

بررسی تأثیر استفاده از مهاربند شورون بر ضریب رفتار و نسبت شکل پذیری سازه‌های بتن آرمه

مسعود دانش^{۱*}، اکبر علیزاده^۲

^۱ استادیار، گروه عمران، دانشکده فنی خوی، دانشگاه صنعتی ارومیه

^۲ کارشناس ارشد سازه، نظام مهندسی خوی

(دریافت: ۹۷/۱۲/۱۳، پذیرش: ۹۹/۶/۲۲، نشر آنلاین: ۹۹/۶/۲۲)

چکیده

در این مقاله، به بررسی رفتار هیستریزس (Hysteresis) سازه‌های بتن آرمه مقاوم‌سازی شده با مهاربند فولادی شورون (Chevron) پرداخته شده است. هدف از تحقیق، بررسی تأثیر مهاربند شورون، بر ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری سازه‌های بتن آرمه می‌باشد. بدین منظور، ابتدا دو سازه ۳ و ۶ طبقه واقع در شهرستان خوی، بر روی خاک تیپ ۳ با سقف تیرچه بلوک به کمک نرم‌افزار ایتبس (ETABS) مدل‌سازی، تحلیل و طراحی شد، سپس از هر کدام از این سازه‌ها، یک از قاب استخراج و در نرم‌افزار سائزمواستراکچرز (Seismostruct)، مدل‌سازی و تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفته، منحنی‌های ظرفیت آن‌ها، استخراج گشت. سپس همان قاب‌ها، با مهاربند اضافه‌شده شورون به مقطع box10، تحت تحلیل پوش‌آور قرار گرفتند و منحنی ظرفیت آن‌ها نیز، استخراج شد. پس از دو خطی کردن تمام منحنی‌های مذکور به روش یانگ (Uang)، ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری مربوط به آن‌ها، محاسبه گردید. نتایج به دست آمده نشان داد که اضافه کردن مهاربند فولادی شورون به قاب بتن آرمه، ضریب رفتار، سختی، انرژی جذب شده و نسبت شکل‌پذیری این سیستم سازه‌ای را بهبود داده، می‌تواند بار نهائی سازه را، افزایش دهد. نتایج نشان‌دهنده افزایش میزان افزایش ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری با افزودن بادبندی شورون به مدل‌های مختلف، بین ۳۱ تا ۲۰۵ درصد است.

کلیدواژه‌ها: مقاوم‌سازی، مهاربند فولادی شورون، قاب خمشی بتنی، ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری.

۱- مقدمه

آن بر شکل‌پذیری، سختی و مقاومت سازه بتنی، مورد مطالعه قرار بگیرد (حجازیان و بخشی، ۱۳۹۳؛ بیرقی، ۱۳۹۸). برای طراحی سازه براساس نیروی مؤثر واقعی زلزله بر آن، باید از روش‌های تحلیل غیرخطی، استفاده شود (فرزام و سروقدمقدم، ۲۰۱۹). اما در اکثر موارد، استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی، به دلیل هزینه محاسباتی بالا، قابل استفاده نیست. بنابراین ضمن استفاده از روش‌های تحلیل خطی، برای جبران نقایص آن، از مفهومی بنام ضریب رفتار، استفاده شده که در واقع پلی بین تحلیل‌های خطی و غیرخطی هست.

با توجه به مشکلات تحلیل غیرخطی، ابتدا ضریب رفتار یک سیستم سازه‌ای خاص، با استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی و توجه به زمان تناوب طبیعی سازه و شرایط خاک محل احداث آن، محاسبه می‌شود. آنگاه در طراحی سیستم‌های سازه‌ای مشابه، با کاهش نیروی زلزله به وسیله ضریب رفتار حاصله، از روش تحلیل خطی استفاده گردیده، نیروی زلزله در حالت غیرخطی، از تقسیم

کشور ایران بر روی کمربند آلپ- هیمالیا قرار گرفته و این موضوع باعث شده است که در کشور ایران، زلزله به یک حادثه‌ی محتمل، غیرقابل پیش‌بینی و مخرب، تبدیل شود. بنابراین لازم است روش‌هایی را اتخاذ شود، تا از خسارات وارده در حین وقوع زلزله کاسته شده و میزان آن‌ها، به حداقل رسانده شود.

یکی از روش‌های مقاوم‌سازی سازه‌های بتنی و فولادی، استفاده از مهاربندهای همگرای فولادی است. این موضوع دو علت دارد: علت اول، سختی بالای مهاربندهای همگرای فولادی بوده و علت دوم، کم‌هزینه بودن اجرای این مهاربندها است که باعث می‌شود، امکان استفاده از این روش در اکثر سازه‌ها، وجود داشته باشد.

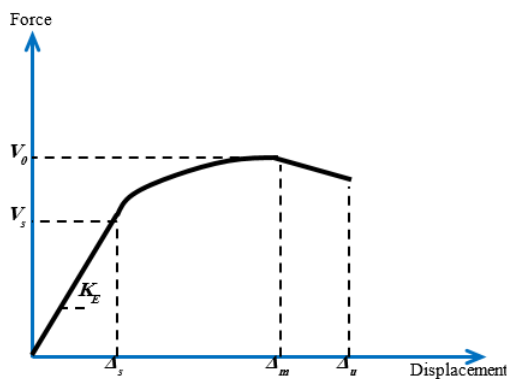
از آنجاکه میزان تأثیر این مهاربندها بر افزایش پارامترهای مؤثر لرزه‌ای سازه مشخص نیست، در این تحقیق، دو سازه بتن آرمه با استفاده از مهاربند فولادی شورون مقاوم‌سازی شده است، تا تأثیر

تشکیل اولین مفصل پلاستیک، سازه همچنان مقاوم بوده می‌تواند اضافه بارگذاری را تحمل کند. این افزایش بار تا زمانی که سازه دچار فروریزش شود، ادامه پیدا می‌کند. در شکل (۱) نمونه‌ای از نمودار نیرو- تغییر مکان حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی، نشان داده شده است (پورآسیابدیری و سیاهاکل، ۱۳۸۷).

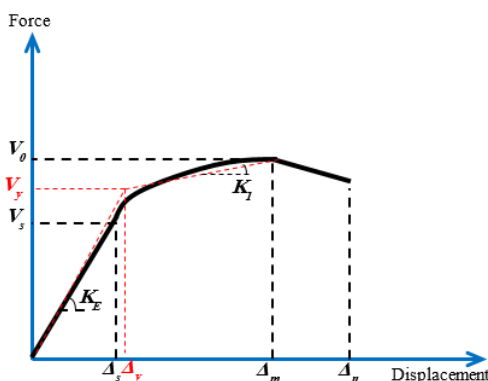
۳- نحوه دوخطی کردن منحنی پوش آور روش یانگ

روش‌های مختلفی برای دوخطی کردن نمودار پوش آور وجود دارد، که در این مقاله از روش یانگ، با توجه به کاربرد بیشتر آن، استفاده شده است (رسولی و قربانی، ۱۳۹۸).

در این روش، منحنی دوخطی با ادامه دادن محدوده الاستیک و به‌دست آوردن برش پایه تسلیم، سپس وصل کردن آن به برش- پایه حداکثر، به‌نحوی که مقدار انرژی کرنشی ذخیره‌شده تغییری ننماید، حاصل می‌شود (شکل (۲)). در این حالت، سطح زیر نمودار پوش آور معادل سطح زیر نمودار منحنی دوخطی فرض می‌شود (Uang, ۱۹۹۱).



شکل ۱- نمونه‌ای از نمودار ظرفیت (نیرو- تغییر مکان) (پورآسیابدیری و سیاهاکل، ۱۳۸۷)



شکل ۲- دوخطی سازی نمودار ظرفیت (برش پایه- تغییر مکان) به روش (Uang ۱۹۹۱)

کردن نیروی زلزله در حالت خطی بر ضریب رفتار حاصله، به‌دست می‌آید (اسفندی سرافراز و دانش، ۱۳۹۸). با این روش، دیگر نیاز نیست که تمامی سازه‌ها با استفاده از روش‌های پیچیده غیرخطی، طراحی شود، زیرا ضریب رفتاری که نیروی زلزله (در حالت خطی) بر آن تقسیم می‌شود، رفتار غیرخطی سازه را نیز، لحاظ کرده، با در نظر گرفتن اثر رفتار غیرارتجاعی و اتلاف انرژی براساس رفتار هیستریزس، میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، نیروی زلزله را به نیروی طراحی تبدیل می‌کند.

