶/۶		
۶	W16×67	W12×87	۶۱۰۰۰	۱۵۱۱	۲۰۳۱۸/۲	۱۲۰۰	۳۱/۵		
Grid Beam	W30×211	W14×159	۶۴۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۳۳۰۰	۹۹/۶		
۱	W30×211	W14×159	۶۴۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۳۳۰۰	۹۹/۶		
۲	W30×211	W14×159	۶۴۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۳۳۰۰	۶۸/۵		
۳	W24×146	W12×120	۶۳۰۰۰	۱۵۱۳	۲۰۳۳۳/۲	۳۰۰۰	۷۷/۷	۱۶	۹۱
۴	W24×146	W12×120	۶۳۰۰۰	۱۵۱۳	۲۰۳۳۳/۲	۳۰۰۰	۶۶/۹		
۵	W18×130	W12×106	۶۲۰۰۰	۱۵۱۸	۲۰۳۲۷/۴	۱۶۰۰	۶۷		
۶	W18×130	W12×106	۶۲۰۰۰	۱۵۱۸	۲۰۳۲۷/۴	۱۶۰۰	۲۷/۵		
Grid Beam	W33×291	W14×176	۶۵۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۶/۵	۳۹۰۰	۹۸/۵		
۱	W33×291	W14×176	۶۵۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۶/۵	۳۹۰۰	۹۸/۵		
۲	W33×291	W14×176	۶۵۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۶/۵	۳۹۰۰	۶۷/۷		
۳	W27×194	W12×136	۶۴۰۰۰	۱۵۱۵	۲۰۳۴۰/۶	۳۳۰۰	۷۶/۷	۲۰	۹۱
۴	W27×194	W12×136	۶۴۰۰۰	۱۵۱۵	۲۰۳۴۰/۶	۳۳۰۰	۶۶		
۵	W21×147	W12×120	۶۳۰۰۰	۱۵۲۱	۲۰۳۳۳/۲	۲۶۰۰	۶۵/۴		
۶	W21×147	W12×120	۶۳۰۰۰	۱۵۲۱	۲۰۳۳۳/۲	۲۶۰۰	۲۶/۹		

جدول ۸. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۶ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای با $\beta = 0$ برای قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با دهانه ۶ متر

Table 8. Sections designed for 6-story model with $\beta = 0$ seismic performance-based plastic design for self-centering Frame without pre-tensioning force with a span of 6 m

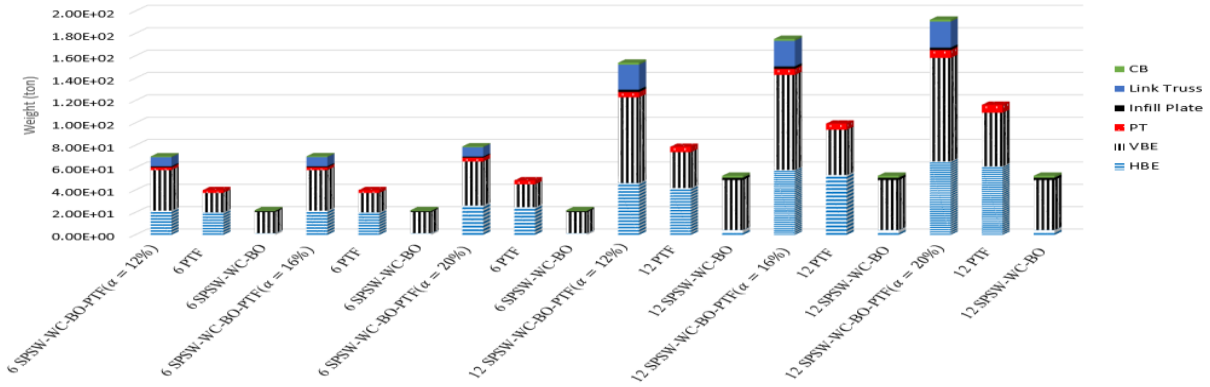
Story	HBE	VBE	C.S.A.L.T (mm)	L.L.T (mm)	PT Length(mm)	Cross-sectional area PT(mm^2)	α(%)
Grid Beam	W18×106	W12×106	۷۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۲۷/۴	۲۳۰۰	
۱	W18×106	W12×106	۷۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۲۷/۴	۲۳۰۰	
۲	W18×106	W12×106	۷۰۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۲۷/۴	۲۳۰۰	
۳	W16×67	W12×96	۶۹۰۰۰	۱۵۱۱	۱۲۳۲۲/۸	۱۵۰۰	۱۲
۴	W16×67	W12×96	۶۹۰۰۰	۱۵۱۱	۱۲۳۲۲/۸	۱۵۰۰	
۵	W14×53	W12×79	۶۸۰۰۰	۱۵۱۱	۱۲۳۱۴/۴	۱۳۰۰	
۶	W14×53	W12×79	۶۸۰۰۰	۱۵۱۱	۱۲۳۱۴/۴	۱۳۰۰	
Grid Beam	W21×122	W12×136	۷۲۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۴۰/۶	۳۰۰۰	
۱	W21×122	W12×136	۷۲۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۴۰/۶	۳۰۰۰	
۲	W21×122	W12×136	۷۲۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۴۰/۶	۳۰۰۰	
۳	W18×130	W12×120	۷۱۰۰۰	۱۵۱۳	۱۲۳۳۳/۲	۲۴۰۰	۱۶
۴	W18×130	W12×120	۷۱۰۰۰	۱۵۱۳	۱۲۳۳۳/۲	۲۴۰۰	
۵	W16×67	W12×96	۷۰۰۰۰	۱۵۱۸	۱۲۳۲۲/۸	۱۶۰۰	
۶	W16×67	W12×96	۷۰۰۰۰	۱۵۱۸	۱۲۳۲۲/۸	۱۶۰۰	
Grid Beam	W24×146	W12×190	۷۴۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۶۵/۲	۳۸۰۰	
۱	W24×146	W12×190	۷۴۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۶۵/۲	۳۸۰۰	
۲	W24×146	W12×190	۷۴۰۰۰	۱۵۰۰	۱۲۳۶۵/۲	۳۸۰۰	
۳	W21×166	W12×136	۷۳۰۰۰	۱۵۱۵	۱۲۳۴۰/۶	۳۳۵۰	۲۰
۴	W21×166	W12×136	۷۳۰۰۰	۱۵۱۵	۱۲۳۴۰/۶	۳۳۵۰	
۵	W18×97	W12×79	۷۲۰۰۰	۱۵۲۱	۱۲۳۱۴/۴	۲۳۰۰	
۶	W18×97	W12×79	۷۲۰۰۰	۱۵۲۱	۱۲۳۱۴/۴	۲۳۰۰	

جدول ۹. مقاطع طراحی‌شده برای مدل ۱۲ طبقه به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای با $\beta = 1.08$ برای قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با دهانه ۱۰ متر

Table 9. Sections designed for 12-story model with $\beta = 1.08$ seismic performance on based plastic design for self-centering Frame Primary pre-tensioning force with a span of 10 m

