

بررسی امکان استفاده از بادبندهای زانویی در تقویت سازه‌های فولادی موجود با سیستم قاب خمشی ویژه

غلامرضا نوری*^۱ و رامین ناصری^۲

^۱ استادیار گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

^۲ کارشناس ارشد عمران- سازه

(تاریخ دریافت: ۱۳۸۸/۱۲/۱۴، تاریخ دریافت روایت اصلاح شده: ۱۳۹۰/۱۱/۰۹، تاریخ تصویب: ۱۳۹۰/۱۱/۲۳)

چکیده

در این مقاله، رفتار غیرخطی ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه بررسی شده‌اند. این نمونه‌ها به صورت سازه‌های ۳، ۵ و ۷ طبقه بوده و براساس کلیه ضوابط آئین‌نامه‌ی ۲۸۰۰- ویرایش دوم طراحی شده‌اند. برای ارزیابی و تقویت لرزه‌ای نمونه‌ها، از آنالیز استاتیکی غیرخطی و روش طیف ظرفیت ارائه شده در دستور العمل ATC-40 استفاده شده‌است. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی نمونه‌های فوق نشان داد این ساختمان‌ها پاسخگوی نیاز لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم نبوده و تقویت این سازه‌ها ضروری است. برای تقویت لرزه‌ای این سازه‌ها از بادبند زانویی استفاده شد. نتایج نشان داد که استفاده از بادبند زانویی نه تنها میزان سختی جانبی این سازه‌ها را افزایش می‌دهد، بلکه ظرفیت استهلاک انرژی این سازه‌ها را ۲۰ تا ۹۰ درصد افزایش می‌دهد. همچنین در بین زانویی‌های با طول‌های مختلف، زانویی کوتاه‌تر سختی را تا حدود ۲/۵ برابر و شکل‌پذیری را حدود ۱۰ الی ۲۵ درصد افزایش می‌دهد.

واژه‌های کلیدی: تقویت لرزه‌ای، هدف عملکرد، طیف نیاز- ظرفیت، قاب مقاوم خمشی ویژه، بادبند زانویی.

مقدمه

مورد بررسی قرار گرفته‌است [۲]. همچنین در مطالعه‌ای که توسط نعیمی و همکاران [۳] صورت گرفته‌است، با انجام تحلیل‌های استاتیکی خطی و غیرخطی رفتار بادبندهای زانویی مورد استفاده در ساختمان‌های با قاب مقاوم خمشی بررسی شده‌است. با بررسی مطالعات پیشین مشاهده می‌شود ساختمان‌های دارای سیستم قاب خمشی ویژه که از اهمیت بالایی نیز برخوردار هستند، مورد توجه قرار نگرفته‌اند. در این مقاله ساختمان‌های با سیستم قاب خمشی ویژه مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته و نیاز یا عدم نیاز به تقویت این ساختمان‌ها براساس نیاز لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰- ویرایش سوم [۴] بررسی می‌شود. نکته مهمی که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است استفاده از بادبند زانویی^۱ در تقویت سیستم‌های قاب خمشی ویژه می‌باشد. ارزیابی رفتار لرزه‌ای این سازه‌ها، قبل و بعد از تقویت، براساس معیارهای ذکر شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران (شکل‌پذیری، سختی و مقاومت) انجام خواهد شد.

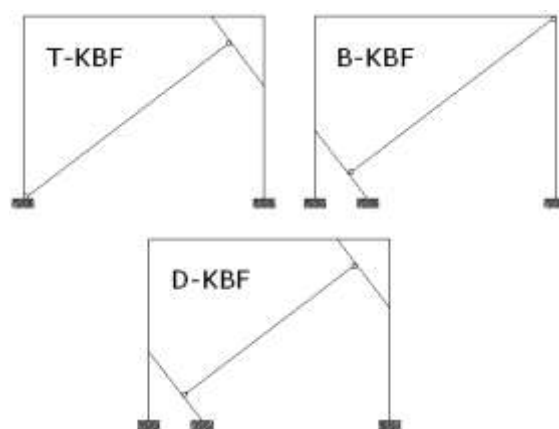
کاهش خسارات جبران‌ناپذیر پدیده‌ی زلزله همواره هدف نهایی محققین و دانشمندان علم مهندسی زلزله بوده‌است. تفکر مقاوم‌سازی ساختمان‌ها در برابر زلزله، به دلیل موفقیت چشمگیر در نجات جان انسان‌ها با شتابی روزافزون در حال پیشروی است. جهت کاهش نیروهای زلزله و ایجاد طرحی اقتصادی از طریق جذب و استهلاک انرژی در ناحیه غیرالاستیک، باید شکل‌پذیری سازه به اندازه کافی باشد. همچنین برای محدود کردن تغییر مکان نسبی طبقات در حد بهره‌برداری در برابر زلزله‌های با شدت کم، جلوگیری از تغییر مکان زیاد طبقات در برابر زلزله‌های متوسط و شدید و کاهش اثرات P-Δ سختی سازه باید تا حد مورد نیاز افزایش یابد. علاوه بر این به منظور کنترل تنش‌های ایجاد شده در سازه در اثر زلزله مقاومت سازه نیز باید به اندازه کافی باشد، به‌طوری‌که تنش‌ها از حد مقاومت نهایی یا مجاز مصالح تشکیل دهنده سازه تجاوز ننماید. در بیشتر تحقیقات پیشین ساختمان‌هایی که دارای سیستم قاب خمشی معمولی بودند مورد ارزیابی لرزه‌ای قرار گرفته‌اند و نیاز یا عدم نیاز به تقویت آنها بررسی شده است [۱]. استفاده از اتصال زانویی جهت تقویت قاب خمشی مقاوم توسط محققین