هدف اصلی این تحقیق، بررسی تأثیر افزودن مهاربند فولادی شورون، به سازه‌های بتنی و محاسبه میزان افزایش ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری و انرژی جذب‌شده توسط سازه با افزودن یک مهاربند فولادی شورون به آن با مقطع ضعیف box10، می‌باشد. در این زمینه، مطالعاتی چون ضریب تأثیر پاسخ بادبندی BRBF روی قاب بتنی (Asgarian و Shokrgozar, ۲۰۰۹)، رفتار قاب‌های بتنی مسلح شده با مهاربندهای فولادی (Bush و همکاران، ۱۹۹۱؛ Lee و Goel, ۱۹۹۰؛ Jones و Jirsa, ۱۹۸۶؛ Ohishi و همکاران، ۱۹۸۸) پیش‌بینی ضرایب لرزه‌ای برای قاب‌های بتنی پیش‌ساخته (Uang, ۱۹۹۱؛ Whittaker و همکاران، ۱۹۸۷).

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه تقویت‌شده با بادبند همگرای شورون (ایرجی و دانش، ۱۳۹۹)، بررسی ضریب رفتار سیستم سازه‌ای قاب بتن مسلح مقاوم شده با بادبندی فولادی (اکبری و ماهری، ۱۳۸۱)، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با ژاکت فولادی^۱ ستون‌ها به روش احتمالاتی (پهلوان و همکاران، ۲۰۱۸)، ضریب رفتار قاب بتنی تقویت‌شده با مهاربندی فولادی و ستون‌های پوشش شده (مدندوست و همکاران، ۱۳۸۲)، بررسی ضریب رفتار قاب بتنی تقویت‌شده با مهاربندی فولادی واگرا (EBF) (سلاجقه و حبیبی‌پور، ۱۳۸۶)، مقایسه روش‌های ارزیابی سریع آسیب‌پذیری لرزه‌ای برای ساختمان‌های مسکونی در تبریز با به- کارگیری فرآیند تحلیل سلسله مراتبی (موسوی‌خلخال و همکاران، ۱۳۹۸) و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با استفاده از سیستم ژاکت بتنی^۲ (امیدعلیزاده و همکاران، ۱۳۹۷) انجام شده است.

۲- مفاهیم تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور

تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور، نوعی تحلیل افزایشی است که نیرو به صورت گام‌به‌گام زیاد شده، باعث تغییر مکان سازه می‌شود. این افزایش بارگذاری تا جایی ادامه می‌یابد که سازه دچار اولین مفصل پلاستیک شود (گرامی و همکاران، ۱۳۹۸). پس از

۴- پارامترهای مؤثر بر ضریب رفتار

تحقیقات محققین دانشگاه برکلی (۱۹۹۵)، نشان داده است که اجزای تشکیل دهنده ضریب رفتار، از چهار ضریب تشکیل می-شوند، که در رابطه (۱) ذکر شده است:

$$R = R_S R_{\mu} R_R R_{\xi} \quad (1)$$

در رابطه فوق، R_S ضریب اضافه مقاومت، R_{μ} ضریب ناشی از شکل-پذیری، R_R ضریب نامعینی و R_{ξ} ضریب میرایی می-باشد.

۴-۱- ضریب اضافه مقاومت

مقاومت جانبی سازه، عموماً از مقاومت طراحی آن تجاوز کرده، اکثراً اعضاء، با ظرفیتی مساوی یا بیشتر از بارهای طراحی طرح شده و تقریباً تمامی اعضاء، دارای مقاومت اضافی هستند (کارگران و خیرالدین، ۱۳۹۸). برای تعیین مقدار ضریب اضافه مقاومت، علاوه بر روش‌های آزمایشگاهی، می‌توان از روش‌های تحلیلی همچون روش استاتیکی غیرخطی، استفاده نمود. ضریب اضافه مقاومت، به صورت زیر محاسبه می‌گردد (Transportation، ۲۰۰۶):

$$R_S = \frac{V_y}{V_d} \quad (2)$$

در رابطه (۲)، V_d برش پایه طرح بر اساس آیین‌نامه و V_y برش پایه نظیر لحظه ورود به حوزه غیرخطی است. برش پایه طراحی در بعضی از مقالات، برابر برش پایه در هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در نظر گرفته شده، که در این تحقیق نیز به همین صورت عمل خواهد شد. بنابراین رابطه (۲) به صورت زیر، تغییر می‌کند:

$$R_S = \frac{V_y}{V_S} \quad (3)$$

که در رابطه (۳)، V_S برش پایه تشکیل اولین مفصل پلاستیک می‌باشد.

۴-۲- ضریب نامعینی

یک قاب ساختمانی نامعین، از چند صفحه عمودی قاب تشکیل شده، که نیروهای ناشی از زلزله را به شالوده منتقل می-کنند. تحقیقات (Whittaker و همکاران، ۱۹۸۷)، قاب‌هایی با ۴ دهانه خمشی مقاوم در برابر زلزله در هر جهت را، به‌عنوان تعداد دهانه‌های بهینه برای تأمین مقاومت جانبی در برابر زلزله، پیشنهاد می‌نماید که در این حالت، $R_R=1$ خواهد بود. این تحقیقات نشان می‌دهد که سیستم‌های مقاوم در برابر بار جانبی، باید دارای مقاومت و سختی یکسان باشند. مطالعات آزمایشگاهی استفاده از سیستم‌های دوگانه قاب خمشی با دیوار برشی دارای سختی جانبی ۱۰ برابر قاب خمشی، نشان داده است که در این حالت، قاب

خمشی نه تنها در پاسخ سازه در برابر بار جانبی چندان مؤثر نیست، بلکه در جذب انرژی نیز تأثیر ندارد، مگر آن‌که سختی و مقاومت این دو سیستم، تقریباً با یکدیگر مساوی باشند. در این مقاله نیز به علت وجود سیستم مهاربندی و سختی بالای مهاربند نسبت به قاب بتنی، ضریب نامعینی برابر یک در نظر گرفته می-شود.

۴-۳- ضریب میرایی

میرایی یک مفهوم عمومی است که اغلب برای بیان خاصیت جذب انرژی در قاب‌های ساختمانی به کار می‌رود. با توجه به این‌که انرژی جذب‌شده با رفتار هیستریزس یا رفتار لزجی انجام می‌گیرد، میرایی که از طریق هیستریزس در یک ساختمان در محدوده الاستیک صورت می‌گیرد، عموماً میرایی معادل لزجی نامیده شده و ۵٪ میرایی بحرانی، در نظر گرفته می‌شود. با توجه به این مطلب، استفاده از ضریب میرایی R_{ξ} به‌عنوان یکی از اجزای ضریب رفتار فقط هنگامی درست می‌باشد که المان‌های ویسکوز، به‌طور صریح در مراحل طراحی به حساب آورده شده باشند یا به‌عبارتی، نیروهای ناشی از میرایی به‌صورت صریح در فرآیند طراحی، لحاظ شده باشند. ضریب میرایی حاصله از تحقیقات (Dai و Qi، ۲۰۰۹) و اطلاعات ارائه‌شده در (Code، ۱۹۹۷، Transportation، ۲۰۰۶) برای میرایی لزجی ۵ درصد، برابر یک شده، بنابراین در این مقاله نیز مقدار ضریب میرایی، برابر یک در نظر گرفته می‌شود.

۴-۴- ضریب شکل‌پذیری

پارامترهای مربوط به ظرفیت تغییرمکان و شکل‌پذیری ارتباط نزدیکی با یکدیگر دارند. اما گاهی گیج‌کننده به نظر می‌رسند. مثلاً یک سازه با ظرفیت تحمل تغییرشکل‌های بزرگ، ممکن است شکل‌پذیری و نسبت شکل‌پذیری کوچکی داشته باشد، ولی یک سازه با ظرفیت تغییرمکان کم، شکل‌پذیری کوچک، اما نسبت شکل‌پذیری بزرگی داشته باشد. روابط مختلفی برای محاسبه R_{μ} ارائه شده‌اند که در این پژوهش، از روش یانگ استفاده شده است. قابلیت یک سازه در داشتن تغییرمکان بالاتر از حد خطی و جذب انرژی در تغییرشکل‌های بزرگ به‌وسیله رفتار غیرخطی را، شکل‌پذیری می‌گویند. معمولاً نسبت شکل‌پذیری به‌صورت زیر تعریف می‌شود (پورآسیابدری و سیاهکل، ۱۳۸۷):

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad , \quad \mu_{max} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

که در رابطه فوق، Δ_y ، Δ_u و Δ_m به‌ترتیب تغییر مکان جانبی نظیر لحظه ورود به حوزه غیرخطی، تسلیم و نهائی می‌باشد.

