

Investigation of steel buildings response equipped with buckling-restrained braces against progressive collapse

Yaghoub Mohammadi^{*1}, Meysam Bagheri Pourasil²

1- Ph.D., Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran.

2- M.Sc., Civil Engineering Department, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran

ABSTRACT

In the present study, the use of buckling-restrained braces (BRBs) has been evaluated as a research innovation aimed at reducing the potential of progressive collapse in steel braced frames. These braces prevent the overall buckling of brace and provide much more energy absorption than conventional convertible bracing systems. For this purpose, three-dimensional finite element models of 4, 8, and 12-story buildings were simulated in two modes using ordinary and buckling braces and their response against progressive collapse was evaluated. The progressive collapse analysis was carried out using an alternative load path method and the response of the structures to column removal was investigated. Simulation of models was done using ABAQUS software. Also, the accuracy of the finite element method used in simulating the models was evaluated and a suitable agreement between the results was observed. The most significant results show that in steel frames that have BRBs, less stresses have been created compared with conventional steel braces. In all cases, BRBs with internal energy absorption of the structure have caused lower stresses to other structure member, thereby reducing the potential of progressive collapse. Also, the use of BRBs has reduced the rotation of the beam to column connection, compared to conventional bracing. This effect is especially noticeable in buildings with higher altitudes; the maximum amount of joint rotation corresponding to the 12-story building with BRBs has been reduced by 21% compared with the conventional braces. The reason for this is that, in buckling-restrained braces, the members are able to withstand a pressure above the tensile yield strength, and, unlike ordinary systems, the inherent ductility is due to the occurrence of yield in pressure before it begins to buckle.

ARTICLE INFO

Receive Date: 20 October 2018

Revise Date: 06 April 2019

Accept Date: 21 April 2019

Keywords:

*Progressive collapse
Buckling-restrained brace
Finite element method
Alternate load path method
BRB*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2019.153064.1688

*Corresponding author: Yaghoub Mohammadi

Email address: yaghoubm@uma.ac.ir

بررسی پاسخ ساختمان‌های فولادی مجهز به مهاربندهای کمانش ناپذیر در برابر خرابی

پیشرونده

یعقوب محمدی^{*}، میثم باقری پوراصیل^۲

۱- دانشیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران

چکیده

در مطالعه حاضر استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر که به دلیل جلوگیری از کمانش مهاربند، قابلیت جذب انرژی بسیار بیشتری را نسبت به سیستم های رایج مهاربندی همگرا فراهم می آورند، به عنوان نوآوری تحقیق با هدف کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده در قاب‌های فولادی مهاربندی شده مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور مدل اجزاء محدود سه بعدی ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت استفاده از مهاربندهای معمولی و کمانش ناپذیر شبیه سازی شدند و پاسخ آنها در برابر خرابی پیشرونده مورد ارزیابی قرار گرفته است. بررسی خرابی پیشرونده با استفاده از روش مسیر بار جایگزین صورت پذیرفت و پاسخ سازه ها در برابر حذف ستون مورد بررسی قرار گرفت. شبیه‌سازی مدل‌ها با استفاده از نرم افزار ABAQUS انجام شد. همچنین صحت روش اجزاء محدود مورد استفاده در شبیه سازی مدل‌های مورد بررسی ارزیابی شد و تطابق مناسبی بین نتایج حاصل مشاهده گردید. مهم ترین نتایج حاصل نشان می دهد که قاب های فولادی که دارای مهاربندهای کمانش ناپذیر می باشند، در مقایسه با قاب های فولادی دارای مهاربندهای معمولی متحمل تنش های کمتری شده اند؛ بطوریکه در تمامی حالت ها، مهاربندهای کمانش ناپذیر با جذب انرژی ورودی سازه، سبب شده اند که تنش های کمتری به سایر اعضای سازه وارد شود و بدین ترتیب پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده کاهش یابد. همچنین استفاده از مهاربند کمانش ناپذیر سبب شده است که دوران محل اتصال تیر به ستون در مقایسه با ساختمان‌های با مهاربند معمولی کاهش یابد. این اثرگذاری بویژه در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر مشهودتر می‌باشد؛ بطوریکه مقدار بیشینه چرخش مفصل متناظر با ساختمان ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش ناپذیر در مقایسه با مهاربند معمولی به میزان ۲۱ درصد کاهش یافته است.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، مهاربند کمانش ناپذیر، روش اجزای محدود، روش مسیر بار جایگزین

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2019.153064.1688	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2019.153064.1688	۱۴۰۰/۰۲/۳۰	۱۳۹۸/۰۲/۰۱	۱۳۹۸/۰۲/۰۱	۱۳۹۸/۰۱/۱۷	۱۳۹۷/۰۷/۲۸
				*نویسنده مسئول:		
				یغوب محمدی yaghoubm@uma.ac.ir		
				پست الکترونیکی:		

۱- مقدمه

بسیاری از نقایص رفتاری مهاربندهای همگرای متعارف نتیجه اختلاف بین ظرفیت فشاری و کششی این مهاربندها و زوال در مقاومت این مهاربندها تحت بارگذاری چرخه ای می باشد. از این رو تحقیقات بسیاری صرف بهسازی این مهاربندها جهت رسیدن به یک رفتار الاستوپلاستیک ایده آل گردیده است. برای رسیدن به این هدف لازم بود تا با استفاده از مکانیزم مناسبی از کماتش فشاری مهاربند جلوگیری شود و امکان تسلیم فشاری فولاد فراهم شود. روشی که مدنظر قرار گرفت عبارت بود از محصورسازی یک هسته فلزی شکل پذیر در میان حجمی از بتن که خود توسط یک غشای فلزی محصور شده است. مبانی اصلی عملکرد این میراگر، جلوگیری از وقوع کماتش هسته فولادی به منظور امکان وقوع پدیده تسلیم فشاری در آن و در نتیجه امکان جذب انرژی در این عضو از سازه می باشد. این امر با پوشاندن سراسر طول هسته فولادی در لوله فولادی پر شده با بتن یا ملات میسر می گردد [۱]. هدف از این مطالعه بررسی پاسخ ساختمان‌های فولادی مهاربندی شده دارای مهاربندهای کماتش ناپذیر (BRB) در برابر خرابی پیشرونده می باشد؛ به عبارتی استفاده از مهاربند کماتش ناپذیر در ساختمان فولادی مهاربندی شده و تأثیری که می تواند در بهبود رفتار سازه و کاهش پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در سازه داشته باشند به عنوان مهم ترین هدف تحقیق می باشد.