$\beta = 1.08 \& V_U = 309 ton$									
$V_{frame} = \frac{1}{6} V_U = 51.5 ton$									
Story	HBE	VBE	(C.S.A.L.T)[۲] (mm^2)	(L.L.T)[۱] (mm)	PT Length(mm)	Cross-sectional area PT (mm^2)	Force PT (ton)	α(%)	Shear (ton)
Grid Beam	W18×86	W14×99	۷۶۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۵۹/۶	۱۴۰۰	۸۵/۷	۱۲	۵۱/۵
۱	W18×86	W14×99	۷۶۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۵۹/۶	۱۴۰۰	۸۵/۷		
۲	W18×86	W14×99	۷۶۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۵۹/۶	۱۴۰۰	۶۰/۸		
۳	W18×71	W14×99	۷۶۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۵۹/۶	۱۳۰۰	۶۰/۳		
۴	W18×71	W14×82	۷۵۰۰۰	۱۴۹۸	۲۰۳۶۳/۴	۱۳۰۰	۵۷/۷		
۵	W16×77	W14×82	۷۵۰۰۰	۱۴۹۸	۲۰۳۶۳/۴	۱۲۰۰	۵۳/۹		
۶	W16×77	W12×65	۷۴۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۷/۸	۱۲۰۰	۴۹/۸		
۷	W14×48	W12×65	۷۴۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۷/۸	۱۱۰۰	۴۹/۳		
۸	W14×48	W12×65	۷۴۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۷/۸	۱۱۰۰	۴۳/۲		
۹	W14×43	W12×65	۷۴۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۷/۸	۱۰۰۰	۳۶/۶		
۱۰	W14×43	W12×53	۷۳۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۶/۳	۱۰۰۰	۲۸/۹		
۱۱	W14×43	W12×53	۷۳۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۶/۳	۹۰۰	۲۳/۸		
۱۲	W14×43	W12×53	۷۳۰۰۰	۱۵۲۵	۲۰۳۰۶/۳	۹۰۰	۸/۲		
Grid Beam	W18×97	W14×145	۷۸۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۱۶۰۰	۸۹/۵	۱۶	۵۱/۵
۱	W18×97	W14×145	۷۸۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۱۶۰۰	۸۹/۵		
۲	W18×97	W14×145	۷۸۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۱۶۰۰	۶۳/۶		
۳	W18×76	W14×145	۷۸۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۷۵/۴	۱۵۵۰	۶۳		
۴	W18×76	W14×109	۷۷۰۰۰	۱۵۰۶	۲۰۳۶۳/۷	۱۵۵۰	۶۰/۳		
۵	W18×65	W14×109	۷۷۰۰۰	۱۵۰۶	۲۰۳۶۳/۷	۱۵۰۰	۵۶/۳		
۶	W18×65	W12×72	۷۶۰۰۰	۱۵۳۲	۲۰۳۱۱/۱۵	۱۵۰۰	۵۲/۱		
۷	W16×89	W12×72	۷۶۰۰۰	۱۵۳۲	۲۰۳۱۱/۱۵	۱۴۵۰	۵۱/۵		
۸	W16×89	W12×65	۷۵۰۰۰	۱۵۳۴	۲۰۳۰۷/۸	۱۴۵۰	۴۵/۱		
۹	W16×57	W12×65	۷۵۰۰۰	۱۵۳۴	۲۰۳۰۷/۸	۱۴۰۰	۳۸/۵		
۱۰	W16×57	W12×58	۷۴۰۰۰	۱۵۳۵	۲۰۳۰۹/۶	۱۴۰۰	۳۰/۲		
۱۱	W14×43	W12×58	۷۴۰۰۰	۱۵۳۵	۲۰۳۰۹/۶	۱۳۵۰	۲۴/۹		
۱۲	W14×43	W12×58	۷۴۰۰۰	۱۵۳۵	۲۰۳۰۹/۶	۱۳۵۰	۸/۶		
Grid Beam	W24×117	W14×159	۷۹۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۲۴۰۰	۷۲/۳		
۱	W24×117	W14×159	۷۹۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۲۴۰۰	۷۲/۳		

۲	W24×117	W14×159	۷۹۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۲۴۰۰	۵۱/۳		
۳	W21×122	W14×159	۷۹۰۰۰	۱۵۰۰	۲۰۳۸۰/۴	۲۲۰۰	۵۵/۸	۲۰	۵۱/۵
۴	W21×122	W14×120	۷۸۰۰۰	۱۵۰۶	۲۰۳۶۷/۷	۲۲۰۰	۵۳/۴		
۵	W18×130	W14×120	۷۸۰۰۰	۱۵۰۶	۲۰۳۶۷/۷	۱۷۰۰	۵۶/۷		
۶	W18×130	W14×120	۷۸۰۰۰	۱۵۰۶	۲۰۳۶۷/۷	۱۷۰۰	۵۲/۴		
۷	W16×89	W12×96	۷۷۰۰۰	۱۵۲۹	۲۰۳۲۲/۸	۱۴۰۰	۵۴/۳		
۸	W16×89	W12×96	۷۷۰۰۰	۱۵۲۹	۲۰۳۲۲/۸	۱۴۰۰	۴۷/۶		
۹	W16×67	W12×96	۷۷۰۰	۱۵۲۹	۲۰۳۲۲/۸	۱۳۰۰	۴۰/۹		
۱۰	W16×67	W12×65	۷۶۰۰۰	۱۵۳۷	۲۰۳۰۷/۸	۱۳۰۰	۳۲/۱		
۱۱	W14×61	W12×65	۷۶۰۰۰	۱۵۳۷	۲۰۳۰۷/۸	۱۱۰۰	۲۶/۳		
۱۲	W14×61	W12×65	۷۶۰۰۰	۱۵۳۷	۲۰۳۰۷/۸	۱۱۰۰	۹/۱		



(۷)

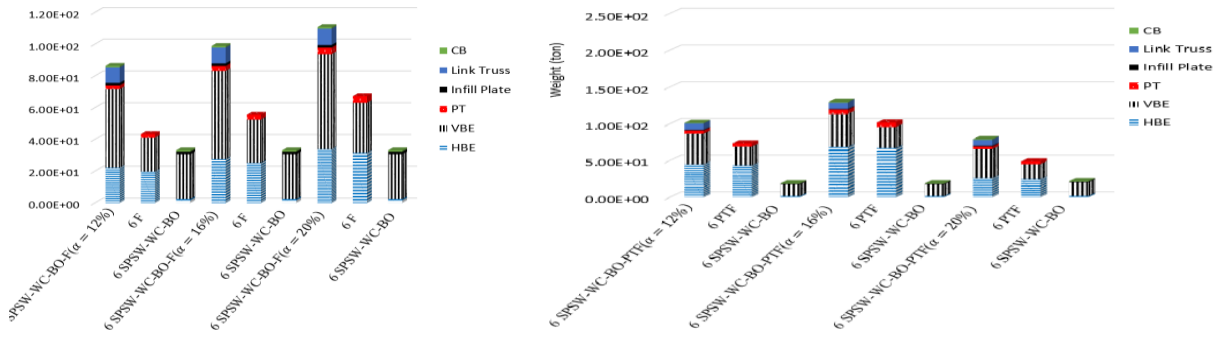
شکل ۱۲. اجزای وزن نمونه های مدل ۶ و ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$

Fig. 12. Weight components of 6 and 12 story models with $\beta = 1.08$

و ۱۲ طبقه به ترتیب در شکل های ۱۲ و ۱۳ ارائه شده‌است.

مشاهده می شود که وزن نمونه ها برای عضو شکل پذیر (۶SPSW-WC-BO)[1] ، مرکزگرا (۶PTF)[2] و کل سیستم (۶SPSW-WC-BO-PTF)[3] با افزایش (a)[4]، افزایش‌یافته است. به‌عنوان مثال با توجه به شکل ۱۲ وزن مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد برای سختی های پس از تسلیم با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت به شیب های پس از بازشدگی ۱۶ و ۱۲ درصد بیشتر می باشد. برای مدل ۶ طبقه وزن های، المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم و کابل های پس کشیده برای شیب پس از بازشدگی (a) با شیب ۲۰ درصد در مقایسه با شیب پس از بازشدگی ۱۶ درصد به ترتیب ۲۲ درصد، ۱۷ درصد و ۳۹ درصد افزایش‌یافته است و برای شیب پس از بازشدگی ۱۲ درصد به ترتیب ۴۰ درصد، ۳۸ درصد و ۹۰ درصد افزایش‌یافته است. برای مدل ۱۲ طبقه نیز وزن های، المان های مرزی افقی، المان های مرزی قائم و کابل‌های پس کشیده با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت شیب پس از بازشدگی ۱۶ درصد به ترتیب ۱۴ درصد، ۱۸ درصد و ۲۷ درصد افزایش‌یافته و برای شیب پس از بازشدگی ۱۲ درصد به ترتیب ۴۶ درصد، ۴۹ درصد و ۴۸ درصد افزایش‌یافته است. وزن المان های رابط مدل ۶ طبقه با شیب پس از بازشدگی ۲۰ درصد نسبت به شیب های ۱۶ و ۱۲ درصد به ترتیب ۱ درصد و ۳ درصد و برای مدل ۱۲ طبقه به ترتیب ۲ درصد و ۴ درصد افزایش‌یافته است. مشاهده می شود وزن ستون های در شکل ۱۳ (ب) با $\beta = 0$ نسبت به تیرها بیشتر شده‌است و به‌این‌علت می باشد که اثر نیروی پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا صفر است، به‌اصطلاح سهم برش پایه توسط این عضو مقاومت نمی شود و رفتار این عضو به‌صورت قاب خمشی معمولی یا قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی بوده

1 6 Story SPSW with coupling connected to Beam only
2 6 Story PT Frame
3 6 Story SPSW with coupling connected to Beam only PT Frame
۴ نسبت سختی ثانویه به سختی اولیه



ب الف

شکل ۱۳. اجزای وزن نمونه های ۶ طبقه الف) وزن نمونه ها با $\beta = 0.91$ ب) وزن نمونه‌ها با $\beta = 0$

Fig. 13. Weight components of 6 story specimens (a) weight of samples with $\beta = 0.91$ (b) weight of samples with $\beta = 0$

است و برای جلوگیری از تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ها، مقاطع ستون ها نسبت به تیرها قویتر طراحی شده‌اند.