۴-۵- نحوه محاسبه ضریب رفتار

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش آور، نمودار برش پایه- تغییر مکان استخراج شده و با روش یانگ دوخطی می شود. برای محاسبه ضریب رفتار، قسمت الاستیک محدوده خطی به نحوی ادامه داده می شود، که سطح زیر نمودار الاستیک، با سطح زیر نمودار منحنی دوخطی، برابر باشد. از این طریق، ضریب رفتار و پارامترهای مربوط به آن را می توان به دست آورد. در شکل (۳) رفتار کلی سازه و در شکل (۴) سطح زیر نمودار محدوده الاستیک و دوخطی، نشان داده شده است.

همان طور که گفته شد، سطح زیر نمودار دو خطی، باید با سطح زیر نمودار محدوده الاستیک، برابر باشد که از آن ضریب ناشی از شکل پذیری و در نهایت ضریب رفتار، به دست می آید. مراحل به دست آوردن ضریب رفتار به صورت ذیل می باشد:

در گام اول، با توجه به شکل (۳)، می توان سختی الاستیک منحنی های پوش آور و دوخطی منطبق بر آن را، به دست آورد.

$$K_0 = K_E = \frac{V_S}{\Delta_S} = \frac{V_y}{\Delta_y} = \frac{V_E}{\Delta_E} \quad (5)$$

بر اساس روش یانگ ضریب ناشی از شکل پذیری، نسبت شکل پذیری، سطح زیر نمودار دو خطی (A_2) و سطح زیر نمودار الاستیک (A_1) به ترتیب از روابط (۶) تا (۹) به دست می آید.

$$R_{\mu} = \frac{V_E}{V_y} = \frac{\Delta_E}{\Delta_y} \quad (6)$$

$$\mu = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \quad (7)$$

$$A_1 = \frac{V_E \times \Delta_E}{2} \quad (8)$$

$$A_2 = \frac{V_y \times \Delta_y}{2} + \frac{(V_y + V_0) \times (\Delta_m - \Delta_y)}{2} \quad (9)$$

در روابط بالا، V_E نیروی برش پایه حد رفتار الاستیک سازه، V_y نیروی برش پایه الاستیک منحنی دو خطی، Δ_E تغییر مکان متناظر با V_E و Δ_y تغییر مکان متناظر با V_y می باشد. برای به دست آوردن V_E و Δ_E از اصل برابر بودن سطح زیر نمودارهای دو خطی و الاستیک، استفاده می شود. به عبارتی، با محاسبه A_2 مقادیر فوق از طریق روابط ریاضی، به دست می آید. بر اساس نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی، مقادیر V_s و Δ_s به راحتی و با تشخیص اولین شکست در نمودار پوش آور، مشخص می شود، که در نهایت توسط آن، می توان سختی الاستیک منحنی های پوش آور و دوخطی را به دست آورد. همچنین با استفاده از رابطه (۵) می توان نوشت:

$$V_E = K_E \Delta_E \quad (10)$$

با استفاده از رابطه (۸):

$$V_E = \frac{2A_1}{\Delta_E} \quad (11)$$

با مساوی قرار دادن روابط (۱۰) و (۱۱):

$$\Delta_E = \sqrt{\frac{2A_1}{K_E}} \quad (12)$$

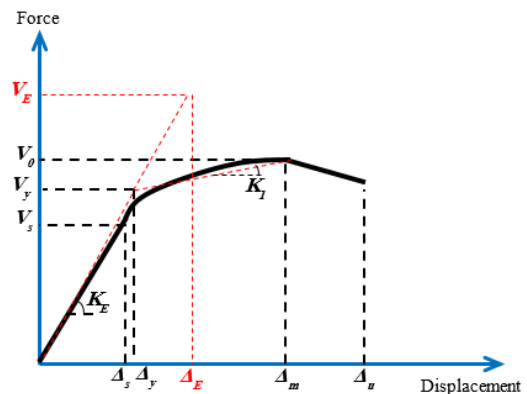
از طرفی باید $A_1 = A_2$ بوده و رابطه (۱۲) به صورت ذیل بازنویسی می شود:

$$\Delta_E = \sqrt{\frac{2A_2}{K_E}} \quad (13)$$

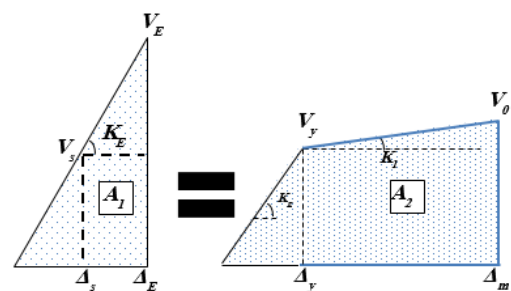
از رابطه (۵)، می توان مقاومت تسلیم منحنی دوخطی را محاسبه نمود:

$$V_y = K_E \Delta_y \quad (14)$$

پارامترهای V_0 و Δ_0 از خروجی های نرم افزار قابل محاسبه بوده و سطح زیر نمودارهای منحنی دوخطی (A_2)، با منحنی ظرفیت پوش آور، برابر است. بدین منظور، در نرم افزار اکسل به روش تبدیل سطح به ذوزنقه های کوچک و جمع آن ها، می توان به سادگی



شکل ۳- رفتار کلی سازه

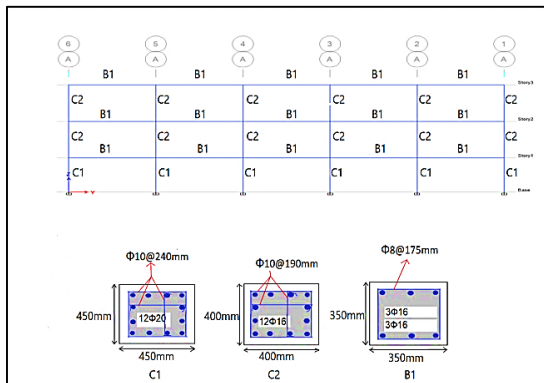


شکل ۴- برابر قرار دادن سطح زیر نمودار الاستیک و منحنی دوخطی

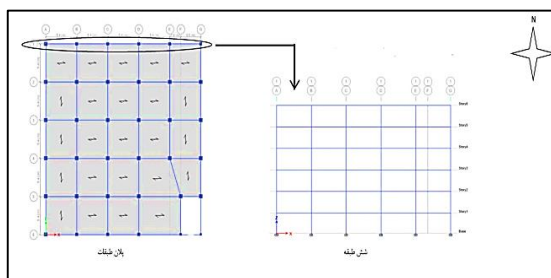
طبقات، ۵/۴۰ متر، ارتفاع طبقه اول ۲/۸ متر و ارتفاع سایر طبقات، ۳ متر می‌باشد. بارگذاری و ترکیب آن، مشابه قاب سه طبقه است.