مفاهیم پایه در طراحی براساس عملکرد

اولین گام در ارزیابی تقویت لرزه‌ای سازه این است که با توجه به اهمیت سازه و شرایط اقتصادی، یک هدف عملکرد^۲ مناسب برای سازه انتخاب گردد. بعد از انتخاب هدف عملکرد ساختمان، می‌توان نیاز لرزه‌ای^۳ (تراز زلزله) را برای استفاده در آنالیز و حداکثر آسیب مجاز (تراز عملکرد) را برای استفاده در ارزیابی و طرح تقویت سیستم‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای ساختمان تعیین کرد [۱].

معرفی بادبند زانویی

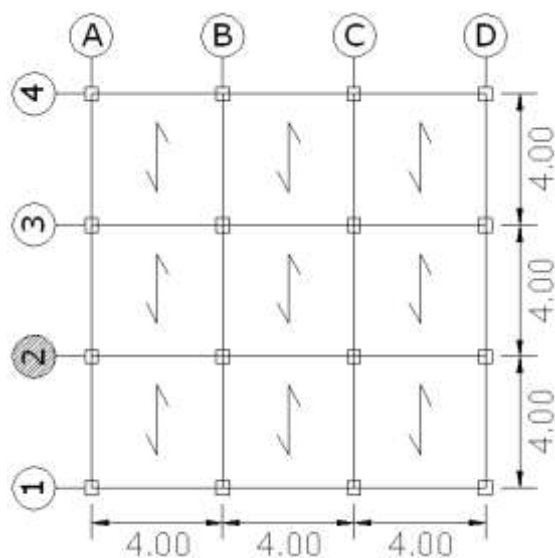
در این سیستم حداقل یک انتهای مهاربند به جای اتصال به محل برخورد تیر - ستون، به عضو زانویی که به طور مایل بین تیر و ستون قرار می‌گیرد، اتصال پیدا می‌کند. مهاربند قطری تأمین کننده سختی سیستم است، در حالی که شکل‌پذیری تحت اثر بارهای شدید جانبی از طریق جاری شدن عضو زانویی به دست می‌آید. در هنگام زلزله، عضو زانویی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر عمل کرده و مانع از کمانش مهاربند قطری می‌شود و استهلاک انرژی از طریق لهیدگی عضو زانویی صورت می‌گیرد [۵و۶]. طول عضو زانویی در سختی و مود جاری شدن آن بسیار مهم است. عضوهای زانویی خیلی کوتاه در مود برشی و اعضای بلندتر در مود خمشی جاری می‌شوند [۷]. در شکل (۱) نمونه‌هایی از بادبند زانویی نشان داده شده‌است.



شکل ۱: نمونه‌هایی از بادبند زانویی

مدل‌های مورد مطالعه

مدل‌های مورد استفاده در این مقاله قاب‌های مقاوم خمشی ویژه^۴ فولادی ۳، ۵ و ۷ طبقه می‌باشد که به ترتیب با نام‌های SMRF3، SMRF5 و SMRF7 مشخص شده‌اند. این قاب‌ها از یک سازه‌ی سه بعدی انتخاب شده‌اند که موقعیت این قاب‌ها در سازه‌ی اصلی در شکل (۲) نشان داده شده‌است.



شکل ۲: پلان ساختمان نمونه

براساس هدف تحقیق، سازه‌های فوق با اهمیت خیلی زیاد و در مناطق با خطر نسبی لرزه‌ای خیلی زیاد فرض شده‌اند. مدل‌های فوق بر روی خاک نوع II در نظر گرفته شده‌اند. بارهای ثقلی و لرزه‌ای نیز براساس ضوابط استانداردهای ۵۱۹ و ۲۸۰۰ ویرایش دوم [۸] بر مدل‌های سازه‌ای اعمال گردیده و سپس سازه‌ها به روش استاتیکی خطی تحلیل و طراحی شده‌اند.

فرضیات استفاده شده برای ارزیابی لرزه‌ای نمونه‌ها

برای ارزیابی رفتار غیرخطی نمونه‌ها در تراز عملکرد مورد نظر، از آنالیز استاتیکی غیرخطی به کمک نرم‌افزار ETABS2000 و به روش طیف ظرفیت^۵ ارائه شده در ATC-40 [۹] و معیارهای پذیرش ارائه شده در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران [۱۰] و FEMA356 [۱۱] استفاده شده‌است.