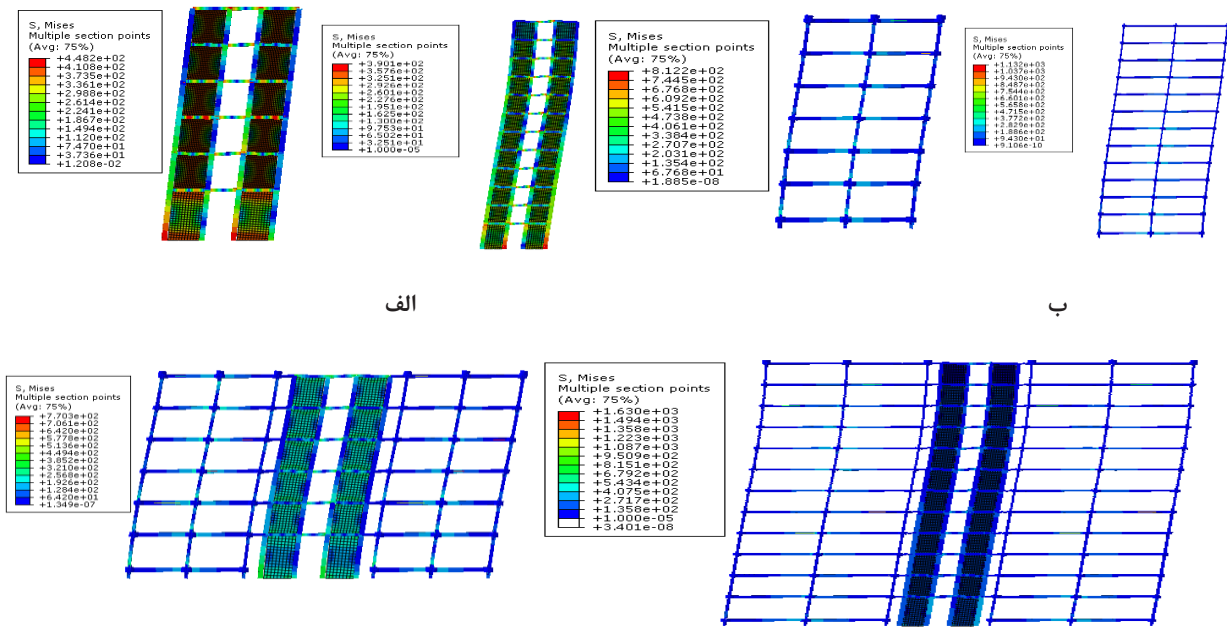
۸- نتایج تحلیل ها

۸-۱- تحلیل بار افزون انجام‌شده بر روی مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای

در تحلیل استاتیکی خطی سختی اعضا از ابتدای بارگذاری تا انتها ثابت است به همین دلیل در این تحلیل ارزیابی میزان زیان در اعضا امکان‌پذیر نیست برای اینکه نتایج تحلیل به واقعیت نزدیک باشد و امکان ارزیابی مناسب زیان در سازه مقدور باشد، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می‌شود. در تحلیل استاتیکی غیرخطی نمی‌توان بار زلزله را یکجا به سازه اعمال کرد زیرا سختی اعضا در مرحله نهایی معلوم نیست. لذا باید بار زلزله را مرحله‌به‌مرحله به سازه اعمال کرد و رفتار سازه در هر مرحله به روش استاتیکی خطی بررسی می شود. به مجموعه گام های مختلف بارگذاری تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون گفته می شود [۲۶]. برای ارزیابی رفتار کلی مدل های ۶ و ۱۲ طبقه، رفتار اجزای تشکیل‌دهنده‌ی سیستم یعنی قاب مرکزگرا و عضو شکل پذیر با توجه به سهم برش در نظر گرفته‌شده برای آن‌ها، بررسی شده‌است. در شکل ۱۲، توزیع تنش فون مایسز در مدل های ۶ و ۱۲ طبقه نشان داده شده‌است. همان‌طور که در شکل ۱۴ مشاهده می شود، اجزای عضو شکل پذیر که شامل تیر همبند، تیر افقی دیوار برشی فولادی (VBE) و صفحات جان می باشند، تسلیم شده‌اند و در ضمن هیچ تسلیم‌شدگی در اجزای قاب مرکزگرا مشاهده نمی شود.

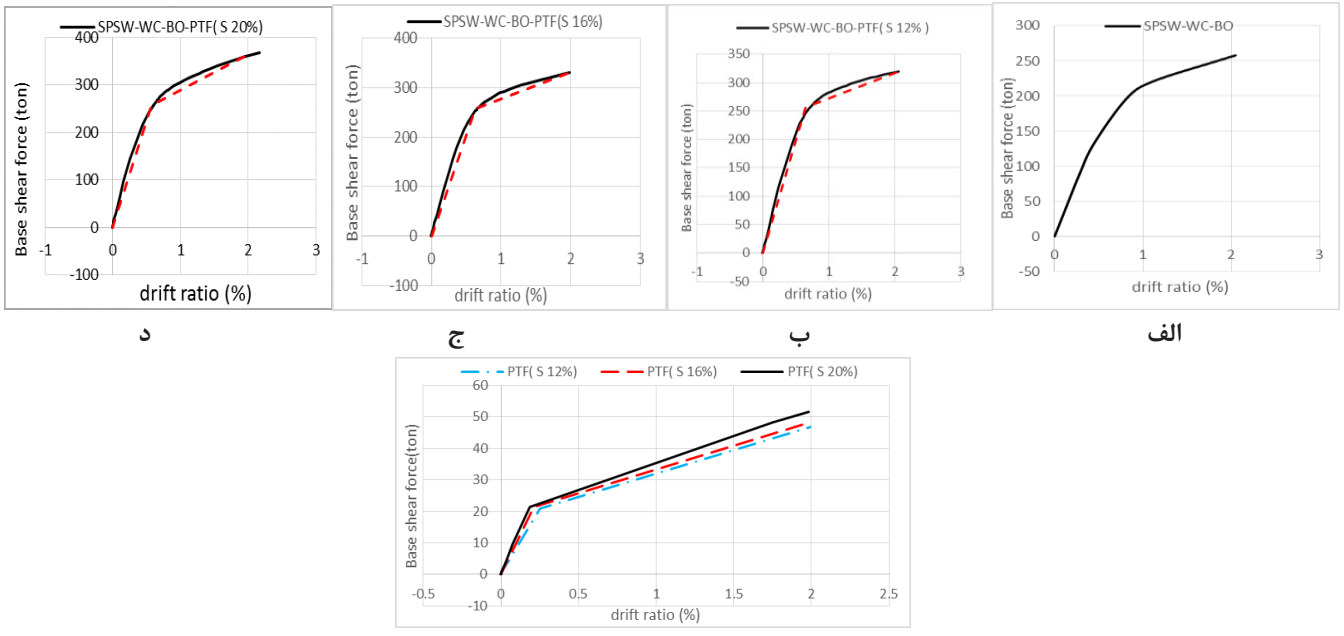
نمودارهای برش پایه برحسب جابه‌جایی نسبی مربوط به مدل های ۶ و ۱۲ طبقه برای $\beta = 1.08$ ،$\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ در شکل ۱۵ تا ۱۸ نشان داده شده‌است.