در طی سال های اخیر، تحقیقات بسیاری بر روی تخریب پیشرونده [۲-۶] و مهاربند کماتش ناپذیر [۷-۱۱] صورت گرفته است که هر کدام بخشی از این رویداد را مورد بررسی قرار داده اند. در ادامه به تعدادی از آنها اشاره خواهد شد. پالمر و همکاران ۲ در سال ۲۰۱۳ در یک مطالعه آزمایشگاهی عملکرد قاب های فولادی مهاربندی شده تحت بارگذاری در دو جهت را مورد بررسی قرار دادند و دو قاب دوطبقه یک دهانه در دو حالت مختلف (یک بار با مهاربندهای همگرای معمولی و بار دیگر با مهاربندهای کماتش ناپذیر) را در آزمایشگاه دانشگاه مینسوتا ۳ ساختند. نتایج حاصل نشان می دهد که سیستم دارای مهاربند کماتش ناپذیر در مقایسه با سیستم دارای مهاربندهای همگرای معمولی پاسخ پایدارتری را در برابر تغییر شکل های رفت و برگشتی و بارگذاری دوطرفه از خود نشان می دهد [۱۲]. حسینی و قدرتی امیری در سال ۲۰۱۷ به بررسی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده در قاب های فولادی مجهز به بادبندهای واگرای کماتش ناپذیر پرداختند. برای این منظور از روش مسیر بارجایگزین استفاده گردید و تعداد ۷ ساختمان ۵ طبقه در حالت های مختلف حذف ستون مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج حاصل نشان داد که در هر دو حالت استفاده از مهاربندهای واگرای معمولی و کماتش ناپذیر، حذف ستون در موقعیت گوشه ساختمان منجر به پاسخ های بحرانی تر در سازه می شود [۱۳]. در مطالعه ای فقیه ملکی و همکاران در سال ۲۰۱۷ به ارزیابی خرابی پیشرونده در قاب های فولادی با مهاربندهای مختلف پرداختند. برای این منظور برای مطالعه پدیده خرابی پیشرونده سازه ها در برابر زلزله سه ساختمان ۸ طبقه قاب خمشی با مهاربند همگرا، واگرا و کماتش ناپذیر انتخاب شدند. این ساختمان ها که دارای پلان یکسانی بودند، در معرض فقدان چند عضو سازه ای قرار گرفتند و تاثیر سناریوهای مختلف حذف روی رفتار دینامیکی سازه ها درمدت زلزله مورد بررسی قرار گرفتند. در این پژوهش پتانسیل و ظرفیت ساختمان ها برای وقوع خرابی پیشرونده لرزه ای و مودهای خرابی آنها با استفاده از تحلیل دینامیکی فزاینده تعیین شدند [۱۴]. باقری پوراصیل و همکاران در سال ۲۰۱۷ در یک مطالعه ی عددی یک روش پیشنهادی به منظور ارزیابی خرابی پیشرونده ناشی از بارگذاری انفجاری در ساختمان های فولادی دارای قاب های خمشی پرداختند. برای این منظور یک ساختمان فولادی ۷ طبقه تحت بارگذاری انفجاری قرار گرفت و فشارهای ناشی از انفجار در چهار حالت مختلف به اعضای سازه ای قرار گرفته در نزدیکی انفجار اعمال شد، نتایج حاصل نشان داد که اگر در هنگام ارزیابی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده، عامل شروع خرابی، بارگذاری انفجاری در نظر گرفته شود، پاسخ سازه در مقایسه با روش های متداولی که به ارزیابی وقوع خرابی پیشرونده می پردازند، متفاوت خواهد بود [۱۵]. اکبرنیا و همکاران در سال ۲۰۱۸ در یک مطالعه عددی به بررسی اثر حذف ستون بر خرابی پیشرونده یک ساختمان فولادی سه طبقه مجهز به مهاربند کماتش ناپذیر (BRB) پرداختند و عملکرد آن را با یک ساختمان ۳ طبقه دارای قاب خمشی مقایسه نمودند. برای شبیه سازی از نرم افزار SAP2000 استفاده نمودند و ارزیابی سازه ها با استفاده از تحلیل پوش آور انجام شد.

1 Buckling Restrained Braced
2 Palmer et al.
3 University of Minnesota

نتایج حاصل نشان داد المان‌های BRB سبب می‌شوند که ساختمان‌های فولادی بتوانند عملکرد بهتری در برابر بارگذاری‌های بیرونی نظیر زلزله داشته باشند. همچنین در این مطالعه نشان داده شد که حذف ستون‌های گوشه منجر به ایجاد رفتار بحرانی‌تری در بررسی خرابی پیشرونده سازه‌ها می‌شود [۱۶].

همان‌طور که مشاهده گردید در بیشتر این مطالعات تعدادی از ستون‌های سازه تحت حالت‌های مختلف حذف ستون با استفاده از روش مسیر بارچاگزین قرار می‌گیرند و پاسخ سازه در شرایط جدید (عدم وجود تعدادی از ستون‌ها) مورد ارزیابی قرار گرفته و پاسخ سازه بررسی می‌شود؛ این درحالیست که در تعداد کمی از این مطالعات، به راهکارهای مقاوم‌سازی و افزایش ظرفیت باربری این سازه‌ها در برابر خرابی پیشرونده اشاره شده است. در مطالعه حاضر استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر که به دلیل جلوگیری از کمانش مهاربند، قابلیت جذب انرژی بسیار بیشتری را نسبت به سیستم‌های رایج مهاربندی همگرا فراهم می‌آورند، به عنوان نوآوری تحقیق با هدف کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده در قاب‌های مهاربندی شده مورد نظر می‌باشد؛ از سوی دیگر شبیه‌سازی اجزاء محدود سه بعدی سازه‌ها با استفاده از نرم افزار ABAQUS [۱۷] از دیگر جنبه‌هایی هست که در مطالعه حاضر مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- روند انجام مطالعه