جدول ۱- بار مرده و زنده قاب سه طبقه انتخاب شده

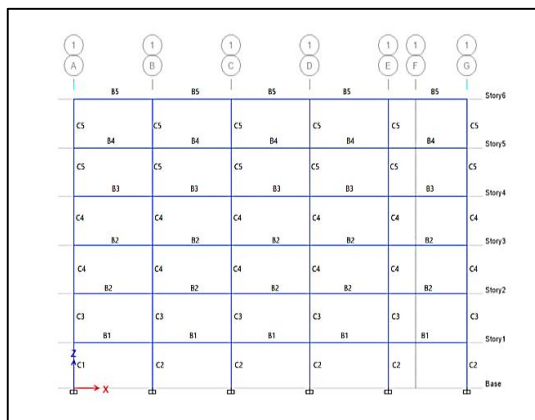
در بام kN/m		در طبقات kN/m	
تیر ۲-۱	تمامی تیرها به غیر از تیر ۲-۱	تیر ۲-۱	تمامی تیرها به غیر از تیر ۲-۱
DL=3.441	DL=0	DL=3.309	DL=0
LL=3.971	LL=0	LL=5.295	LL=0



شکل ۶- تیپ بندی اعضا و جزئیات اجرایی قاب سه طبقه



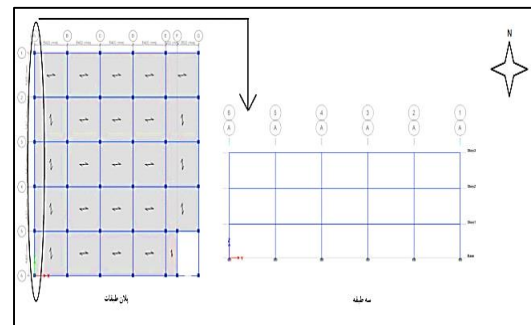
شکل ۷- پلان طبقات و قاب انتخاب شده از ساختمان شش طبقه



شکل ۸- تیپ بندی اعضای قاب شش طبقه

مساحت زیر نمودار پوش آور را به دست آورد. سپس با استفاده از رابطه (۱۴) و فرمول نویسی های مربوطه در نرم افزار اکسل با آزمون و خطا، مقدار Δy را چنان می‌یابیم که مقدار سطح زیر نمودار منحنی دوخطی، با مساحت منحنی پوش آور برابر شود. لازم به ذکر است، بر اساس شکل (۵) همواره $\Delta y > \Delta s$ می‌باشد. لذا برای حدس Δy اعداد بزرگتر از Δs امتحان می‌شود. پس از محاسبه مقادیر Δy و Δz از روابط (۱۲) تا (۱۴)، به ترتیب V_y ، V_E و ΔE به دست می‌آید. در نهایت از روابط (۳) و (۶)، مقادیر ضریب ناشی از شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل می‌گردد. همچنین رابطه (۱)، بر اساس موارد گفته شده در بندهای (۱-۴) و (۴-۴)، به صورت ذیل بازنویسی می‌شود:

$$R = R_{\mu} R_S \quad (15)$$



شکل ۵- پلان طبقات و قاب انتخاب شده از ساختمان سه طبقه

۵- معرفی مدل های پیشنهادی

در این پژوهش دو ساختمان سه و شش طبقه، با استفاده از نرم افزار ایتبس (Patel and Shah، ۲۰۱۱) طراحی شده، سپس از هر کدام از آن‌ها، یک قاب استخراج و برای انجام مراحل بعدی به نرم افزار سائزمواستراکچرز (مقمانی و اسماعیلی، ۱۳۹۳) منتقل شده‌اند.

۵-۱- قاب سه طبقه

در شکل (۵) با تیپ بندی اعضا و جزئیات اجرایی نشان داده شده در شکل (۶)، تمامی دهانه‌ها در پلان طبقات، ۵/۴۰ متر بوده، ارتفاع طبقه اول ۲/۸ متر و ارتفاع سایر طبقات، ۳ متر می‌باشد. بارگذاری قاب انتخاب شده، مطابق جدول (۱) است. ترکیب بار مورد استفاده برای بارگذاری قاب مورد نظر به منظور استفاده در تحلیل پوش آور، $1.25D+0.5L+E$ می‌باشد.

۵-۲- قاب شش طبقه

در شکل (۷) با تیپ بندی اعضا و جزئیات اجرایی نشان داده شده در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰)، تمامی دهانه‌ها در پلان

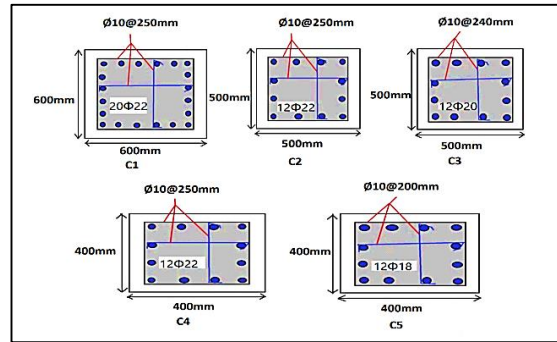
مفاصل پلاستیک مؤلفه شکل‌پذیر محوری در دو انتها و وسط طول بادبندی فشاری و تمام طول بادبندی کششی تعریف شده است. تنش تسلیم میلگرد و بادبندی به ترتیب، $F_y=400,240\text{MPa}$ ، مقاومت مشخصه بتن $f'_c=25\text{MPa}$ و مدول یانگ بتن $E_c=26517\text{MPa}$ در نظر گرفته شده است.

۵-۳- مدل‌سازی قاب‌های انتخاب‌شده در نرم‌افزار سائزمواستراکچرز

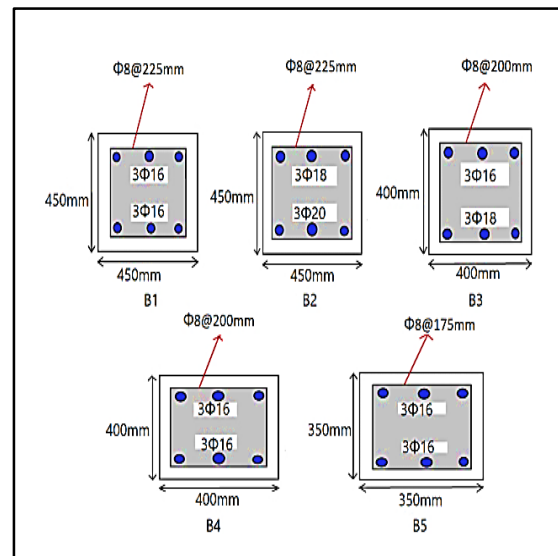
در این پژوهش، از نرم‌افزار المان محدود سائزمواستراکچرز جهت مدل‌سازی و تحلیل استاتیکی غیرخطی استفاده شده است. این نرم‌افزار توانایی حل محدوده وسیعی از مسائل مهندسی اعم از تحلیل‌های خطی ساده تا شبیه‌سازی‌های غیرخطی پیچیده را دارد. لازم به ذکر است که تغییر مکان هدف برای تحلیل پوش‌آور، تقریباً به میزان دو درصد ارتفاع سازه، در نظر گرفته شده است. همچنین جهت ایجاد مدل در نرم‌افزار فرضیات زیر در نظر گرفته می‌شود:

- المان‌های اختصاص داده‌شده در نرم‌افزار سائزمواستراکچرز برای تیر، ستون و المان پیشنهادی از نوع پوسته‌ای است که در هر گره، سه درجه آزادی انتقالی و سه درجه آزادی دورانی دارد.
- قاب‌های بدون بادبندی از نوع خمشی بوده، بنابراین اتصالات بین تیرها و ستون‌ها کاملاً گیردار هستند. همچنین از بادبندی فلزی شورون جهت مقاوم‌سازی قاب خمشی بتنی، استفاده شده و اتصال بادبندی به تیر و ستون‌های بتنی، به صورت مفصلی می‌باشد.
- مقاطع تیر و ستون‌های بتنی با استفاده از نرم‌افزار ایتیس طراحی شده‌اند، ولی برای بادبندی شورون، مطابق با مقاله مرجع (اکبری و ماهری) از فولاد با مقطع box10 استفاده شده است.
- بادبندی‌های استفاده‌شده از نوع کمانش‌پذیر بوده و فقط برای جذب انرژی استفاده شده‌اند.

تغییر شکل حاصله در نرم‌افزار سائزمواستراکچرز برای قاب‌های ساده و مهاربندی‌شده، در شکل (۱۲) نشان داده شده است.

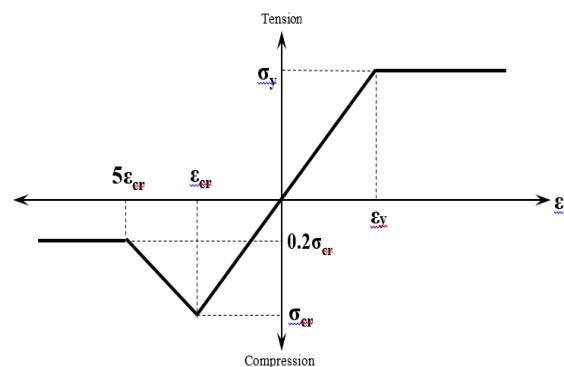


شکل ۹- جزئیات اجرایی ستون‌های قاب شش طبقه



شکل ۱۰- جزئیات اجرایی تیرهای قاب شش طبقه

در این مطالعه از مدل ارائه‌شده توسط Goal و Jain استفاده شده که مورد تأیید FEMA-274 نیز قرار دارد. در این روش رفتار بادبند در کشش و فشار مطابق نمودار شکل (۱۱) مدل می‌شود که در آن نیروی فشاری پس کمانش برابر ۲۰٪ نیروی کمانش بادبند می‌باشد.