برای تمامی مدل ها نمودارهای شکل ۱۵ تا ۱۸ همان‌طور که مشاهده می شود پاسخ نمونه های عضو شکل پذیر و مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی و کل مجموعه، نسبت به سهم برش در نظر گرفته‌شده از برش پایه ارزیابی‌شده که این نمونه ها به‌صورت خطی سهم برش در نظر گرفته‌شده را تحمل کرده‌اند. تمامی مدل های عضو شکل پذیر فقط تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرارگرفته‌اند. در سهم برش مورد نظر برای تمامی عضوهای شکل پذیر در صفحات جان میدان کششی قطری تشکیل‌شده و در ادامه، صفحات جان شروع تسلیم شدن کرده اند. در ادامه با بیشتر شدن مفاصل پلاستیک در صفحات جان، سختی سیستم کاهش‌یافته و تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد، به ترتیب تیر همبند و تیر طبقات در آستانه جاری شدن قرارگرفته و مفاصل پلاستیک در آن‌ها ایجاد شده‌است. در میان مدل ها، عضو شکل پذیر با $\beta = 0$ به علت اینکه این عضو برای کل برش پایه، طراحی‌شده‌است، سختی بیشتری از خود نشان داده است. همچنین در برش پایه طراحی برای نمونه های $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ تحلیل بارگذاری در دو مرحله صورت گرفته است که مرحله اول مربوط به پس کشیده کردن کابل‌ها و مرحله دوم مربوط اعمال تحلیلی استاتیکی غیرخطی می باشد و به علت حضور قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه در مشارکت برش پایه



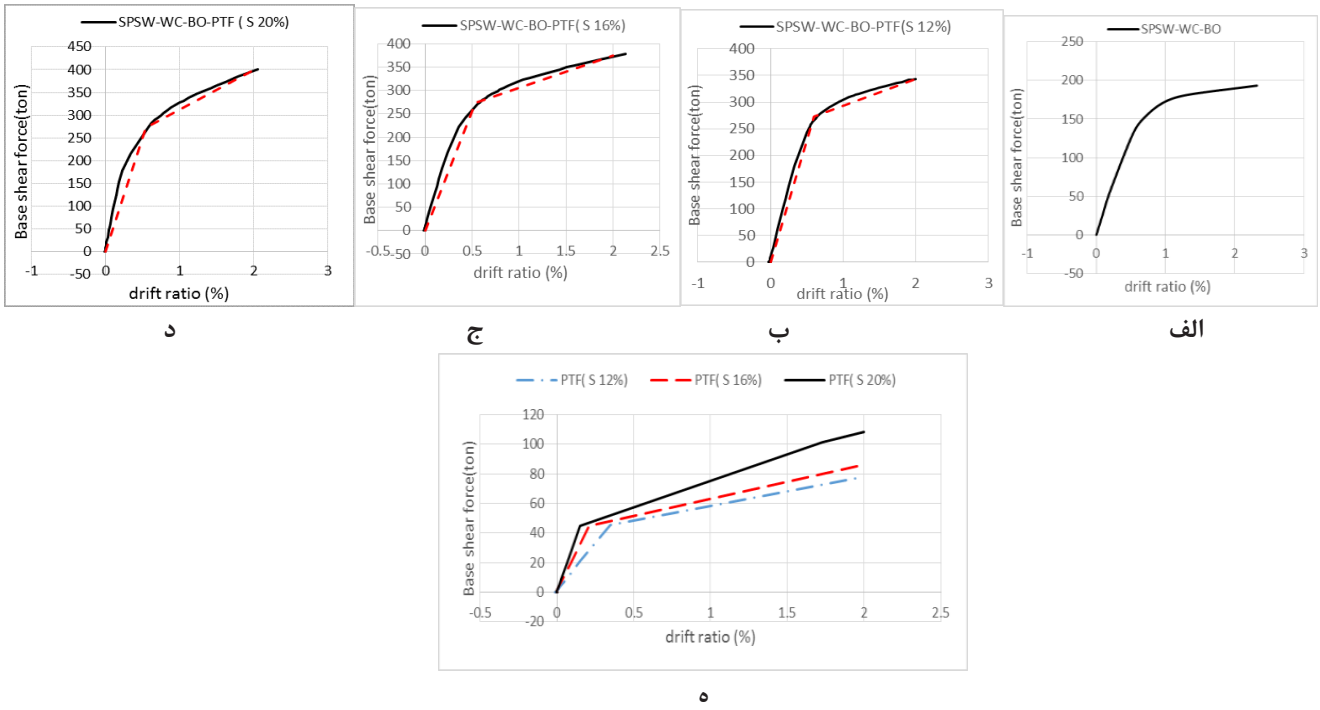
شکل ۱۴. نحوه ی تشکیل تانسور های تنش در مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه‌ای الف) عضوهای شکل پذیر ب) قاب های مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه ج) عضو های شکل پذیر بعلاوه قاب های مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه

Fig. 14. Von Mises stress contours representation in 6 and 12 story models designed by seismic performance-based plastic design (a) Ductile member (b) self-centering Frames with Primary pre-tensioning force (c) Ductile Members plu self-centering Frames with Primary pre-tensioning force



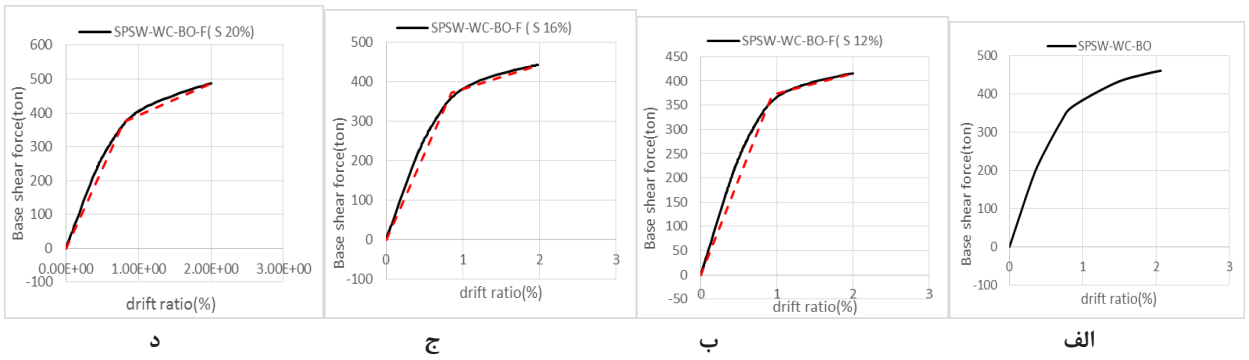
شکل ۱۵. نمونه‌های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$: الف) عضو شکل پذیر ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد ه) قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفا های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 15. 6 story model design examples with $\beta = 1.08$:(a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



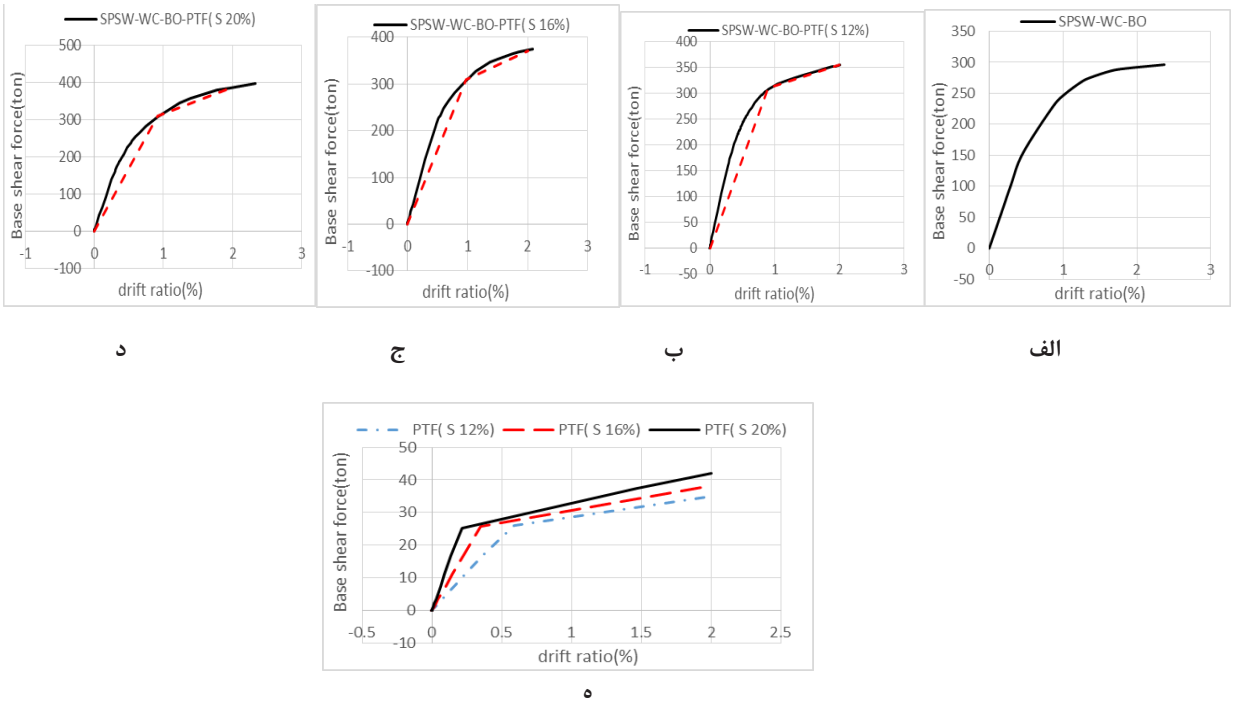
شکل ۱۶. نمونه های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0.91$: الف) عضو شکل پذیر ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد ه) قاب مرکزگرا ر با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفاهای ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 16. 6 story model design examples with $\beta = 0.91$:(a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