در جدول ۱ حالت‌های مورد بررسی در مطالعه حاضر ارائه شده است. همان‌طور که در این جدول مشاهده می‌شود متغیرهای مورد بررسی به ترتیب شامل نوع مهاربند بکار رفته (معمولی و کمانش‌ناپذیر) و تعداد طبقات (۴، ۸ و ۱۲ طبقه) می‌باشد. لازم به توضیح است که مطالعات انجام شده در زمینه‌ی خرابی پیشرونده نشان می‌دهد که حذف ستون‌های گوشه در پایین‌ترین طبقات می‌تواند حالت بحرانی‌تری را برای ساختمان پدید آورد [۱۸]؛ از این رو همان‌طور که اشاره شد در مطالعه حاضر به منظور ارزیابی خرابی پیشرونده در قاب‌های ساختمانی مورد بررسی حذف یک ستون گوشه در پایین‌ترین طبقه مورد ارزیابی قرار گرفته است. طراحی اولیه سازه با استفاده از نرم افزار Etabs [۱۹] و با توجه به مباحث ششم و دهم مقررات ملی ساختمان و آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (۲۸۰۰) انجام شده است. پلان ساختمان‌های مورد بررسی در تمامی طبقات یکسان بوده و ارتفاع طبقات نیز برابر ۳/۲۰ متر در نظر گرفته شده است (شکل ۱).

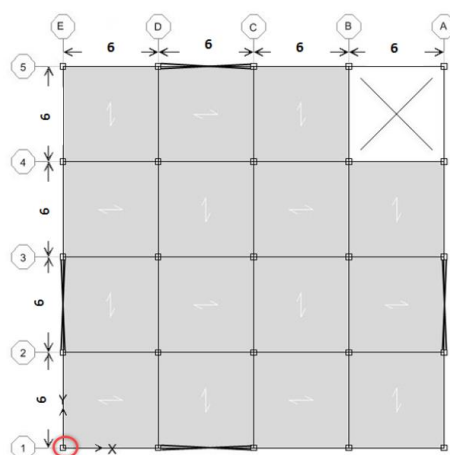
جدول ۱: معرفی حالت‌های مورد بررسی در مطالعه حاضر

حالت	علامت اختصاری	تعداد طبقات	موقعیت حذف ستون	نوع مهاربند
۱	4st NoR OB	۴	بدون حذف	معمولی
۲	8st NoR OB	۸	بدون حذف	معمولی
۳	12st NoR OB	۱۲	بدون حذف	معمولی
۴	4st NoR BRB	۴	بدون حذف	کمانش‌ناپذیر
۵	8st NoR BRB	۸	بدون حذف	کمانش‌ناپذیر
۶	12st NoR BRB	۱۲	بدون حذف	کمانش‌ناپذیر
۷	4st R OB	۴	حذف ستون گوشه	معمولی
۸	8st R OB	۸	حذف ستون گوشه	معمولی
۹	12st R OB	۱۲	حذف ستون گوشه	معمولی
۱۰	4st R BRB	۴	حذف ستون گوشه	کمانش‌ناپذیر
۱۱	8st R BRB	۸	حذف ستون گوشه	کمانش‌ناپذیر
۱۲	12st R BRB	۱۲	حذف ستون گوشه	کمانش‌ناپذیر

راهنمایی: در این جدول NOR حالت بدون حذف، R حالت حذف ستون، OB مهاربند معمولی و BRB مهاربند کمانش‌ناپذیر می‌باشد.

طراحی مقاطع به نحوی انجام شده است که نسبت‌های تنش مقاطع تا حد امکان به هم نزدیک باشند، بدین ترتیب می‌توان حالت‌های مختلف را به درستی با یکدیگر مقایسه نمود. سیستم باربر جانبی ساختمان در هر دو جهت از نوع مهاربندی می‌باشد. کاربری

ساختمان‌های مورد بررسی از نوع مسکونی بوده و بارهای ناشی از زلزله با این فرض به دست آمده اند که سازه در ناحیه ۴ لرزه خیزی ایران قرار گرفته است. همچنین برای تعریف فولاد از مشخصات فولاد ساختمانی St37 استفاده شده است. نتایج طراحی سازه در جداول (۶) تا (۸) پیوست ارائه گردیده است. لازم به توضیح است که طراحی در چند مرحله صورت گرفته است تا از یک سو، انتخاب مقاطع نزدیک به حالت بهینه باشد و از سوی دیگر، طراحی اجزا ساده و یکنواخت باشد. بدین ترتیب می توان در بخش های آتی که اثر حذف ستون در سازه ها بررسی می شود، رفتار کلی سازه را به گونه ای مناسب و قابل درک، تجزیه و تحلیل نمود. همچنین هسته و غلاف فولادی مهاربندهای کمانش تاب مورد بررسی با استفاده از مقاطع Box و با ضخامت ۱۰ میلیمتر ساخته شده است. همچنین بتن مورد استفاده در مهاربند کمانش ناپذیر دارای مقاومت فشاری ۲۴۰ کیلوگرم بر سانتیمترمربع می باشد. بارهای مرده و زنده طبقات به ترتیب ۳۳۵ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بارهای مرده و زنده بام به ترتیب ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع می باشد.