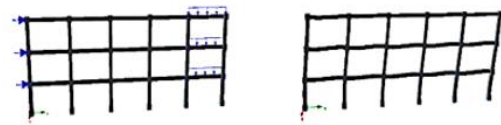
شکل ۱۱- مدل رفتار بادبندی‌ها (FEMA-274)

اضافه مقاومت قاب‌های بتنی دارای مهاربند شورون، نسبت به قاب مهار نشده مشابه، در جداول (۲) و (۳) نشان داده شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، افزودن بادبندی شورون با مقطع 10×10 ، به صورت قابل توجهی باعث بهبود ضریب رفتار (سه) و شش طبقه به ترتیب یکنواخت $0.77/60$ و $0.31/66$ - مثلی یکنواخت $0.69/29$ و $0.38/16$ ، سختی اولیه (سه و شش طبقه به ترتیب یکنواخت $0.32/95$ و $0.71/88$ - مثلی $0.30/70$ و $0.4/80$) و نسبت شکل‌پذیری (یکنواخت $0.204/84$ و $0.45/96$ - مثلی $0.161/30$ و $0.54/27$) قاب‌های مورد مطالعه شده است، که یکی از علل این موضوع، می‌تواند اتصال بادبندی شورون به وسط تیرها باشد. به دلیل این‌که، خیز بیشینه، در وسط تیرها اتفاق می‌افتد، اگر بادبندی شورون به وسط تیر متصل شود، انرژی بیشتری را به خود جذب کرده و از با توجه به این‌که ضریب رفتار با جذب انرژی رابطه مستقیم دارد، ضریب رفتار نیز افزایش یافته و به صورت کلی رفتار سازه، بهبود می‌یابد.

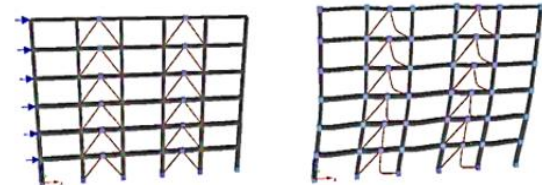
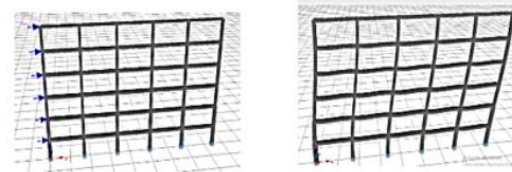
با توجه نتایج حاصله، در مدل سه طبقه، پارامترهای مختلف از قبیل ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری، نسبت به مدل شش طبقه بهبود بیشتری داشت که یکی از علل این موضوع، می‌تواند استفاده از بادبندی با مقطع 10×10 ، برای هر دو مدل سه و شش طبقه باشد.

جدول ۲- نتایج مدل سه طبقه

پارامتر محاسباتی	خمشی - یکنواخت	خمشی - مثلی	ترکیبی - یکنواخت	ترکیبی - مثلی
V_S (kN)	۴۵۷	۳۵۷	۱۹۵۰	۱۶۶۰
Δ_s (mm)	۴۵/۹	۴۳/۹	۱۵/۳	۱۶/۳
$K_0 = K_E$	۹/۹۵	۸/۱۳	۱۲۷/۴۵۱	۱۰۱/۸۴
V_0 (kN)	۶۹۴/۳۳	۵۸۴/۰۸	۲۵۸۰/۴۸	۲۳۵۵/۶۵
Δ_m (mm)	۲۰۴	۲۰۴	۲۰۴	۲۰۴
V_y (kN)	۶۱۵/۲۸	۴۹۲/۷۴	۲۵۸۳/۸۹	۲۳۶۵/۲۷
Δ_y (mm)	۶۱/۷۹۷	۶۰/۵۹۲	۲۰/۲۷۳۶	۲۳/۲۲۵۳
A_2 (mm ²)	۱۱۲۱۲۶	۹۲۱۴۰/۷	۵۰۰۶۰۹	۴۵۴۱۷۹
K_1	۰/۵۵۵	۰/۶۳۶	-۰/۱۸۵۴	-----
Δ_E (mm)	۱۵۰/۰۷	۱۵۰/۵۳	۸۸/۶۳	۹۴/۴۴
V_E (kN)	۱۴۹۴/۲	۱۲۲۴/۱۷	۱۱۲۶۹/۲۹	۹۶۱۸/۰۹
K (kN/mm)	۱۰/۳۸	۱۱/۸۹	۱۳/۸۰	۱۵/۵۴
R_S	۱/۳۴	۱/۳۸	۱/۳۲	۱/۴۲
R_μ	۲/۴۲	۲/۴۸	۴/۳۷	۴/۰۶
R	۳/۲۶	۳/۴۲	۵/۷۹	۵/۷۹
μ	۳/۳۰	۳/۳۶	۱۰/۰۶	۸/۷۸



(الف)



(ب)

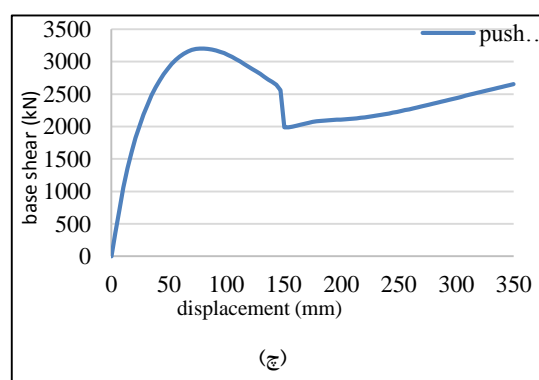
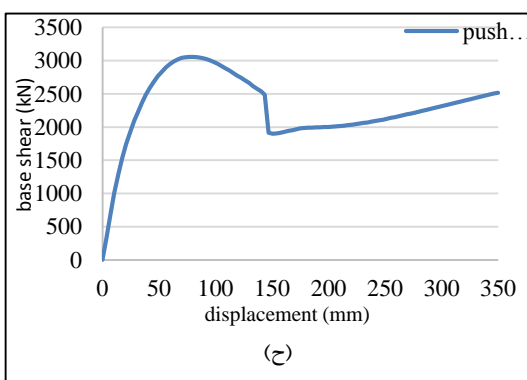
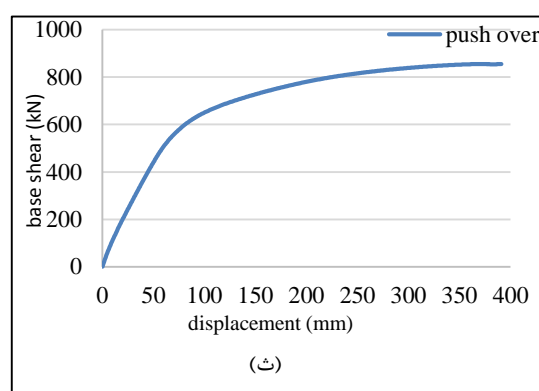
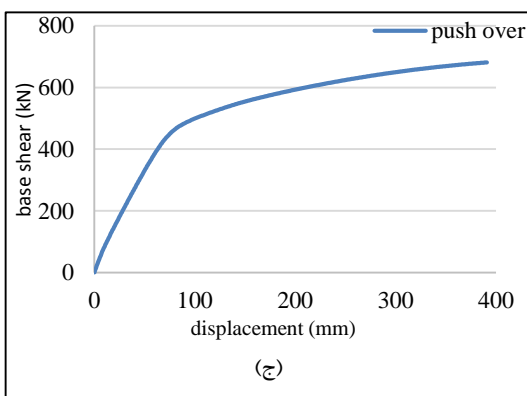
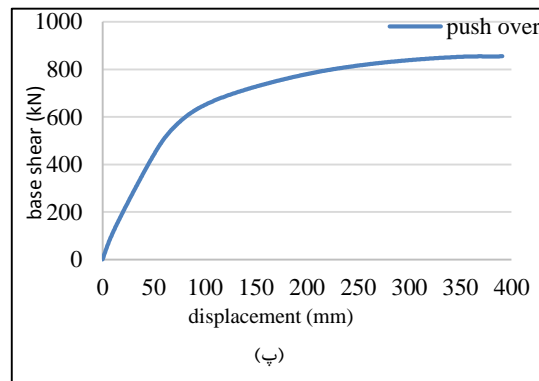
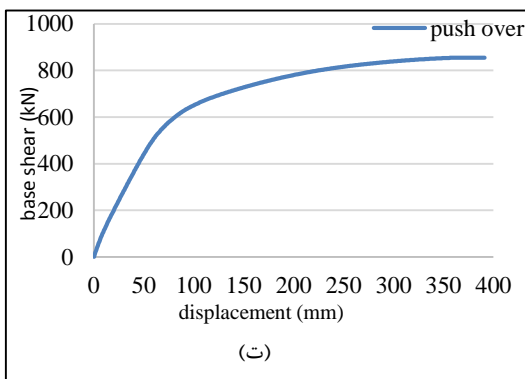
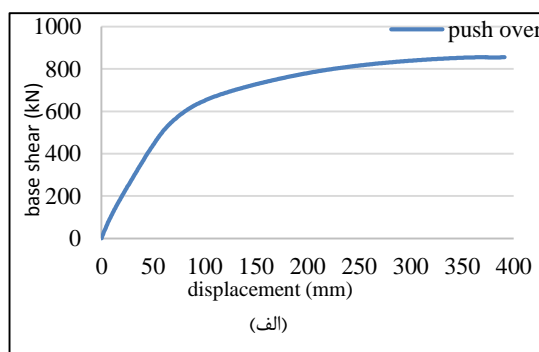
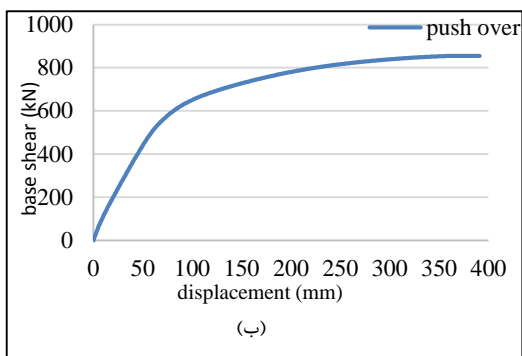
شکل ۱۲- تغییر شکل قاب‌های مدل سازی شده در نرم افزار ساینمو استراکچرز: (الف) سه طبقه، (ب) شش طبقه