بار به دست آمده است. ارزیابی رفتار و عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها براساس دو معیار زیر کنترل شده است:

الف) ارزیابی سازه براساس تشکیل مفاصل پلاستیک در اعضا

ب) ارزیابی سازه براساس مقدار تغییرمکان نسبی طبقات

نتایج حاصل از تحلیل پوش اور

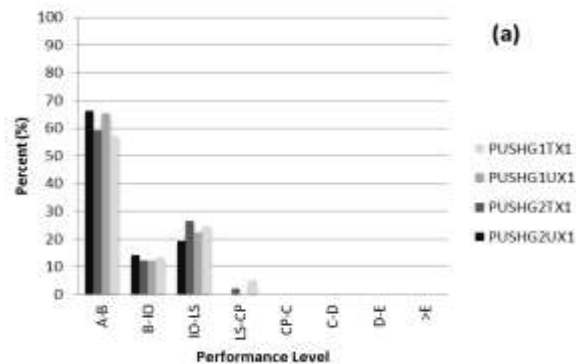
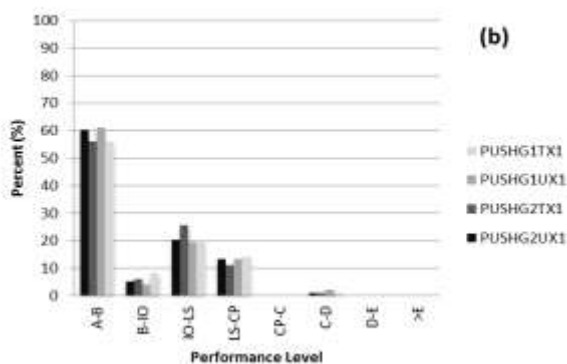
مدل‌های مذکور تحت آنالیز پوش اور قرار گرفته و سطوح عملکرد سازه‌ها بر مبنای عملکرد اجزای سازه‌ای بررسی شده‌اند. برای این منظور موقعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده در محدوده‌ی عملکردی موردنظر برای الگوهای مختلف بارگذاری و تحت سطوح عملکردی ذکر شده در اعضای سازه‌ای مورد بررسی قرار گرفته‌اند. تعداد مفاصل پلاستیک اعضا به صورت درصدی از تعداد کل مفاصل ایجاد شده در سازه برای نمونه SMRF7 در شکل (۳) نشان داده شده است.

مطابق جدول پیوست ۱ دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران برای ساختمان‌های از نوع امدادی (مانند بیمارستان، هدف بهسازی انتخابی، بهسازی ویژه می‌باشد، به طوری که برای سطح خطر ۱، عملکرد (B-1) و برای سطح خطر ۲، عملکرد (C-3) بایستی تأمین گردد. به همین جهت در مقاله حاضر از دو سطح خطر و دو سطح عملکرد، که بایستی به طور هم‌زمان تأمین شوند، به صورت زیر استفاده شده است:

۱- سازه تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ از تراز قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه تجاوز نکند.

۲- سازه تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ از تراز ایمنی جانی تجاوز نکند.

برای ایجاد ترکیبات بار مورد نیاز برای تحلیل، از حد بالا و پایین بار ثقلی به همراه دو نوع توزیع بار جانبی استفاده شده است که برای هر دو جهت رفت و برگشت ۴ نوع ترکیب بار ثقلی و جانبی و در مجموع ۸ نوع ترکیب



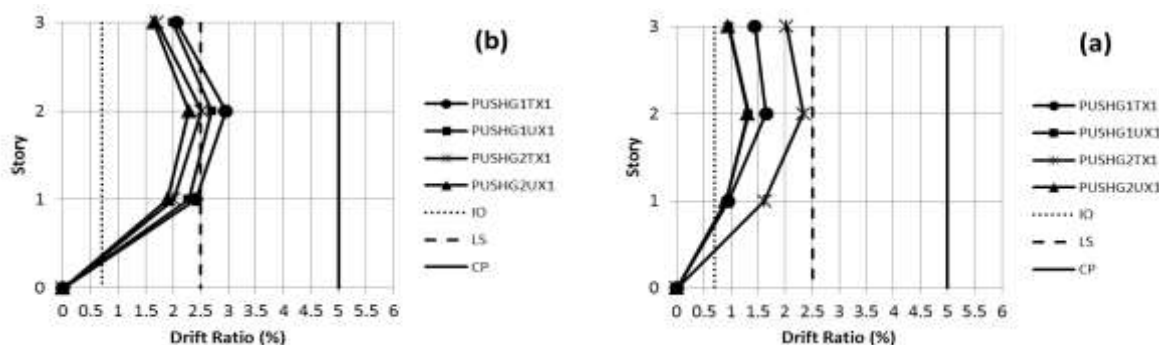
شکل ۳: تعداد مفاصل اعضا به صورت درصدی از تعداد کل مفاصل ایجاد شده در سازه در نقطه‌ی عملکرد برای نمونه‌ی SMRF7 تحت زلزله‌ی:

(b) سطح خطر ۲

(a) سطح خطر ۱

برای بررسی میزان سختی جانبی این سازه‌ها در نقطه‌ی عملکرد، از نسبت گریز بین طبقات استفاده شده است. بررسی نسبت گریز بین طبقات برای سطوح خطر ۱ و ۲ در اشکال (۴) و (۵) نشان می‌دهد که تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ مقدار گریز طبقات در تمامی طبقات از تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه فراتر رفته است. همچنین تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ این نسبت برای طبقات میانی از تراز عملکرد ایمنی جانی تجاوز کرده است.