شکل ۱: پلان تیب ساختمان های مورد مطالعه و محل حذف ستون

۳- شبیه سازی اجزاء محدود

المان های سازه های مورد نظر در این پژوهش شامل تیر، ستون و مهاربند می باشند. این المان ها سه بعدی و از نوع شکل پذیر ۴ هستند. مصالح مورد استفاده در این مطالعه، شامل فولاد و بتن (هسته بتنی مهاربندهای کمانش ناپذیر) می باشد که در ادامه مشخصات مربوط به آن معرفی خواهد شد و پس از آن نوع رفتار المان های بکار رفته در مدل ها مشخص می شود. در این مطالعه برای تعریف بتن از مدل Concrete Damage Plasticity استفاده شده است. این مدل دو فرض اصلی در مکانیزم خرابی در نظر می گیرد که شامل ترک خوردگی کششی و خرد شدگی فشاری می باشد. برای مدلسازی المان های تیر و ستون از المان های Beam استفاده گردید. مهاربندهای کمانش ناپذیر مورد بررسی از سه قسمت غلاف فولادی (جداره خارجی)، هسته بتنی و هسته مرکزی مهاربند می باشند. برای تعریف رفتار هر یک از المان های اشاره شده از کتابخانه ی المان های موجود در نرم افزار ABAQUS استفاده گردید. بدین منظور برای شبیه سازی رفتار غلاف فولادی جعبه ای شکل از المان پوسته ای shell، برای شبیه سازی رفتار هسته بتنی از المان Solid و برای شبیه سازی هسته مرکزی مهاربند از المان beam استفاده شد. در این مطالعه برای تحلیل مدل های مورد بررسی از تحلیل دینامیکی صریح ۵ استفاده می گردد. این تحلیل به طور صریح مخصوص محاسبات مدل های بزرگ با زمان های پاسخ دینامیکی کوتاه و برای فرآیند ها یا مدل های با ناپیوستگی های به شدت زیاد می باشد. این نوع از تحلیل امکان تعریف شرایط تماسی عمومی و استفاده از تئوری تغییر شکل های بزرگ را فراهم می کند. برای تعریف اندرکنش بین اعضا از قید Tie استفاده گردید. این قید به کاربر امکان ترکیب کردن دو سطح را که مش بندی آنها با یکدیگر متفاوت است می دهد. برای تعیین مش بندی بهینه در مدلسازی این مطالعه از روش بررسی همگرایی جواب ها استفاده می گردد. مش بندی یا شبکه بندی که به نمایندگی از مدل مورد مطالعه قرار می گیرد، به اندازه ی کافی خوب می باشد به

4 Deformable

5 Dynamic Explicit

طوری که این اطمینان را به وجود می آورد که نیروهای اعمال شده به طور دقیق محاسبه شوند. به منظور بررسی خرابی پیشرونده از دو روش مختلف استفاده گردید و در ادامه توضیحاتی پیرامون هریک از آنها ارائه می شود. بارهای اعمال شده به سازه شامل وزن اجزای سازه (تیر، ستون)، بارهای مرده و زنده وارد بر کف سازه می باشند. وزن اجزای سازه با در نظر گرفتن شتاب گرانش و بارهای مرده و زنده به مدل ها اعمال شد. ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده با در نظر گرفتن الگوی روش مسیر بار جایگزین صورت پذیرفته است. ایده کلی این روش بدین صورت است که سازه طوری طراحی شود که در صورت حذف و یا آسیب دیدگی مسیرهای عادی انتقال بار، مسیرهای جایگزین دیگری برای انتقال بار به زمین وجود داشته باشد. بدین ترتیب سازه برای حذف ستون ها و یا دیوارهای خاص طراحی می شوند [۲۰]. ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده با استفاده از روش مسیر بار جایگزین مطابق جدول ۱ صورت پذیرفت. جهت مدلسازی در نرم افزار، ستون های محل حذف در مدل های مورد بررسی حذف شدند و بارگذاری مطابق با آیین نامه UFC صورت پذیرفت. بارهای اعمالی به مدل های مورد بررسی به صورت ترکیب بارگذاری زیر اعمال شدند.

۱- بار ثقلی افزایش داده شده برای کف های بالای ستون یا دیوار حذف شده: این ترکیب بار می بایست به صورت بارثقلی تشدید شده به صورت زیر بر دهانه های مجاور المان های حذف شده در تمامی کف های بالای این المان ها تاثیر داده شوند.

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[(0.9 \text{ or } 1.2) D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (1)$$

در رابطه (۱)، G_{LD} بار تشدید شده ی ثقلی برای تلاش های کنترل شونده با تغییر شکل در روش استاتیکی خطی، D بار مرده با در نظر گرفتن بار نماها و L بار زنده و S بار برف و Ω_{LD} ضریب افزایش بار برای محاسبه تلاش های کنترل با تغییر شکل می باشد.

۲- بار ثقلی افزایش داده شده برای کف های بالای ستون یا دیوار حذف شده.

این ترکیب بار می بایست بر دهانه ای که با ترکیب بار G_{LD} بارگذاری نشده اند، تاثیر داده شود.

$$G_{LD} = \Omega_{LD}[(0.9 \text{ or } 1.2) D + (0.5L \text{ or } 0.2S)] \quad (2)$$

در این رابطه G بارثقلی می باشد.

ارزیابی پتانسیل خرابی پیشرونده در مدل های سازه ای مورد نظر در طی دو حالت کلی صورت پذیرفته است. در حالت اول مدل های المان محدود سازه ها در حالت بدون حذف ستون تحلیل شدند و در حالت دوم، یک ستون گوشه در طبقه همکف حذف گردید. کلیه حالت های اشاره شده در جدول ۱ ارائه شده است. در شکل ۱ ستونی که اثر حذف آنها مورد نظر است، به نمایش در آمده است.

یکی از مهم ترین مراحل مربوط به شبیه سازی های عددی، بررسی اعتبار نتایج حاصل از تحلیل آن ها از طریق مقایسه با نتایج تجربی و آزمایشگاهی می باشد. در مطالعه حاضر نیز، صحت سنجی روش المان محدود به کار رفته، با شبیه سازی دو مطالعه آزمایشگاهی مختلف، مورد بررسی قرار گرفته است. در مطالعه آزمایشگاهی اول به صحت سنجی روش بکار رفته در مدلسازی مهاربند کمانش ناپذیر پرداخته شده است. همچنین در مطالعه ی آزمایشگاهی دوم نیز به صحت سنجی روش بکار رفته در تحلیل خرابی پیشرونده ساختمان های فولادی پرداخته شده است.