۶- نتایج تحلیل و بحث

در شکل (۱۲)، نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی به صورت نمودارهای نیرو- تغییر مکان، برای قاب‌های خمشی و قاب‌های مسلح شده با بادبندی شورون نشان داده شده است. بر این اساس، افزودن بادبندی فولادی شورون به قاب بتنی، باعث بهبود قابل توجه ضریب رفتار و نسبت شکل‌پذیری قاب شده، که مقادیر آن به صورت مطلق و نسبی، در بخش نتیجه‌گیری بیان شده است. در شکل‌های (۱۳)، نمودارهای ظرفیت استخراج شده از نرم‌افزار ساینمو استراکچرز، برای مدل‌های مورد مطالعه، نشان داده شده است.

پس از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش‌آور، نمودار برش پایه - تغییر مکان تمام مدل‌ها، استخراج و به روش یانگ دوخطی شده و مقادیر ضریب رفتار، به دست آمده است. در شکل (۱۴) نمونه‌ای از نمودار دوخطی شده مسلح به مهاربند شورون نشان داده شده است.

نتایج حاصل، به صورت مقایسه تأثیر مهاربند شورون بر ضریب رفتار، نسبت شکل‌پذیری، ضریب ناشی از شکل‌پذیری و ضریب



شکل ۱۳- نمودارهای ظرفیت استخراج شده از نرم افزار ساینمو استراکچرز برای مدل های مورد مطالعه: الف) قاب ساده سه طبقه بدون بادبندی تحت بار جانبی یکنواخت، ب) قاب ساده سه طبقه بدون مهاربند تحت بار جانبی مثلثی، پ) قاب سه طبقه مسلح شده با مهاربند شورون تحت بار جانبی یکنواخت، ت) قاب سه طبقه مسلح شده با مهاربند شورون تحت بار جانبی مثلثی، ج) قاب ساده شش طبقه بدون مهاربند تحت بار جانبی مثلثی، ث) قاب ساده شش طبقه بدون مهاربند تحت بار جانبی یکنواخت، چ) قاب شش طبقه مسلح شده با مهاربند شورون تحت بار جانبی یکنواخت، ح) قاب شش طبقه مسلح شده با مهاربند شورون تحت بار جانبی مثلثی

با توجه به این که افزودن بادبندی به قاب خمشی، باعث بهبود رفتار سازه هم در مدل سه طبقه و هم در مدل شش طبقه شده است، می توان نتیجه گرفت که افزودن بادبندی فولادی شورون به سازه بتنی، هم در سازه های کوتاه مرتبه و هم در سازه های میان مرتبه، باعث بهبود قابل قبول رفتار آن می شود. بنابراین، توصیه می شود برای مقاوم سازی سازه های بتنی که قبلاً طراحی شده اند و امکان طراحی مجدد و قوی تر کردن اجزای قاب خمشی (تیر و ستون ها) آن ها وجود ندارد، از افزودن بادبندی فولادی شورون، به عنوان روشی برای افزایش مقاومت این نوع قاب ها در برابر بارهای وارده، استفاده شود. پیشنهاد می شود برای تکمیل نتایج در مطالعات آتی، میزان بهبود پارامترهای جدیدتر سنجش مقاومت، مانند قابلیت اطمینان، تراز اعتماد عملکرد و حاشیه ایمنی فروریزش قاب های خمشی بتنی مسلح شده با بادبندی فولادی شورون، محاسبه گردد.

۷- جمع بندی نتایج

نوع الگوی بار جانبی، تأثیر چندانی بر پارامترهای به دست آمده از قبیل ضریب رفتار، نسبت شکل پذیری و ... ندارد. مقادیر مربوط به افزایش ضریب رفتار، سختی و نسبت شکل پذیری، به ترتیب برابر درصد های زیر است:

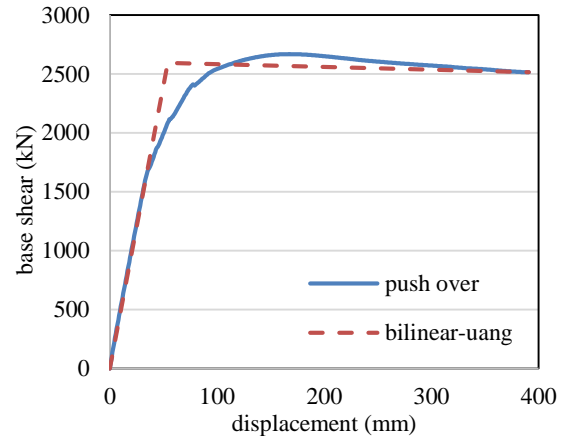
- مدل سه طبقه تحت بار جانبی یکنواخت: $۰.۷۷/۶۰$ ، $۰.۳۲/۹۵$ و $۰.۲۰۴/۸۴$
- مدل سه طبقه تحت بار جانبی مثلثی: $۰.۶۹/۲۹$ ، $۰.۳۰/۷۰$ و $۰.۱۶۱/۳۰$
- مدل شش طبقه تحت بار جانبی یکنواخت: $۰.۳۱/۶۶$ ، $۰.۷/۸۸$ و $۰.۴۵/۹۶$
- مدل شش طبقه تحت بار جانبی مثلثی: $۰.۳۸/۱۶$ ، $۰.۴/۸۰$ و $۰.۵۴/۲۷$

پارامترهای مربوط به ساختمان سه طبقه، نسبت به ساختمان شش طبقه، بهبود بیشتری نشان می دهد. انرژی جذب شده زیاد توسط بادبندی شورون علی رغم انتخاب مقطع ضعیف 10×10 ، نشان می دهد که بادبندی های شورون، از سختی بسیار بالایی برخوردار بوده و رفتار سازه را به مقدار بسیار زیادی، بهبود می بخشد.