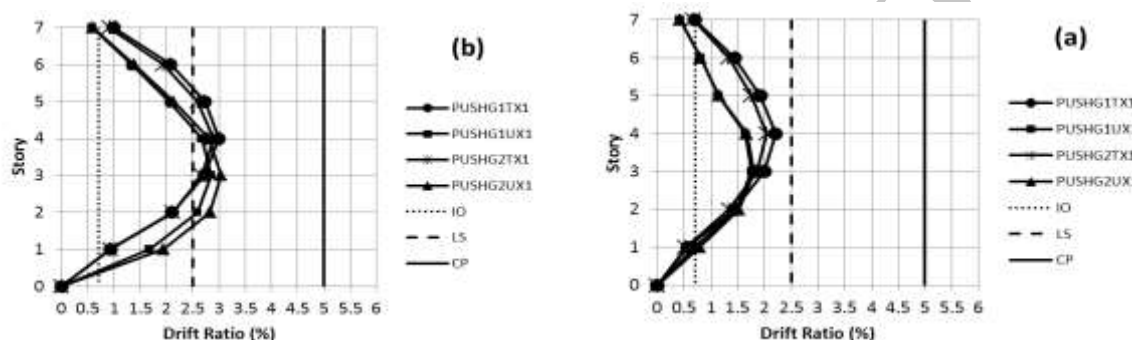
نتایج نشان می‌دهد که میزان آسیب‌های سازه‌های SMRF3، SMRF5 و SMRF7 تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ از تراز قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه (IO) و تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ از تراز ایمنی جانی (LS) تجاوز کرده است. از این رو سازه‌های فوق فاقد مقاومت کافی برای مقابله با زلزله‌های نیاز ایران می‌باشند.



شکل ۴: نسبت گریز طبقات سازه‌ی SMRF3 در نقطه‌ی عملکرد تحت زلزله‌ی:

(b) سطح خطر ۲

(a) سطح خطر ۱



شکل ۵: نسبت گریز طبقات سازه‌ی SMRF7 در نقطه‌ی عملکرد تحت زلزله‌ی:

(b) سطح خطر ۲

(a) سطح خطر ۱

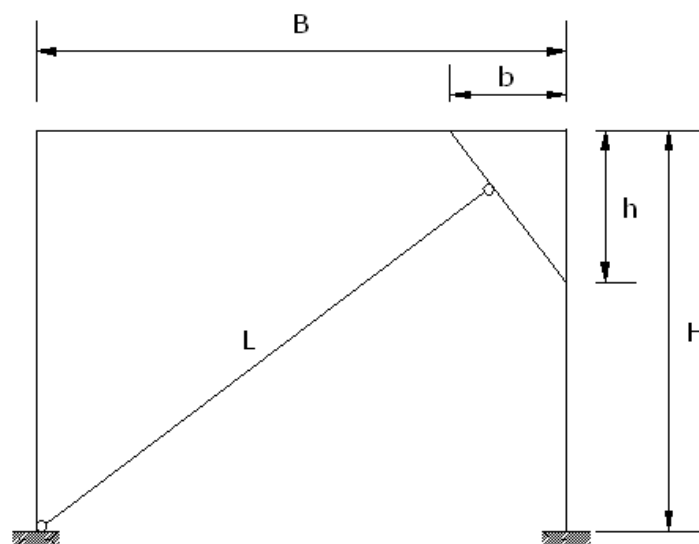
برای هر یک از قاب‌های T-KBF سه طبقه، پنج طبقه و هفت طبقه‌ی مورد بررسی، چهار مدل هندسی مختلف در نظر گرفته شده‌است. در هر یک از این مدل‌ها از فرضیات ارائه شده توسط دانشجو و همکاران [۱۳] استفاده شده‌است.

برای بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ی قاب خمشی ویژه به همراه مهاربند زانوئی (SMRF+KBF)، این سازه در دو جهت رفت و برگشت (به خاطر عدم تقارن) و برای حالت‌های مختلف ترکیب بار، تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته‌اند. با بررسی وضعیت مفاصل پلاستیک ایجاد شده در اعضا، مشاهده می‌شود که در نقطه‌ی عملکرد، تمامی اعضای اصلی سازه (تیر، ستون و بادبند) قبل از تراز عملکرد مورد انتظار قرار دارند.