صحت سنجی روش بکار رفته در شبیه سازی رفتار مهاربند کمانش ناپذیر با استفاده از شبیه سازی عددی یک مهاربند مقاوم در برابر کمانش مورد بررسی قرار گرفت. این مهاربند در یک مطالعه آزمایشگاهی توسط تسای و همکاران ۶ (۲۰۱۳) [۲۱] ساخته شد و تحت بارگذاری قرار گرفت. آنها در چندین تست مختلف عملکرد و ویژگی های مهاربند کمانش ناپذیر با انتهای شکافدار جوش شده (WES-BRBs) با مقاطع مختلف را مورد بررسی قرار دادند. از میان مقاطعی که مورد آزمایش قرار گرفت، مقطع WES-R که با ملاتی با مقاومت ۵۶ مگاپاسکال پر شد، انتخاب گردید. مشخصات این مقطع در جدول ۲ ارائه شده است. همچنین مقاطع طولی و عرضی مهاربند انتخاب شده در شکل ۲ نشان داده شده است. پروتکل بارگذاری اعمال شده مطابق پیوست (T) ضوابط و الزامات لرزه ای انجمن فولاد آمریکا برای

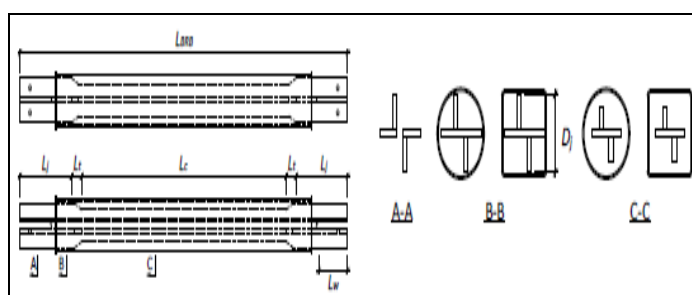
ساختمان های فولادی صورت پذیرفت [۲۲]. مطابق بند (T-6-3) این آیین نامه بارها باید به میزانی به مدل تحت آزمایش وارد شود که تغییر شکل های متناظر با جدول ۳ در هسته فولادی مدل تحت آزمایشگاهی مهاربند کمانش ناپذیر ایجاد گردد. در این جدول منظور از تغییر شکل Δ_{bm} ، تغییر شکل محوری هسته فولادی مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش ناپذیر می باشد. همچنین همان طور که در جدول ۳ مشاهده می شود، دو سیکل ۰/۵۵ درصد کرنش، دو سیکل ۱/۱۰ درصد کرنش، دو سیکل ۱/۶۵ درصد کرنش، دو سیکل ۲/۲۰ درصد کرنش، دو سیکل ۲/۷۵ درصد کرنش، دو سیکل ۳/۳۰ درصد کرنش و دو سیکل ۱/۶۵ درصد کرنش هسته فولادی (متناظر با Δ_{bm} ۰/۵، ۱ Δ_{bm} ، ۱/۵ Δ_{bm} ، ۲ Δ_{bm} ، ۲/۵ Δ_{bm} ، ۳ Δ_{bm} و مجدداً Δ_{bm} ۱/۵) برای نمونه WES-R در نظر گرفته شد و به آن اعمال گردید. به منظور اعمال بار به مدل آزمایشگاهی مهاربند کمانش ناپذیر مورد مطالعه، تسای و همکاران از یک قاب بارگذاری با ظرفیت اعمال بار ۴۹۰۰ کیلونیوتن استفاده کردند (شکل ۳).

جدول ۲: ابعاد عضو مهاربندی مورد بررسی در آزمایش تسای و همکاران (۲۰۱۳) [۲۱]

مدل WES-R			
Fy(Mpa)	Ac (mm ²)	Lc (mm)	Lt (mm)
334	4000	1700	200
Lj (mm)	LBRB (mm)	Steel casing (mm)	
200	2500	Tube 175×175×4.5	



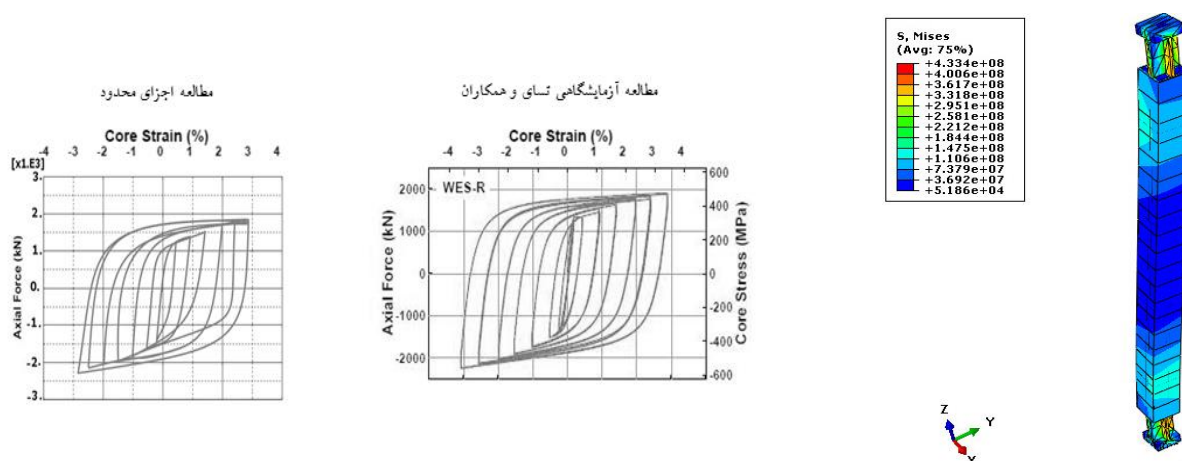
شکل ۳: مدل WES-R مورد بررسی در مطالعه تسای و همکاران [۲۱]



شکل ۲: مدل WES مورد بررسی در مطالعه تسای و همکاران [۲۱]

جدول ۳: تغییر شکل های محوری مورد انتظار و کرنش متناظر با آنها برای مدل های WES در آزمایش تسای و همکاران [۲۱]

نمونه	کرنش های هسته در اهداف تغییر شکل مختلف						
	استاندارد				اضافه		خستگی
	0.5 Δ_{bm}	1.0 Δ_{bm}	1.5 Δ_{bm}	2 Δ_{bm}	2.5 Δ_{bm}	3.0 Δ_{bm}	1.5 Δ_{bm}
WES-R	۰/۵۵ %	۱/۱۰ %	۱/۶۵ %	۲/۲۰ %	۲/۷۵ %	۳/۳۰ %	۱/۶۵ %
WES-C	۰/۷۵ %	۱/۵۰ %	۲/۲۵ %	۳/۰۰ %	-	-	۲/۲۵ %
WES-J	۰/۸۸ %	۱/۷۵ %	۲/۶۳ %	۳/۵۰ %	-	-	۲/۶۳ %