۸- مراجع

اسفندی سرافراز م، دانش ف، "مقاوم سازی خمشی ستون های بتن مسلح با استفاده از میلگردهای کامپوزیتی مدفون در سطح"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه امیرکبیر، ۱۳۹۸، ۵۱، ۱۲۸-۱۹.

اکبری ر، ماهری م ر، "بررسی ضریب رفتار سیستم سازه ای قاب بتن مسلح مقاوم شده با بادبند فولادی"، اولین کنفرانس



شکل ۱۴- نمونه ای از منحنی دوخطی شده به روش یانگ

جدول ۳- جمع بندی نتایج مربوط به مدل شش طبقه

پارامتر محاسباتی	خمشی- مثلثی	خمشی- مثلثی	ترکیبی- یکنواخت	ترکیبی- مثلثی
V_S (kN)	۵۰۸/۸۴	۳۹۴	۱۸۸۰	۱۶۵۰
Δ_s (mm)	۶۰/۲	۶۱/۷۷	۲۹/۷	۳۴/۴
$K_0 = K_E$	۸/۴۵	۶/۳۸	۶۳/۲۹	۴۷/۹۶
V_0 (kN)	۸۵۵/۱۰	۶۸۱/۱۹	۲۷۶۰	۲۵۱/۱۹
Δ_m (mm)	۳۹۱	۳۹۱	۳۹۱	۳۹۱
V_y (kN)	۷۱۹/۱۹۴	۵۳۲/۱۴	۳۰۱۴/۳۸	۲۵۹/۲۷
Δ_y (mm)	۸۵/۰۸	۸۳/۳۸۲	۴۷/۶۰۵	۵۱/۰۸۶۶
A_2 (mm ²)	۲۷۱۳۹۵	۲۰۸۸۰۸	۸۵۵۱۵۹	۹۳۰۷۱
K_1	۰/۴۴۴	۰/۴۸۴	-۰/۹۳۳	-۰/۲۲۷
Δ_E (mm)	۲۵۳/۴۱	۲۵۵/۸۰	۱۶۴/۳۷	۱۹۶/۹۹
V_E (kN)	۲۱۴۱/۹۰	۱۶۳۲/۵۵	۱۰۴۰۴/۹۳	۹۴۴/۹۹
K (kN/mm)	۱۴/۷۲	۱۶/۰۵	۱۵/۹۸	۱۶/۸۲
R_S	۱/۴۱	۱/۳۴	۱/۶۰	۱/۵۷
R_μ	۲/۹۸	۳/۰۶	۳/۴۵	۳/۶۴
R	۴/۲۰	۴/۱۴	۵/۵۳	۵/۷۲
μ	۴/۵۹	۴/۶۸	۶/۷۰	۷/۲۲

با توجه به این که مدل شش طبقه، تعداد طبقات بیشتری دارد، در صورت استفاده از بادبندی قوی تر برای این مدل، امکان داشت نتایج این مدل هم مانند مدل سه طبقه، بهبود رفتار بسیار زیادتری داشته باشد. ضریب رفتار سیستم با قاب خمشی متوسط در آیین- نامه ۲۸۰۰، برابر ۵ است. این مقدار برای مدل های مورد مطالعه در این تحقیق، کم تر از مقدار مندرج در آیین نامه ۲۸۰۰، به دست آمد. یکی از علل این موضوع، طراحی اولیه بهینه مدل ها می باشد، که باعث اضافه مقاومت کم تری در سازه شده و چون ضریب رفتار با اضافه مقاومت رابطه مستقیم دارد، بنابراین ضریب رفتار هم مقدار کم تری به دست آمده است. مساحت زیر نمودارها، با استفاده از نرم افزار اکسل و تقسیم کردن سطح زیر نمودار به متوازی الاضلاع های کوچک تر، محاسبه شده اند.

CFRP و فولاد مقاومت بالا"، نشریه علوم و مهندسی زلزله، ۱۳۹۸، ۶ (۱)، ۳۹-۱۵.

گرامی م، سیاه‌بلو ن، وهدانی ر، "ارزیابی نیازهای غیرارتجاعي تغییر شکل در قباب های منظم فولادی به کمک روش بار افزون"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، انتشار آنلاین از تاریخ ۱ آبان ۱۴۰۰.

مقانی م ح، حاجی‌میر اسماعیلی س م، "کتاب راهنمای جامع نرم‌افزار Seismo struct"، هدایت، تهران، ۱۳۹۳.

موسوی خلخالی س ع، پورشاء م، افشین ح، چناقلو م ر، "مقایسه روش های ارزیابی سریع آسیب‌پذیری لرزه‌ای برای ساختمان‌های مسکونی در تبریز با به‌کارگیری فرآیند تحلیل سلسله‌مراتبی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۸، ۴۹ (۱)، ۳۷-۲۳.

Asgarian, B, Shokrgozar HR, "BRBF response modification factor", Journal of Constructional Steel Research, 2009, 65, 290-98.

Bush TD, Jones EA, James O, Jirsa JO, "Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing", Journal of Structural Engineering, 1991, 117, 1115-26.

Code, Uniform Building. "Uniform building code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA., 1997.

Dai, Hongjun, Ai Qi, "Analysis of performance of reinforced concrete frame structure with staircase based on ETABS", Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration, 2009, 6.

Goel, Subhash C, Lee H, "Seismic strengthening of RC structures by ductile steel bracing system", Proc. 4th US NCEE, 1990, 12, 645-66.

Jones, Elizabeth A, James Otis Jirsa, "Seismic strengthening of a reinforced concrete frame using structural steel bracing" (hil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of Civil ..., 1986.

Ohishi, Hiroshi, Masatsune Takahashi, Yoshitoshi Yamazaki, "A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city", Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, 1988, 415-20.

Shah, Mrugesh D, Sumant B, Patel. "Nonlinear static analysis of RCC frames (software implementation ETABS 9.7)", National Conference on Recent Trends in Engineering & Technology, 2011, 1-6.

Transportation, California Department of. "Caltrans seismic design criteria", Caltrans Sacramento, CA., 2006.

Uang, Chia-Ming. "Establishing R (or R W) and C d factors for building seismic provisions", Journal of Structural Engineering, 1991, 117, 19-28.

Whittaker, Andrew S, Chia-Ming Uang, Vitelmo Victorio Bertero, "Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure (Earthquake Engineering Research Center", College of Engineering, University, 1987.

ایمن‌سازی و بهسازی سازه‌ها، تهران، دانشگاه امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)، ۱۳۸۱.

امیدعلیزاده م، شایانفر ج، نعمت‌زاده م، "ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح مقاوم‌سازی شده با استفاده از سیستم ژاکت بتنی"، نشریه مهندسی عمران مدرس، ۱۳۹۷، ۱۸ (۳)، ۳۵-۲۵.

ایرجی ا، دانش م، "ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های با قاب خمشی ویژه تقویت شده با بادبند همگرای شورون"، چهارمین کنفرانس صنعت ساختمان، تهران، دانشگاه تهران، ۱۳۹۹.

بیرقی ح، "اثر تقویت دیوار برشی بتنی با کمک مهاربند کمانش‌ناپذیر تحت نگاشت حوزه دور و نزدیک"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۸، ۴۹ (۱)، ۳۳-۲۳.

پورآسیابدری ع، صفری سیاهکل م، "معرفی برنامه تعیین ضریب رفتار سازه به روش دوخطی کردن نمودار ظرفیت"، همایش ملی مقاوم‌سازی ایران، یزد، دانشگاه یزد، ۱۳۸۷.

پهلوان ح، ناصری ع، عین‌الهی آ، "ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های بتن‌آرمه مقاوم‌سازی شده با روش ژاکت فولادی ستون‌ها به روش احتمالاتی"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه امیرکبیر، ۱۳۹۸، ۵۱ (۳)، ۸۸-۵۱.

حجازیان س ع، بخشی ح، "بررسی انواع روش‌های مقاوم‌سازی لرزه‌ای و تعمیر سازه‌های آسیب‌دیده"، پانزدهمین کنفرانس دانشجویان عمران سراسر کشور، دانشگاه ارومیه، ۱۳۹۳.

مدندوست ر، میرعبدالمجید م، طاهری ا، "ضریب رفتار قاب بتنی تقویت شده با مهاربند فولادی و ستون‌های پوشش شده"، ششمین کنفرانس بین‌المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، ۱۳۸۲.