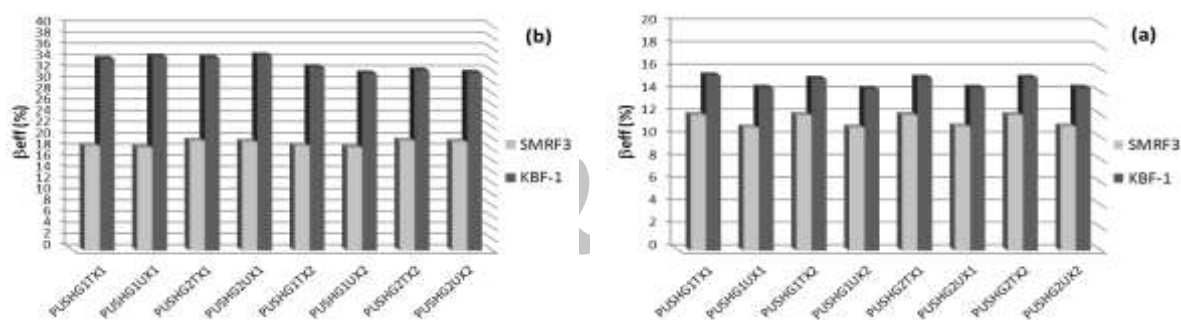
اشکال (۷) تا (۸) مقادیر میرائی ویسکوز مؤثر (β_{eff}) در قاب‌های SMRF و SMRF+KBF را به ترتیب برای هر یک از مدل‌های ۳ و ۷ طبقه نشان می‌دهد.

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای طرح تقویت قاب‌های خمشی ویژه با مهاربند زانوئی (SMRF+KBF)

شیوه‌ای که برای تقویت لرزه‌ای سازه‌های با قاب‌های خمشی ویژه (SMRF) مورد استفاده قرار گرفته‌است، استفاده از بادبند زانوئی می‌باشد. به دلیل اینکه تقریباً تمام انرژی به وسیله‌ی تسلیم عضو زانوئی جذب می‌شود، طراحی عضو زانوئی در قاب‌های با مهاربند زانوئی (KBF) از اهمیت خاصی برخوردار است. در طراحی عضو زانوئی از معیارهای ذکر شده توسط بالندرا [۵ و ۶] استفاده شده‌است. در تمامی مدل‌ها از مقاطع قوطی شکل برای عضو زانوئی استفاده شده‌است. استاندارد BS5950 اشاره می‌کند که مقاطع توخالی مربعی نیاز به کنترل کمانش پیچشی ندارند، زیرا سختی آن‌ها برای این منظور کافی است [۱۲]. بادبند زانوئی مورد استفاده در این تحقیق از نوع T-KBF می‌باشد. در شکل (۶) پارامترهای هندسی این مدل نشان داده شده‌است.



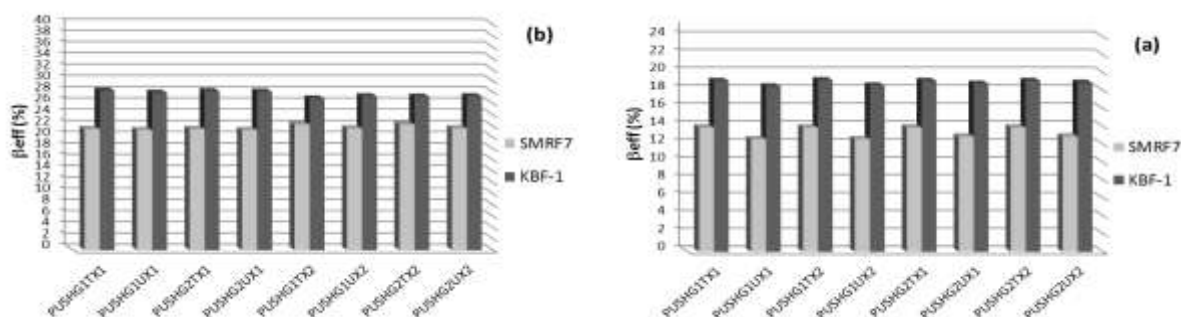
شکل ۷: پارامترهای هندسی مدل T-KBF



شکل ۷: مقادیر β_{eff} در نقطه‌ی عملکرد در سازه‌های SMRF3 و SMRF3+KBF تحت زلزله‌ی:

(a) سطح خطر ۱

(b) سطح خطر ۲



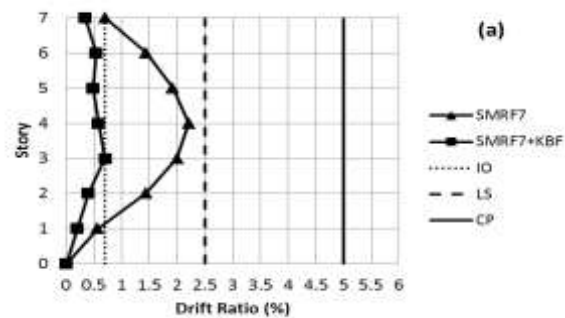
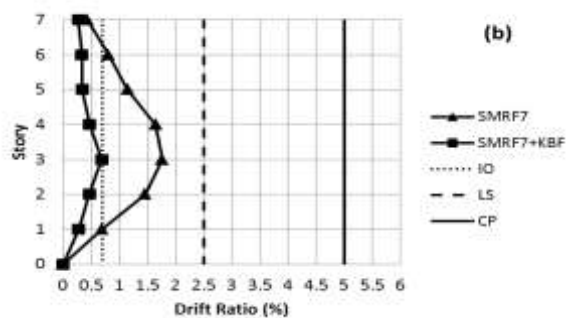
شکل ۸: مقادیر β_{eff} در نقطه‌ی عملکرد در سازه‌های SMRF7 و SMRF7+KBF تحت زلزله‌ی:

(a) سطح خطر ۱

(b) سطح خطر ۲

مقادیر گریز طبقات در سازه‌ی SMRF+KBF در نقطه‌ی عملکرد در دو جهت رفت و برگشت برای هر دو سطح خطر ۱ و ۲ در اشکال (۹) و (۱۰) آورده شده‌است. بررسی نتایج بیانگر قابل قبول بودن سختی در سیستم‌های SMRF+KBF در محدوده عملکردیشان می‌باشد به منظور اجتناب از تعدد اشکال، تنها نتایج مربوط به ترکیب بارهای شامل G1 و در جهت رفت ارائه شده‌است. روند نتایج برای دیگر ترکیب بارها نیز چنین است.

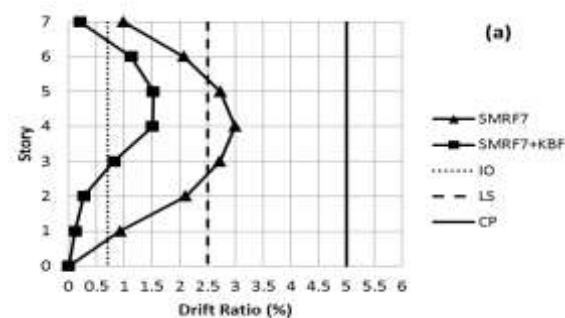
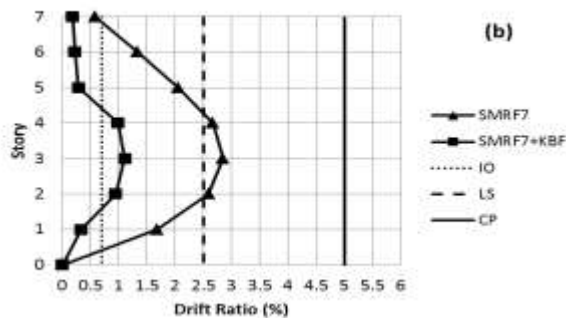
نتایج نشان می‌دهد که مقدار میرایی ویسکوز مؤثر در هر یک از سیستم‌های SMRF+KBF و برای تمامی ترکیب بارها مقدار بیشتری را نسبت به سازه‌ی SMRF دارا می‌باشد. به عبارت دیگر استفاده از سیستم KBF برای تقویت لرزه‌ای سیستم‌های SMRF ظرفیت استهلاک انرژی و شکل‌پذیری این سیستم‌ها را بین ۳۰ تا ۶۰ درصد افزایش می‌دهد.



شکل ۹: مقدار گریز طبقات سازه‌ی SMRF7 در نقطه‌ی عملکرد تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ قبل و بعد از تقویت

(b) تحت بار جانبی یکنواخت

(a) تحت بار جانبی مثلثی



شکل ۱۰: مقدار گریز طبقات سازه‌ی SMRF7 در نقطه‌ی عملکرد تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ قبل و بعد از تقویت

(b) تحت بار جانبی یکنواخت

(a) تحت بار جانبی مثلثی

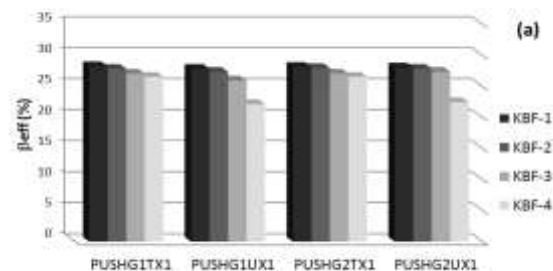
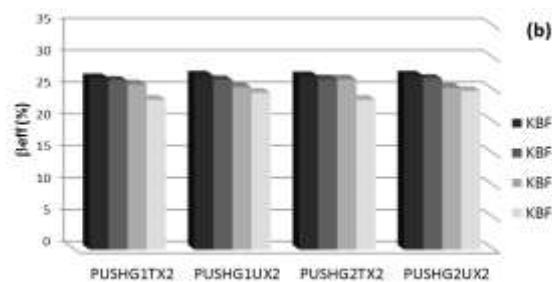
قرار گرفته‌است. با توجه به این که سازه‌های جدید تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ در حالت الاستیک باقی می‌مانند، لذا به منظور بررسی ظرفیت استهلاک انرژی این سازه‌ها تنها از نتایج حاصل از زلزله‌ی سطح خطر ۲ استفاده شده‌است. نتایج حاصل از بررسی β_{eff} سازه‌های جدید در شکل (۱۱) نمایش داده شده‌است.