شکل ۴: تنش فون میزز ایجاد شده عضو مهاربندی مورد نظر در مدل اجزای محدود شبیه سازی شده

شکل ۵: مقایسه مدل های آزمایشگاهی و اجزای محدود

در شکل ۴ تنش فون میزز ایجاد شده عضو مهاربندی مورد نظر در مدل اجزای محدود شبیه سازی شده نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای هیستریزس نشان داده شده در شکل ۵ و مقایسه مدل آزمایشگاهی و مدل شبیه سازی شده توسط نرم افزار مشاهده می شود، که بیشینه نیروهای محوری ایجاد شده در نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود به ترتیب ۲۳۳۰ و ۲۳۰۰ کیلونیوتن و بیشینه کرنش ایجاد شده در هسته بادبند نمونه آزمایشگاهی و مدل اجزاء محدود به ترتیب برابر ۳/۱ و ۲/۹۵ درصد شده است. با توجه به مقادیر اشاره شده، اختلاف بین کرنش و نیروی محوری مدل اجزاء محدود و نمونه آزمایشگاهی به ترتیب برابر ۴/۸۳ و ۱/۲۸ درصد شده است. در نتیجه می توان بیان نمود که روش مورد استفاده در شبیه سازی بادبندهای کمانش تاب که در مطالعه حاضر از آن استفاده شده است، از دقت مناسبی برخوردار است.

به منظور صحت سنجی روش بکار رفته در شبیه سازی ساختمان های فولادی در برابر حذف ستون، یک ساختمان فولادی واقعی که پتانسیل خرابی پیشرونده آن توسط سانگ (۲۰۱۰) [۲۳] مورد ارزیابی قرار گرفته است، مدلسازی گردید. ساختمان مورد بررسی یک ساختمان فولادی ۴ طبقه است که در سال ۱۹۴۹ طراحی و در سال ۱۹۵۱ در مجموعه دانشگاه اوهایو در شهر کلمبوس واقع در ایالت اوهایو آمریکا ساخته شده بود و در سال ۲۰۰۷ تصمیم به تخریب این ساختمان گرفته شد. شکل ۶ کل مجتمع ساختمانی اتحادیه اوهایو را با چهار ساختمان مجاورش نشان می دهد. در این مطالعه، تنها بخش شرقی این مجموعه ی ساختمانی بزرگ که با دایره قرمز رنگ نشان داده شده است مورد بررسی قرار گرفت. شکل ۷ نمای ساختمان را دقیقاً قبل از تخریب نشان می دهد. ساختمان مورد بررسی دارای چهار طبقه روی زمین و یک طبقه زیرزمین بوده و سیستم باربری سازه ای آن از نوع قاب خمشی فولادی بود [۲۳].

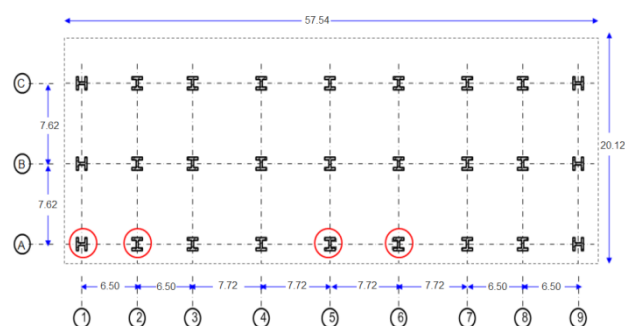
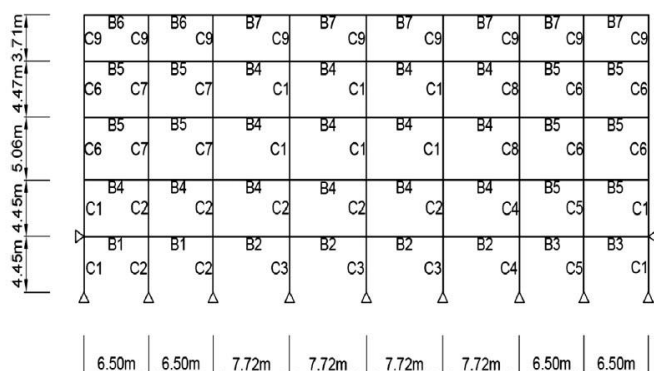
پلان سازه حدود ۵۷ متر در ۱۵ متر با ۸ دهانه درجهت طولی بود که ۴ دهانه میانی آن دارای طول یکسان (۷/۷۲ متر) و دو دهانه انتهایی چپ و راستی نیز دارای دهانه یکسانی (۶/۵۰ متر) بودند. درجهت عرضی نیز دو دهانه با فاصله یکسان ۷/۶۲ متر وجود داشت (شکل ۸). همانگونه که در شکل ۹ نشان داده شده است، ارتفاع طبقات زیرزمین و اول برابر ۴،۴۵ متر، طبقات دوم و سوم به ترتیب برابر ۵/۰۶ و ۴/۴۷ متر و ارتفاع بالاترین طبقه نیز برابر ۳/۷۱ متر بود. خواص مقاطع تیرها و ستون ها در جدول ۴ نشان داده شده اند. اولین اعداد بیانگر عمق یا ارتفاع مقطع (بر حسب اینچ) و دومین اعداد بیانگر وزن اسمی تیرها و ستون ها بر حسب (پوند بر فوت) می باشند. حرف WF نماینده تیر I شکل بال پهن و حرف B نماینده تیر I شکل سبک می باشد که در دهه ۱۹۵۰ مورد استفاده قرار می گرفت (AISC, 1969). قبل از تخریب ساختمان، چهار ستون طبقه اول به ترتیب زیر از سازه حذف گردیدند. محل حذف این ستون ها در اشکال

۸ و ۱۰ نشان داده شده است. (۱) دو ستون در نزدیکی وسط محور طولی قاب خارجی سازه (۲) ستونی در کنج ساختمان در قاب خارجی سازه (۳) ستونی در مجاورت ستون کنج ساختمان در قاب خارجی سازه



شکل ۷: بخش شرقی ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو قبل از انجام آزمایش [۲۳]

شکل ۶: ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو قبل از انجام آزمایش [۲۳]



شکل ۹: نمای ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و نامگذاری مقاطع [۲۳]