شکل ۱۷. نمونه های طراحی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0$: الف) عضو شکل پذیر ب)کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج)کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد

Fig. 17. 6 story model design examples with $\beta = 0$:(a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%



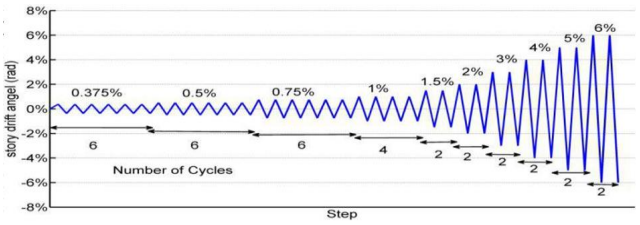
شکل ۱۸. نمونه‌های طراحی مدل ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$: الف) عضو شکل پذیر ب) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد د) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد ه) قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با آلفا های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 18. 12 story model design examples with $\beta = 1.08$:(a) Ductile member (b) The whole system with Slope 12% (c) The whole system with Slope 16% (d) The whole system with Slope 20% (e) self-centering frame Primary pre-tensioning force with slope of 12, 16 and 20%

طراحی، کل سیستم رفتاری دوخطی از خود نشان داده است. این رفتار به‌این علت می باشد که اتصال تیر به ستون در قاب مرکزگرا قبل از ایجاد بازشدگی، بصورت گیردار بوده و با ادامه بارگذاری، پس از ایجاد بازشدگی در محل اتصال، سختی اتصال به‌صورت نیمه گیردار می شود. در قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد، به علت افزایش سختی الاستیک مربوط به قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و درنتیجه کل مجموعه، سیستم سختی و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان داده است. همچنین دربرش پایه طراحی برای نمونه های $\beta = 0$ تمامی مدل های عضو شکل پذیر فقط تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرارگرفته‌اند؛ و کل مجموعه به علت حضور قاب مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی رفتاری دوخطی از خود نشان داده است و کل مجموعه با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد به علت افزایش سختی الاستیک قاب مرکزگرا پیش کشیده نشده تا جابه‌جایی نسبی ۲ سختی و مقاومت نهایی بیشتری از خود نشان داده است و شکل‌پذیری کل سیستم نیز افزایش پیداکرده است.

۸-۲- تحلیل چرخه ای مدل ۶ طبقه دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای

تمام مدل ها تحت بارگذاری چرخه ای قرارگرفته‌اند. بارگذاری چرخه ای به‌صورت جابه‌جایی طبقه بام تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد بوده است. پروتکل بارگذاری استفاده شد در این مقاله، پروتکل AISC ۳۴۱ می باشد که در شکل ۱۹ نشان داده شده‌است. تحلیل بارگذاری چرخه برای مدل‌های با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ در دو مرحله

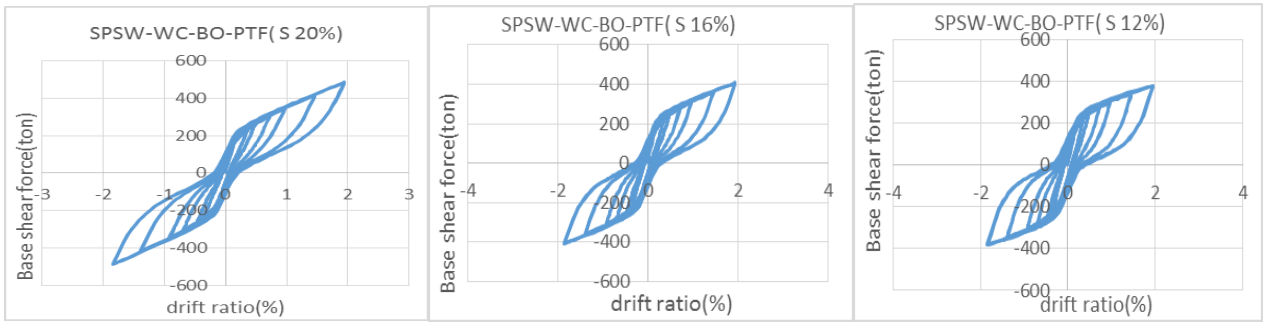


شکل ۱۹. پروتکل بارگذاری AISC 341

Fig. 19. loading protocol AISC 341

انجام می‌شود. مرحله اول مربوط به پس کشیده کردن کابل ها، مرحله دو مربوط به اعمال جابه‌جایی طبقه بام تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد می‌باشد. همچنین برای مدل‌های $\beta = 0$ به علت پس کشیده نشدن کابل‌ها، تحلیل به‌صورت اعمال جابه‌جایی طبقه بام تا جابه‌جایی نسبی ۲ درصد انجام گرفته است. نمودارهای بارگذاری چرخه ای در شکل های ۲۰ تا ۲۲ نشان داده شده‌اند.

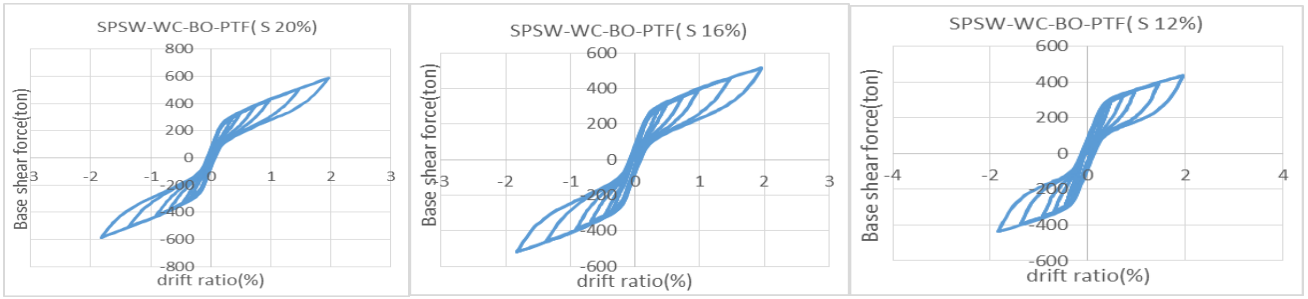
ملاحظه می شود در نمونه های تحلیل‌شده با $\beta = 0.91$، به علت افزایش صلبیت قاب مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی، از عملکرد صفحات جان کاسته شده و به همین علت، مقاومت نهایی و سختی نمونه های تحلیل‌شده با $\beta = 0.91$ نسبت به نمونه های تحلیل‌شده با



ج ب الف

شکل ۲۰. نمودار های چرخه‌ای با $\beta = 1.08$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد

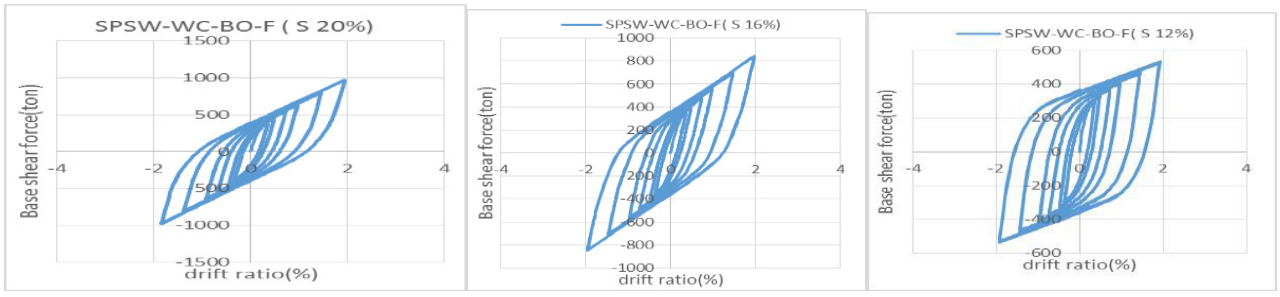
Fig. 20. Cyclic d Curves of the 6-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%



ج ب الف

شکل ۲۱. نمودارهای چرخه‌ای با $\beta = 0.91$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد

Fig. 21. Cyclic Curves of the 6-story model with $\beta = 0.91$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%



ج ب الف

شکل ۲۲. نمودارهای چرخه‌ای با $\beta = 0$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد

Fig. 22. Cyclic Curves of the 6-story model with $\beta = 0$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20%

جدول ۱۰. مشخصات جابه‌جایی‌های استفاده‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی

Table 10. Characteristics of displacements used in time history analysis

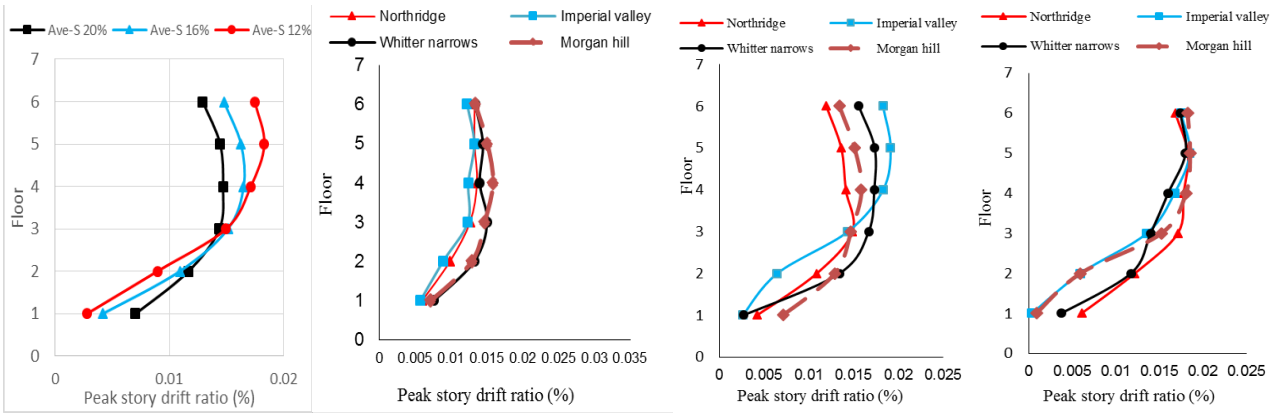
Designation	Record Information	Duration(sec)	Magnitude M_W	R(km)	Scale	PGA (in/sec^2)
LA04	Imperial Vally.1979	39.38	6.5	4.1	1.01	188.4
LA13	Northridge1994. Newhall	59.98	6.7	6.7	1.03	296.7
LA50	Morgan Hill.1994	59.98	6/2	15	2.35	211
LA59	Whittier. 198	39.98	6	17	3.62	296.7

$\beta = 1.08$افزایش‌یافته است. اما اتلاف انرژی سیستم به علت کاهش مقاومت تسلیم صفحات جان، کاهش‌یافته است که این پدیده برای کل سیستم با سختی پس از تسلیم ۲۰ درصد چشمگیرتر می‌باشد. همچنین در نمونه های تحلیل‌شده با $\beta = 0$ همان‌طور که مشاهده می شود به علت عواملی چون: ۱) افزایش سختی عضو شکل‌پذیر ۲) عدم پس کشیدگی کابل‌ها در قاب مرکزگرا ۳) عملکرد بهینه صفحات جان در فیوز شدن و گسترش مفاصل پلاستیک در تیر همبند و تیر طبقات، اتلاف انرژی در این نمونه ها افزایش یافته است.

۸-۳- تحلیل تاریخچه زمانی مدل های ۶ و ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد لرزه ای

برای ارزیابی عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته در حالت مرکزگرا پاسخ تغییر مکان جانبی نسبی نمونه ها، از چهار رکورد زلزله (برحسب جابه‌جایی) Northridge، Imperial Valley، Whitter narrows و Morgan hill استفاده شده‌است که مشخصات این رکوردها در جدول ۱۰ آورده شده‌است. تحلیل تاریخچه زمانی برای نمونه های طراحی‌شده با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ در سه مرحله انجام شد که این مراحل به ترتیب شامل: ۱) پس کشیده کردن کابل ها ۲) اعمال نیروی گرانشی ۳) اعمال رکوردهای جابه‌جایی زلزله می باشد. برای نمونه $\beta = 0$ به علت عدم پس کشیدگی کابل، با حذف این ترم، مراحل تحلیل تاریخچه زمانی به دو مرحله کاهش‌یافته است. تغییر مکان جانبی نسبی طبقات نمونه ها، در نقطه عملکردشان در سطح خطر انتخابی، در شکل های ۲۳ تا ۲۶ نشان داده‌شده‌است.

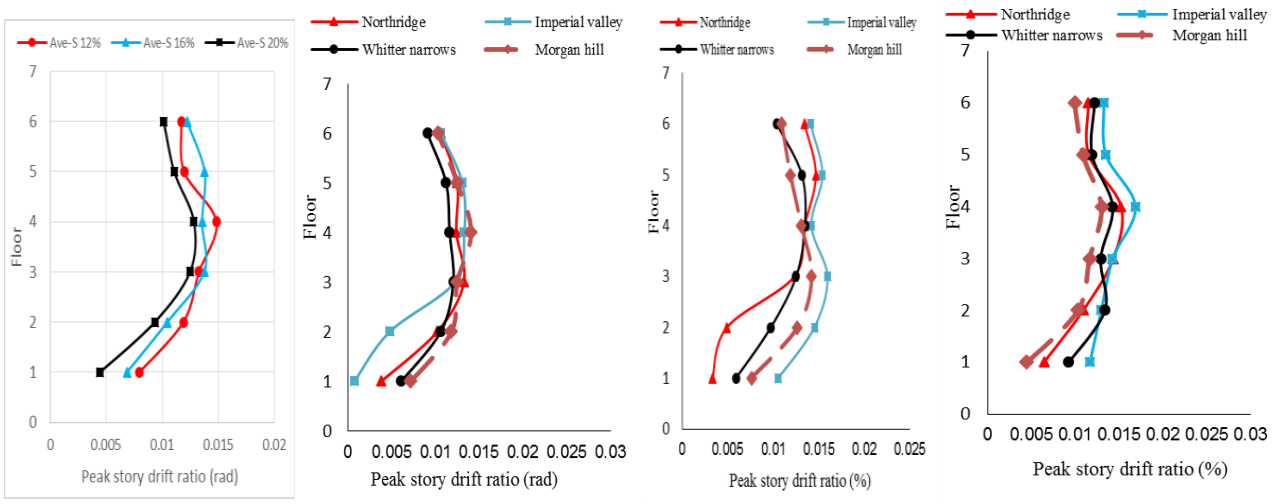
مشاهده می شود که توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در همه نمونه ها، تقریبا یکنواخت می باشد. توزیع یکنواخت جابه‌جایی نسبی در طول ارتفاع ساختمان نشان دهنده این است که روش طراحی PBPD در توزیع یکسان جذب انرژی بین همه طبقات و جلو گیری از تمرکز آسیب در یک طبقه، موثر می باشد. همچنین مشخص است که دریفت در همه ی نمونه ها در محدوده مجاز جابه‌جایی