بررسی طرح تقویت با بادبند زانویی با نسبت‌های h/H متفاوت

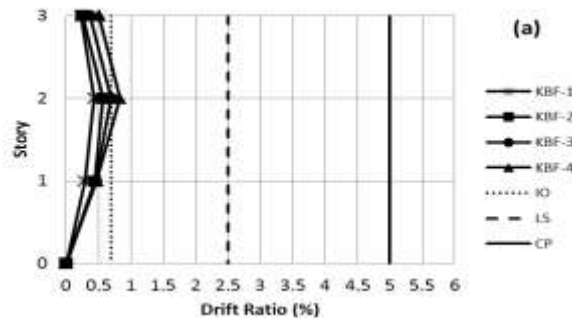
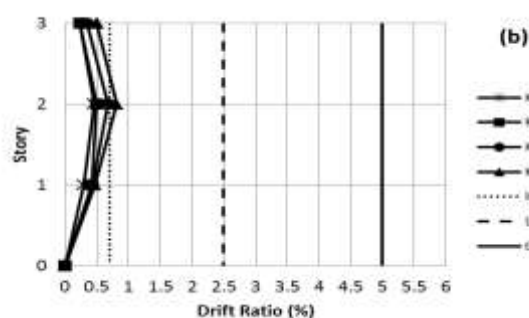
در این بخش طرح‌های تقویتی مذکور، تنها با نسبت‌های h/H متفاوت تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی قرار گرفته و رفتار آن‌ها مطابق موارد قبل مورد بررسی

آورده شده‌است. این نتایج در اشکال (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده‌است. در تمامی حالات مشاهده می‌شود که مقادیر سختی الاستیک سازه‌ها با افزایش طول زانویی تا ۲/۵ برابر کاهش یافته‌است. روند نتایج به دست آمده در این مقاله مشابه با نتایج تحقیقات بالندرا [۵ و ۶] می‌باشد. روند نتایج برای دیگر ترکیب بارها نیز مشابه است.

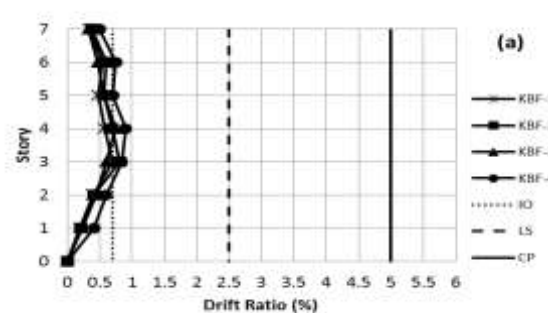
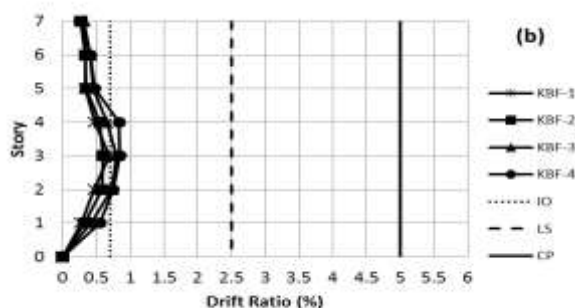
نتایج نشان می‌دهد که جذب و استهلاک انرژی در تسلیم برشی حدود ۱۰ الی ۲۵ درصد بیشتر از تسلیم خمشی عضو زانویی می‌باشد. برای مقایسه‌ی میزان سختی الاستیک این سازه‌ها از نسبت‌های گریز طبقات استفاده شده‌است. با توجه به محدودیت صفحات تنها نتایج مربوط به ترکیب بارهای PUSHG1TX1 و PUSHG1TX2



شکل ۱۱: مقادیر β_{eff} در نقطه‌ی عملکرد برای سازه‌های SMRF7+KBF با نسبت‌های h/H متفاوت تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲
(a) حالت رفت (b) حالت برگشت



شکل ۱۲: مقدار گریز طبقات در نقطه‌ی عملکرد برای سازه‌های SMRF3+KBF با نسبت‌های h/H متفاوت تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱
(a) حالت رفت (b) حالت برگشت



شکل ۱۳: مقدار گریز طبقات در نقطه‌ی عملکرد برای سازه‌های SMRF7+KBF با نسبت‌های h/H متفاوت تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱
(a) حالت رفت (b) حالت برگشت

نتیجه گیری

در این مقاله امکان استفاده از بادبند زانویی برای تقویت لرزه‌ای ساختمان‌های موجود با سیستم قاب خمشی ویژه مورد بررسی قرار گرفته‌است. برای این منظور سه ساختمان ۳، ۵ و ۷ طبقه مورد مطالعه قرار گرفته‌اند. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی استاتیکی این سازه‌ها، قبل و بعد از تقویت، به صورت زیر می‌باشد:

۱- نتایج تعداد مفاصل ایجاد شده در اعضای سازه‌ها نشان داد که برای هر سه مدل ۳، ۵ و ۷ طبقه، مفاصل ایجاد شده در اعضای سازه اولیه (قبل از تقویت) از تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه برای لرزه‌ی سطح خطر ۱ و تراز ایمنی جانی برای لرزه‌ی سطح خطر ۲ فراتر رفته‌اند. از این رو سازه‌های فوق فاقد مقاومت کافی برای مقابله با زلزله‌های نیاز ایران می‌باشند.