شکل ۸: پلان ساختمان دانشگاه اوهایو و محل ستون های حذف شده [۲۳]

جدول ۴: مقاطع تیرها و ستون های مورد استفاده در ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو [۲۳]

مقاطع ستون ها		مقاطع تیرها	
شماره ستون	نوع ستون	شماره تیر	نوع تیر
C1	10 WF 72	B1	24 B 76
C2	12 WF 133	B2	21 B 68
C3	12 WF 120	B3	16 B 58
C4	10 WF 100	B4	21 WF 62
C5	10 WF 89	B5	18 WF 50
C6	10 WF 54	B6	14 B 17.2
C7	10 WF 112	B7	14 B 22
C8	10 WF 60	B8	24 WF 76
C9	10 WF 33	B9	18 WF 45



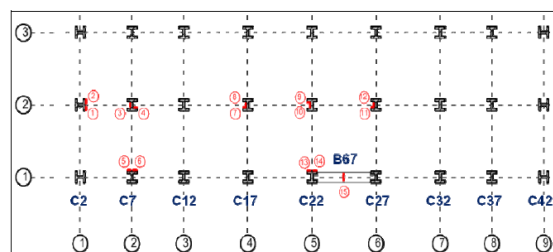
شکل ۱۰: ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو و محل ستون های حذف شده [۲۳]

شکل ۱۱: روش حذف ستون ها در ساختمان اتحادیه اوهایو [۲۳]

همان طور که در شکل ۱۱ مشاهده می شود، در ابتدا در نقاط بالایی و پایینی ۴ ستون از ۹ ستون خارجی سازه دو خط برش با استفاده از حرارت ناشی از جوشکاری ایجاد گردید و هنگامی که ستون ها قطع شدند تنها یک بخش کوچک از مقطع دست نخورده باقی ماند. پس از آن بخش میانی و مابین مقاطع برش خورده با استفاده از کابل و توسط یک بولدوزر کشیده شد. ستون ها مطابق دستورالعمل های طراحی توصیه شده در آیین نامه ها در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و به نمایندگی از حذف آنی ستون ها، از سازه حذف گردیدند. همان طور که در شکل ۱۲ مشاهده می گردد، ۱۵ عدد کرنش سنج بر روی ستون ها و تیرهای نزدیک ستون حذف شده نصب شدند تا بازتوزیع بارهای ثقلی را با استفاده از تغییرات کرنش های اندازه گیری شده در طی حذف ستون ها و مطابق حالات تعریف شده کنترل کنند. در طول فرایند حذف ستون ها یک سیستم قابل حمل برای ثبت داده ها و یک اسکتر متصل به لب تاب کرنش ها را ثبت نمود (شکل ۱۳). در طول انجام این آزمایش میدانی هیچ خسارت قابل توجهی حتی پس از حذف ۴ ستون در ساختمان مشاهده نشد. توضیحات بیشتر در مورد آزمایش انجام شده در این ساختمان، وسایل و ابزارهای مورد استفاده در مرجع [۲۳] قابل دسترسی است. در طی انجام این آزمایش میدانی، کرنش های موجود در مجاورت ستون های حذف شده پس از برش و حذف ستون، اندازه گیری شدند. تمامی مقادیر کرنش ها پس از حذف هر ستون به مقادیر منفی رسیدند و بعد از گذشت یک مقدار مشخص از زمان تثبیت شدند. در زمان انجام آزمایش قاب ها تنها بارهای مرده ناشی از دیوارها، دال ها، تیرها و ستون ها را تحمل می کردند. بار زنده نیز در تمامی تحلیل ها صفر فرض شده است. زیرا در زمان انجام آزمایش، ساختمان کاملاً خالی از سکنه بوده و بسیاری از تیغه ها، میلمان و سایر بارهای غیر سازه ای از آن خارج شدند. برای محاسبه بار مرده دیوارها، وزن مخصوص شیشه و دیوار به ترتیب ۲۵۷۹ کیلوگرم بر مترمکعب و ۱۹۲۰ کیلوگرم بر مترمکعب می باشند. خواص اعضای قاب از نقشه های اولیه سازه و یادداشت های مربوطه بدست آمد. تنش تسلیم همه اعضای بکاررفته در ساختمان اتحادیه اوهایو برابر ۳۴۵ مگاپاسکال فرض شده است.

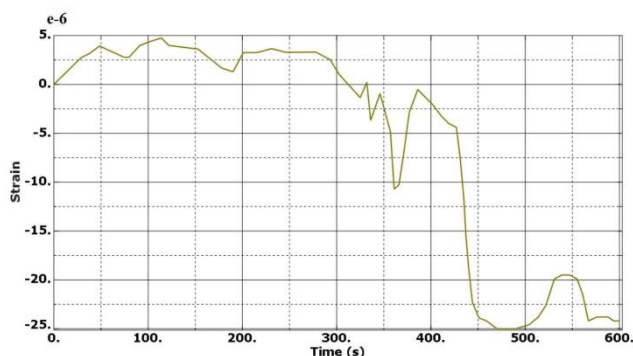


شکل ۱۳: نصب کرنش سنج بر روی ستون ها و تیرهای اطراف ستون های حذف شده [۲۳]

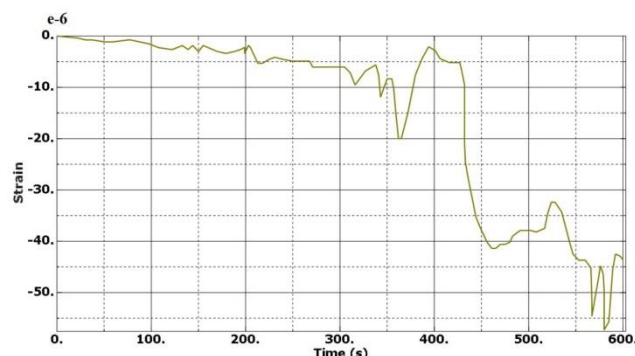


شکل ۱۲: محل قرار گیری کرنش سنج ها در ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو [۲۳]