د ج ب الف

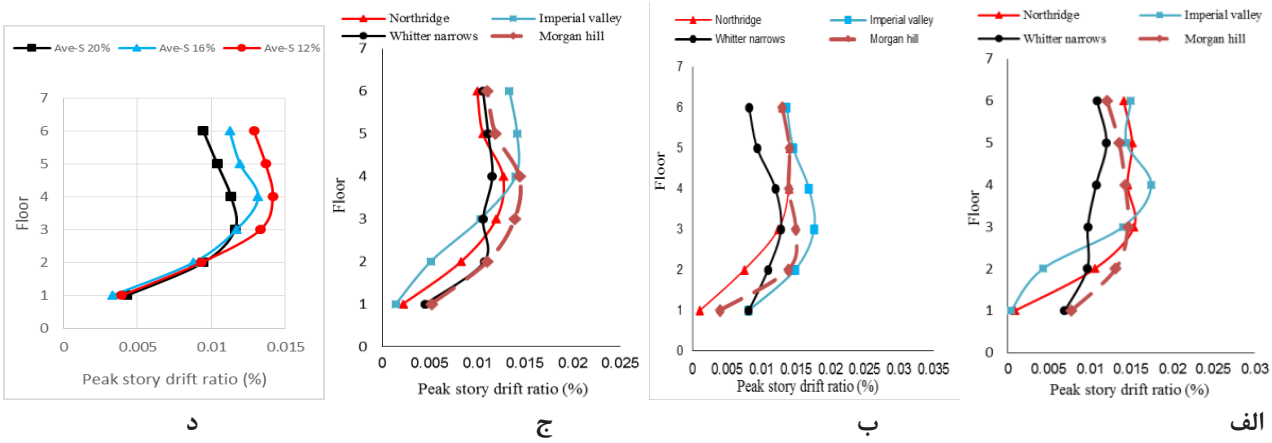
شکل ۲۳. نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲ ، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 23. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%



شکل ۲۴ : نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0.91$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲ ، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 24. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 0.91$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%

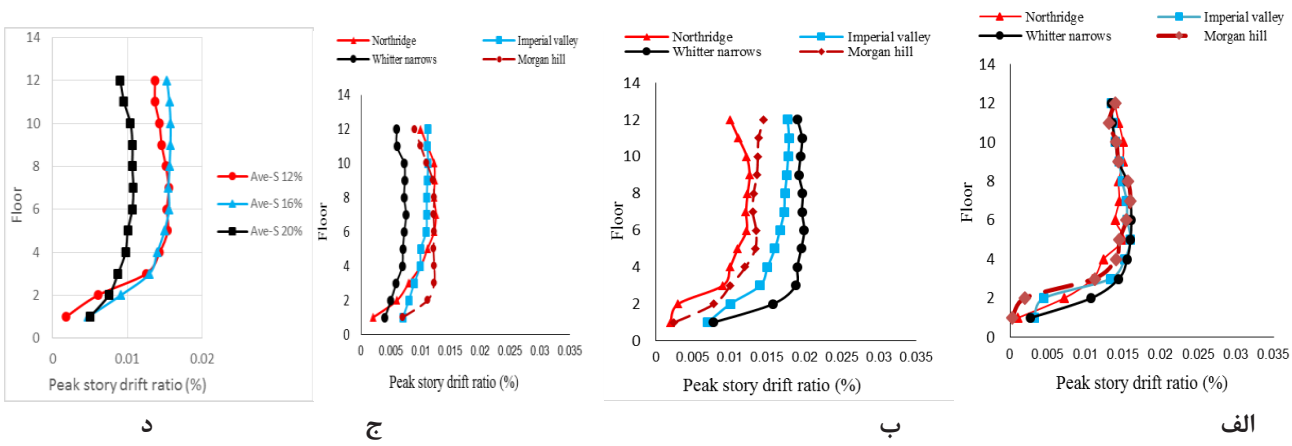


شکل ۲۵. نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 0$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲ ، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 25. Relative displacement distribution curves of the 6-story model with $\beta = 0$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%

نسبی ۲ درصد آیین‌نامه قرار دارد. برای نمونه های طراحی‌شده با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ با افزایش ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی مورد تقاضا، مقادیر تسلیم در صفحات جان، مفاصل پلاستیک در تیرهای طبقات و تیرهای همبند کافی نبوده‌اند و نزدیک به دست‌یابی به اهداف عملکردی پیشنهادی می باشد. درنتیجه تغییر مکان جانبی نسبی طبقات کاهش‌یافته و اثرات فشاری واکنش نیروهای صفحات جان بر روی قاب های مرزی منجر به کاهش مقادیر خسارت بر روی المان‌های مرزی می شود. همچنین در نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 0$ به علت عدم نیروی پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا و افزایش عملکرد صفحات جان و درنتیجه به علت جاری شدن بیشتر فیوزهای سازه، تغییر مکان جانبی نسبی طبقات افزایش‌یافته است.

نمودارهای میانگین توزیع تغییر مکان جانبی نسبی پسماند برای

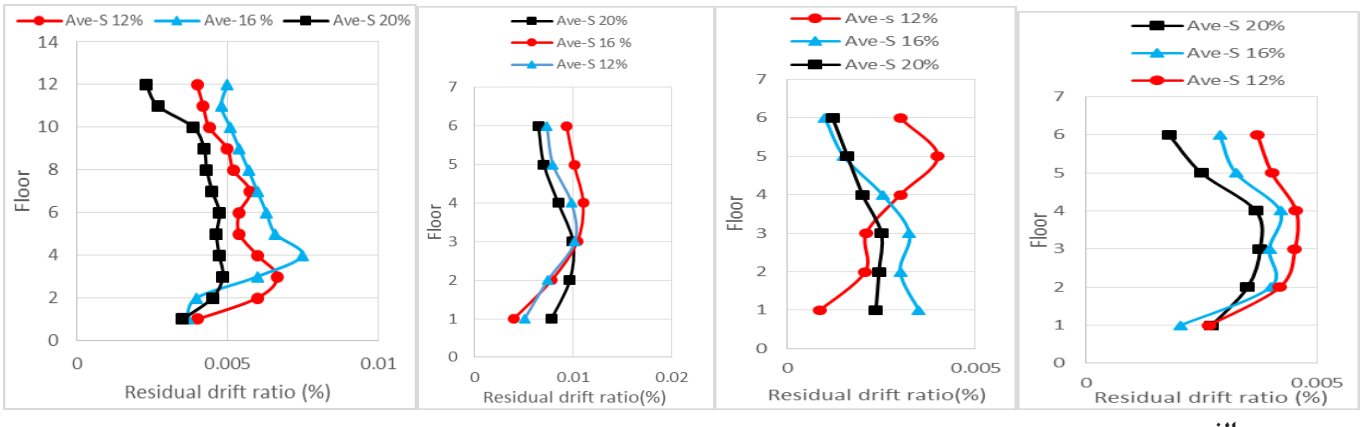


شکل ۲۶. نمودارهای توزیع تغییر مکان جانبی نسبی مدل ۶ طبقه با $\beta = 1.08$: الف) کل سیستم با آلفا ۱۲ درصد ب) کل سیستم با آلفا ۱۶ درصد ج) کل سیستم با آلفا ۲۰ درصد د) میانگین کل سیستم برای آلفاهای ۱۲ ، ۱۶ و ۲۰ درصد

Fig. 26. Relative displacement distribution curves of the 12-story model with $\beta = 1.08$: (a) the whole system with slope 12% (b) the whole system with slope 16% (c) the whole system with slope 20% (d) Total system average for slope 12, 16 and 20%

مدل های ۶ و ۱۲ طبقه با $\beta = 1.08$ ، $\beta = 0.91$ و $\beta = 0$ در شکل ۲۷ مشاهده می شود.