۲- با بررسی میزان گریز طبقات سازه‌های اولیه (قبل از تقویت) مشاهده می‌شود هنگامی که سازه‌ها تحت زلزله‌ی سطح خطر ۱ قرار می‌گیرند، در تمامی نمونه‌ها و تحت همه‌ی ترکیبات بار مقادیر گریز طبقات در تمامی طبقات سازه از تراز عملکرد قابلیت استفاده بی‌قفه تجاوز

کرده‌اند و یا این که در مرز قرار دارند. همچنین در حالت قرارگیری تحت زلزله‌ی سطح خطر ۲ در تمامی نمونه‌ها، تحت اثر اکثر ترکیب بارها مقدار گریز طبقه‌ای حداقل در دو طبقه از تراز عملکردی ایمنی جانی فراتر رفته‌است.

۳- نتایج نشان داد که استفاده از بادبندهای زانویی برای تقویت لرزه‌ای سازه‌های دارای سیستم قاب خمشی ویژه، نه تنها باعث افزایش سختی طبقه و در نتیجه کاهش گریز طبقات و در نهایت کاهش آسیب‌های سازه‌ای و غیر سازه‌ای می‌شود، بلکه ظرفیت جذب و استهلاک انرژی این سیستم‌ها را نیز بین ۲۰ تا ۹۰ درصد افزایش می‌دهد.

۴- از بررسی‌های انجام گرفته بر روی بادبندهای زانویی با طول‌های متفاوت، ملاحظه شد که افزایش طول زانویی باعث کاهش میزان شکل‌پذیری و سختی سازه می‌شود. از بین مدل‌های مورد بررسی، بادبند زانویی با نسبت $h/H = 0.15$ دارای بیشترین سختی و ظرفیت استهلاک انرژی می‌باشد. به طوری که میزان اضافه اتلاف انرژی آن در مقایسه با مدل $KBK-4$ حدود ۱۰ الی ۲۵ درصد بوده و میزان گریز طبقات در سیستم $KBK-1$ حدود ۲/۵ برابر بیشتر از سیستم $KBK-4$ می‌باشد.

مراجع

1. Amini, F. and Kateb, J. (2002). Assessment of Strengthening of existing steel structures with knee bracing and knee elements, A thesis of Master of Science, University of Science and Technology, Tehran, Iran.
2. H.-L. Hsu, J.-L. Juang and C.-H. Chou (2010). Experimental evaluation on the seismic performance of steel knee braced frame structures with energy dissipation mechanism. Steel and Composite Structures, Vol.11, No.1, PP.77-91.
3. Naeemi, M. and Bozorg, M. (2009). Seismic Performance of Knee Braced Frame. World Academy of Science, Engineering and Technology, No. 50, PP. 976-980
4. Building & Housing Research Center. (2005). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 3rd.Ed. BHRC-PN S 253.
5. Balendra, T., Sam, M.T. and Liaw, C.Y. (1990). Diagonal brace with ductile knee anchor for a seismic steel frame. Earthquake engineering and structural dynamics, Vol.19, PP.847-858.
6. Balendra, T., Lam, K.Y., Liaw, C.Y. and Lee, S.L. (1994). Preliminary studies into the behavior of structure knee braced frames subject to seismic loading. J. Structural Eng. Vol.13, PP.67-74.
7. Balendra, T., Lim, E.L. and Lee, S.L. (1994). Ductile knee braced frames with shear yielding knee for seismic resistant structures. J. Structural Eng. Vol.16, No.4, PP.263-269.
8. Building & Housing Research Center. (1999). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. 2nd.Ed. BHRC-PN S 253.

9. Applied Technology Council. (1996). Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings. ATC-40 Report, Redwood City, California, November.
10. Management and Planning Organization. (2007). Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings. No.360, Iran.
11. Applied Technology Council. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. FEMA-356 Report, Washington, Federal Emergency Management Agency, November.
12. British Standards Institution. (1985). BS5950, part I: Code of Practice for Design in Simple and Continuous Construction-Hot Rolled Sections. Structural Use of Steelwork in Building.
13. Daneshjoo, F. and Anoushehi, M. (2005). Seismic Behavior of Knee Braced Multi Story Steel Frames. A thesis of Master of Science, University of Tarbiat Modarres, Tehran, Iran.

واژه‌های انگلیسی به ترتیب استفاده در متن

1. Knee Braced Frame
2. Performance Objective
3. Seismic Demand
4. Special Moment Resistant Frame
5. Capacity Spectrum
6. Push Over
7. Story Drift Ratio