رسولی ا، قربانی ع، "ارزیابی اقتصادی روش‌های رایج مقاوم‌سازی سازه‌های بتن‌آرمه با استفاده از تحلیل پوش‌آور"، نشریه عمران و پروژه، ۱۳۹۸، ۱ (۴)، ۳۹-۲۷.

سلاجقه ج، حبیبی‌پور ر، "بررسی ضریب رفتار قاب بتنی تقویت شده با مهاربند فولادی واگرا (EBF)، پنجمین کنفرانس بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ۱۳۸۶.

فرزام م، غنی‌زاده م، سروقدمقدم ع، "بررسی عملکرد لرزه‌ای دیوار برشی کوتاه شکافدار"، نشریه مهندسی عمران و محیط زیست دانشگاه تبریز، ۱۳۹۸، ۴۹ (۱)، ۱۰۷-۱۱۶.

کارگران ع، خیرالدین ع، "مقاوم‌سازی لرزه‌ای ستون‌های کوتاه بتن‌آرمه به روش سطحی و نزدیک به سطح با صفحات

EXTENDED ABSTRACT

Investigating Effect of Chevron Bracing on Coefficient of Behavior and Ductility Ratio of Reinforcement Concrete Structures

Masood Danesh^{a*}, Akbar Alizadeh^b

^a Khoy Faculty of Civil Engineering, Urmia University, Khoy, 58159-14853, Iran

^b Khoy Engineering System, Khoy, Iran

Received: 05 March 2019; **Accepted:** 13 September 2020

Keywords:

Strengthening, Chevron Steel Brace, Concrete Frame, Coefficient of Behavior, Ductility Ratio

1. Introduction

Earthquake is an unpredictable and destructive event that affects most of the urban regions. It is a necessary job to reduce the earthquake damages to a minimum level. The supervision of an especial organization on design principles is an effective solution to minimize structures damages. On the other hand, there are plenty of buildings that have been constructed before the establishment of supervision organizations. Two solutions can be introduced to these structures. The first is demolition and reconstruction; the second is retrofitting. The first is not satisfactory because of its high cost, however, the second is usually preferred. The second solution is cost-effective and has been proved that can be useful to minimize the seismic risks. One of the methods to retrofit concrete structures is using steel bracings. Chevron bracings were used in this paper to retrofit the concrete structure. The changes in seismic parameters like the coefficient of behavior, initial stiffness, absorbed amount of energy, and ductility ratio were calculated.

2. Methodology

The coefficient of the behavior of concrete structures braced with steel chevron bracings was assessed in this paper to investigate damaged buildings under earthquakes, to retrofit the buildings that have not been designed in accordance with today codes, and to assess the number of changes in increasing strength, stiffness, and ductility ratio. A three-story and a six-story structures in a region with high seismic risk were analyzed and designed via using the commercial software ETABS. One frame was extracted from both of these structures and then simulated and push-over analyzed using SEISMOSTRUCTURES code. Then capacity diagrams of both of them were extracted. The diagrams converted to the state of two-lineation using the Young method, and then the coefficient of behavior and other parameters were calculated. The results showed that the coefficient of behavior and ductility ratio of the studied structures were improved by using steel bracings in the concrete structures.

3. Results and discussion

3.1 Capacity curve and calculated parameters

This curve converted to the state of two-lineation using the Young method.

* Corresponding Author

E-mail addresses: m.danesh@uut.ac.ir (Masood Danesh), akbar2019alizadeh@yahoo.com (Akbar Alizadeh).

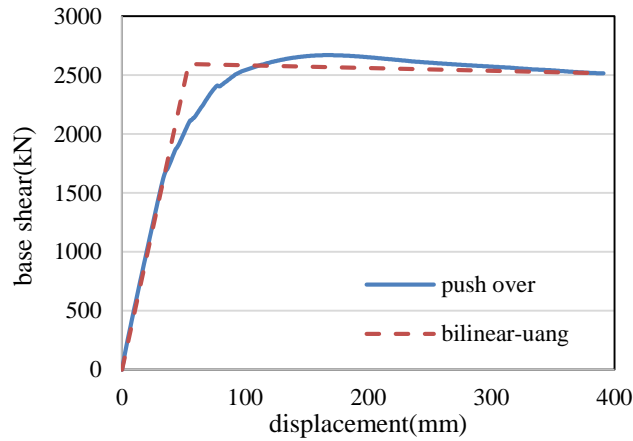


Fig. 1. The capacity curve for one of the models

The coefficient of behavior (R) and ductility ratio (μ) for different models are as follows:

Table. 1. The 3-stories

	Frame under uniform lateral load without Chevron steel brace	Frame under Triangular lateral load without Chevron steel brace	Frame under uniform lateral load with Chevron steel brace	Frame under Triangular lateral load with Chevron steel brace
R	3.26	3.42	5.79	5.79
μ	3.30	3.36	10.06	8.78

Table. 2. The 6-stories

	Frame under uniform lateral load without Chevron steel brace	Frame under Triangular lateral load without Chevron steel brace	Frame under uniform lateral load with Chevron steel brace	Frame under Triangular lateral load with Chevron steel brace
R	4.20	4.14	5.53	5.72
μ	4.59	4.68	6.70	7.22

3.2. Comparison between absorbed energy of moment frame and frame retrofitted with steel chevron bracing

3.2.1. The 3-stories model:

Under uniform lateral loading without steel chevron brace = 112126.6 mm²
 Under triangular lateral loading without steel chevron brace = 92141.03 mm²
 Under uniform lateral loading with steel chevron brace = 500609.2 mm²
 Under triangular lateral loading with steel chevron brace = 454179.4 mm²

3.2.2. The 6-stories model:

Under uniform lateral loading without steel chevron brace = 271395.9 mm²
 Under triangular lateral loading without steel chevron brace = 208808.7 mm²
 Under uniform lateral loading with steel chevron brace = 855158.5 mm²
 Under triangular lateral loading with steel chevron brace = 930713.4 mm²

4. Conclusions

The pattern for the type of lateral loading has little effect on seismic parameters.

The amount of increase in the Coefficient of behavior (R) and ductility ratio (μ) for different models are as the following:

- Three-story model under uniform lateral loading: 77.6% , 204.84%
- Three-story model under triangular lateral loading: 69.29% , 161.30%
- Six-story model under uniform lateral loading: 31.66% , 45.96%
- Six-story model under triangular lateral loading: 38.16% , 54.27%

- The improvement in seismic parameters of the three-story model was better than that of the six-story model.

5. References

- Asgarian B, Shokrgozar HR, "BRBF response modification factor", *Journal of Constructional Steel Research*, 2009, 65, 290-98.
- Bush TD, Jones EA, James O, Jirsa JO, "Behavior of RC frame strengthened using structural steel bracing", *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117, 1115-26.
- Code, Uniform Building, "Uniform building code", International Conference of Building Officials, Whittier, CA., 1997.
- Dai H, Ai Q, "Analysis of performance of reinforced concrete frame structure with staircase based on ETABS", *Journal of Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 6, 2009.
- Goel Subhash C, Lee H, "Seismic strengthening of RC structures by ductile steel bracing system", *Proc. 4th US NCEE*, 1990, 12, 645-666.
- Jones, Elizabeth A, James Otis Jirsa, "Seismic strengthening of a reinforced concrete frame using structural steel bracing (Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, Department of Civil ...)", 1986.
- Ohishi H, Masatsune T, Yoshitoshi Y, "A seismic strengthening design and practice of an existing reinforced concrete school building in Shizuoka city", *Proceedings of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, 1988, 415-420.
- Shah, Mrugesh D, Sumant B Patel. "Nonlinear static analysis of RCC frames (software implementation ETABS 9.7)", *National Conference on Recent Trends in Engineering & Technology*, 2011, 1-6.
- Transportation, California Department of. "Caltrans seismic design criteria", Caltrans Sacramento, CA., 2006.
- Uang, Chia-Ming. "Establishing R (or R_w) and C_d factors for building seismic provisions", *Journal of Structural Engineering*, 1991, 117, 19-28.
- Whittaker, Andrew S, Chia-Ming Uang, Vitelmo Victorio Bertero. "Earthquake simulation tests and associated studies of a 0.3-scale model of a six-story eccentrically braced steel structure (Earthquake Engineering Research Center", College of Engineering, University, 1987.