با توجه به نمودارهای شکل ۲۷ همان‌طور که مشاهده می شود، توزیع جابه‌جایی نسبی پسماند در تمام نمونه‌ها یکنواخت می باشد. علاوه بر این، متوسط ماکزیمم جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات براثر اعمال رکوردها کمتر از ۰/۰۰۵ رادیان در نمونه‌های مرکزگرا با پیش کشیدگی اولیه با $\beta = 0.91$ و $\beta = 1.08$ می باشد. درنتیجه مقادیر خسارت کاهش‌یافته است. این رخ داد به‌واسطه تسلیم قاب های مرزی، صفحات جان، تیرهای همبند و ماکزیمم تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و جابه‌جایی نسبی پسماند موردتقاضا در سطح خطر زیاد نبوده است و این نتایج نشان می دهد که دیوار برشی فولادی بااتصال دوطرفه در حالت مرکزگرا با پیش کشیدگی اولیه برای رسیدن به اهداف عملکردی برای ساختمان های با این ارتفاع مناسب می باشد. در نمونه های طراحی‌شده با $\beta = 0$ ، به علت عدم نیروی



شکل ۲۷. نمودار میانگین توزیع تغییر مکان جانبی نسبی پسماند برای مدل های ۶ و ۱۲ طبقه : الف) نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 1.08$ ب) نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 0.91$ ج) نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 0$ د) نمونه‌های طراحی‌شده با $\beta = 1.08$

Fig. 27. Curves of average of the relative residual displacement distribution for the 6 and 12 story models: (a) specimens designed with $\beta = 1.08$ (b) specimens designed with $\beta = 0.91$ (c) specimens designed with $\beta = 0$ (d) specimens designed with $\beta = 1.08$

پیش کشیدگی در قاب مرکزگرا جابه‌جایی نسبی پسماند طبقات در محدود ۰/۱ ردایان می باشد که دلیل آن جاری شدن بیشتر صفحات جان و تشکیل مفاصل تیرهای طبقات و تیرهای همبند می باشد.

نتیجه‌گیری

در مقاله حاضر عملکرد دیوار برشی فولادی همبسته در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی‌های پس از تسلیم با شیب‌های ۱۲، ۱۶ و ۲۰ درصد در نرم‌افزار آباکوس موردبررسی قرار گرفت و نتایج زیر حاصل شد:

۱- اتلاف انرژی در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر در دو حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی پس از تسلیم با شیب ۱۲ درصد، بیشتر است.

۲- مرکزگرایی در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد، بیشترین مقدار می باشد.

۳- میزان تغییر مکان جانبی نسبی و جابه‌جایی نسبی پسماند در سیستم دیوار برشی فولادی همبسته بااتصال دوطرفه به تیر در حالت مرکزگرا با نیروی پیش کشیدگی اولیه و مرکزگرا بدون نیروی پیش کشیدگی با سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد، کمترین مقدار می باشد و جابه‌جایی نسبی پسماند و توزیع تغییر مکان جانبی نسبی طبقات، یکسان می باشد.

۴- وزن نمونه های طراحی‌شده تحت سختی پس از تسلیم با شیب ۲۰ درصد نسبت به‌سختی پس از تسلیم با شیب ۱۶ و ۱۲ درصد بیشتر می باشد.

مراجع

1- C.J. Thorburn, L.J. Kulak, G.L. Montgomery, Analysis of steel plate shear walls, Structural Engineering Report No. 107, University of Alberta, Edmonton, AB, 1983.

2- C. Vatansever, N. Yardimci, Experimental investigation of thin steel plate shear walls with different infill-to-boundary frame connections, Steel Compos. Struct. 11 (2011) 251–271, https://doi.org/10.12989/scs.2011.11.3.251.

3- M. Xue, Behavior of Steel Shear Wall Panels and Frame-wall Systems (Ph.D. Dissertation), Lehigh University, 1995.

4-Seilie, I. F., and Hooper, J. D. (2005). Steel plate shear walls: Practical design and construction, AISC, Chicago.

5-Shishkin, J. J., Driver, R. G., and Grodin, G. Y. (2005). "Analysis of steel plate shear walls using the modified strip model." Structural Engineering Rep. 261, Dept. of Civil Engineering, Univ. of Alberta, Edmonton, Alta., Canada.

6- L. Guo, Q. Rong, X. Ma, S. Zhang, Behavior of steel plate shear wall connected to frame beams only, Int. J. Steel Struct. 11 (2011) 467–479, https://doi.org/10.1007/s13296-011-4006-7.

7- Y. Ozcelik, P.M. Clayton, Strip model for steel plate shear walls with beamconnected web plates, Eng. Struct. 136 (2017) 369–379, https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.01.051.

8- I.-R. Choi, H.-G. Park, Steel plate shearwalls with various infill plate designs, J. Struct. Eng. 135 (2009) 785–796, https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(2009)135:

9- Ozcelik Y, Clayton P. Seismic design and performance of SPSWs with beam-connected web plates. J Constr Steel Res 2018;142:55–67.

10- Y. Ozcelik, P.M. Clayton, Seismis performance of SPSWs with beam-connected web plates designed for low-seismic regions, in: Proc. 16th Eur. Conf. Earthq. Eng., Thessaloniki, Greece, 2018.

11- P.M. Clayton, J.W. Berman, L.N. Lowes, Seismic performance of self-centering steel plate shear walls with beam-only-connected web plates, J. Constr. Steel Res. 106 (2015) 198–208, https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.12.017.

12- P.M. Clayton, J.W. Berman, L.N. Lowes, Seismic design and performance of selfcentering

steel plate shear walls, J. Struct. Eng. 138 (2012) 22–30, https://doi. org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000421.

13- P.M. Clayton, T.B. Winkley, J.W. Berman, L.N. Lowes, Experimental investigation

of self-centering steel plate shear walls, J. Struct. Eng. 138 (2012) 952–960,

https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000531.

14- D.M. Dowden, P.M. Clayton, C.-H. Li, J.W. Berman, M. Bruneau, L.N. Lowes, K.-C. Tsai,

Full-scale pseudodynamic testing of self-centering steel plate shear walls, J. Struct. Eng. 142 (2016), 4015100. https://doi.org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001367.

15- Li C-H, Tsai K-C, Chang J-T, Lin C-H, Chen J-C, Lin T-H, et al. Cyclic test of a coupled steel plate shear wall substructure. J Earthquake Eng Struct Dynam

2012;41(9):1277–99. 16- Borello DJ, Fahnestock LA. Behavior and mechanisms of steel plate shear walls with coupling. J Constr Steel Res 2012;74:8–16.

17- Borello DJ, Fahnestock LA. Seismic design and analysis of steel plate shear walls with coupling. J Struct Eng, ASCE 2012;139:1263–73.

18- Borello DJ, Fahnestock LA. Large-scale cyclic testing of steel-plate shear walls with coupling. J Struct Eng, ASCE 2017;143(10):04017133.

19- Wang M, Borello DJ, Fahnestock LA. Boundary frame contribution in coupled and uncoupled steel plate shear walls. J Earthquake Eng Struct Dynam 2017;46:2355–80.

20- Safari M, Cheng J. Plastic analysis and performance-based design of coupled steel plate shear walls. Engineering Structures 2018;46:2355–80.

20- Sabelli R, Bruneau M. Steel plate shear walls. Design Guide 20, AISC, Chicago; 2006. 21- Goel SC, Chao SH. Performance-based plastic design: earthquake resistant steel structures. International Code Council; 2008.

21- Qiu, C. X., & Zhu, S. (2017). Performance-based seismic design of self-centering steel frames with SMA-based braces. Engineering Structures, 130, 67-82.

22- Clayton, P. M. (2013). Self-centering steel plate shear walls: subassembly and full-scale testing (Doctoral dissertation).

23- Goel SC, Chao SH. Performance-based plastic design: earthquake resistant steel structures. International Code Council; 2008.

24- Newmark NM, Hall WJ. Earthquake spectra and design. Earthquake engineering research institute; 1982.

25- Karamodin, A., Kaffash, M. R., (2015). Development Performance-Based Plastic Design Procedure for Seismic Design of Coupled Steel Plate Shear Walls. In Persian

26- Sahebi Mahmoudi, M. , Sahebi Mahmoudi, F. , (2014). Philosophy of Performance Based Seismic Design. In Persian

برای ارجاع به این مقاله از عبارت زیر استفاده کنید:

R. Motamedi, M. Gholami, Performance Assessment of the Coupled Steel Shear Wall with Two-Side Connection and Self-Centering, Amirkabir J. Civil Eng., 53(4) (2021): 1623-1648.

DOI: 10.22060/ceej.2020.17081.6454