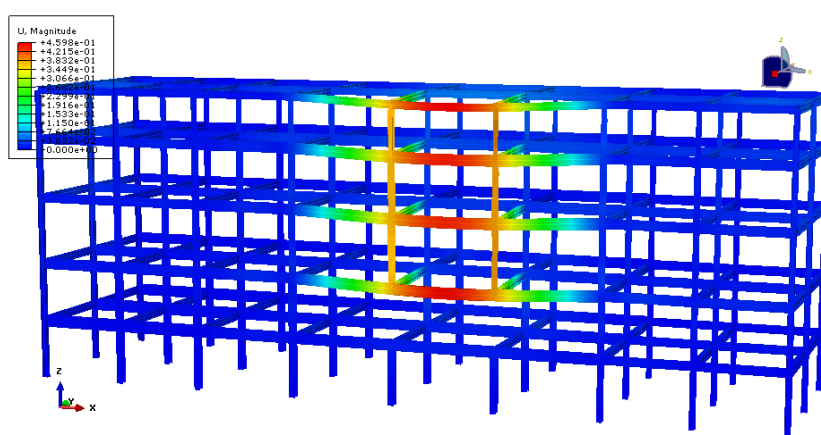
با توجه مشخصات هندسی و ویژگی‌های مصالح به کاررفته در ساختمان اتحادیه اوهایو مدل المان محدود ساختمان اشاره شده با روش مورد استفاده در این پژوهش شبیه سازی گردید و حالت اول سناریوی حذف ستون آن که شامل حذف ستون‌های ۱ و ۲ (A5 و A6) مطابق شکل ۸ بود، در مدل عددی ایجاد شده بررسی شد. نمودار بدست آمده از کرنش سنج‌های ۲ و ۱۵ و نیز شکل تغییر یافته ساختمان پس از تحلیل به ترتیب در شکل‌های ۱۴ تا ۱۶ نشان داده شده است. تاریخچه کرنش مدل اجزاء محدود شبیه سازی شده در مطالعه حاضر و نتایج مطالعه تجربی سانگ و همکاران در حالتی که در آن دو ستون میانی حذف شده‌اند، در شکل ۱۷ با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته است. همان طور که ملاحظه می‌گردد تغییرات کرنش متناظر با نقاط ۱ و ۲ بدست آمده از تحلیل مدل اجزاء محدود از تطابق مناسبی نسبت به نتایج مطالعه تجربی سانگ و همکاران برخوردار می‌باشد. جدول ۵ نیز مقادیر کرنش‌های حاصل از مدل تحلیلی و آزمایش تجربی را در کرنش سنج‌های ۲ و ۱۵ در حالت حذف دو ستون نشان می‌دهد. در این جدول نتایج حاصل از مدلسازی ساختمان اوهایو در نرم افزار Sap2000 ارائه شده توسط سانگ و همکاران با نتایج خروجی نرم افزار ABAQUS مقایسه گردید. اعداد داخل پرانتز نشان داده شده در جدول ۵ بیانگر درصد اختلاف نتایج شبیه سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی می‌باشد. با توجه به مقایسه ی صورت گرفته در جدول ۵ مشاهده می‌شود که نتایج حاصل از روش مورد استفاده در این پژوهش که با استفاده از نرم افزار ABAQUS انجام می‌گیرد، نسبت به نتایج مطالعه سانگ از تطابق نسبتاً مناسبی برخوردار می‌باشد. لازم به توضیح می‌باشد که یکی از دلایل اختلاف بین مقادیر عددی و آزمایشگاهی، عدم مدلسازی سیستم سقف طبقات این سازه می‌باشد که به دلیل نبود اطلاعات لازم از جزئیات آن‌ها در مدل عددی، شبیه سازی نشد.



شکل ۱۵: کرنش ایجاد شده در کرنش سنج ۱۵ از مدل المان محدود ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو

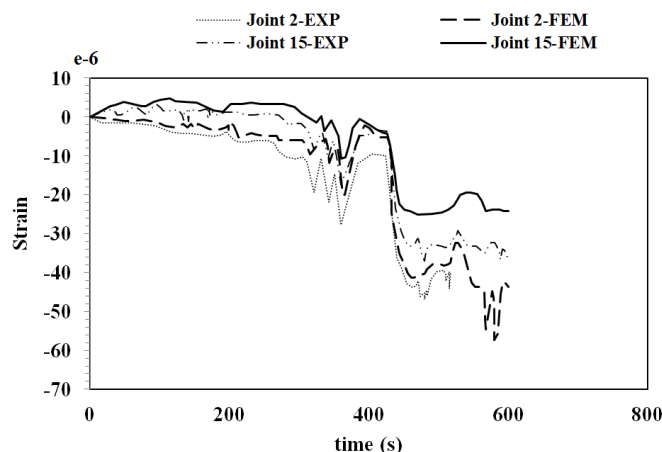


شکل ۱۴: کرنش ایجاد شده در کرنش سنج ۲ از مدل المان محدود ساختمان اتحادیه دانشگاه اوهایو



ب

شکل ۱۶: جابجایی ایجاد شده در مدل المان محدود پس از حذف ستون‌ها



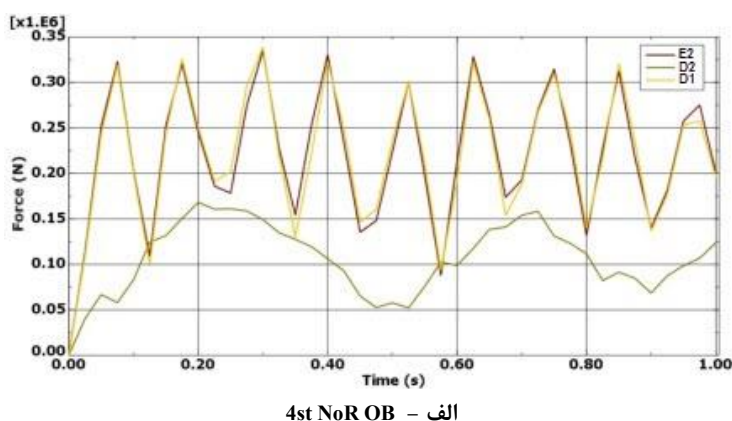
شکل ۱۷: مقایسه تاریخچه کرنش مدل اجزاء محدود و مطالعه تجربی سانگ و همکاران

جدول ۵: مقایسه مقادیر کرنش های بدست آمده از مدل های عددی با نتایج آزمایشگاهی

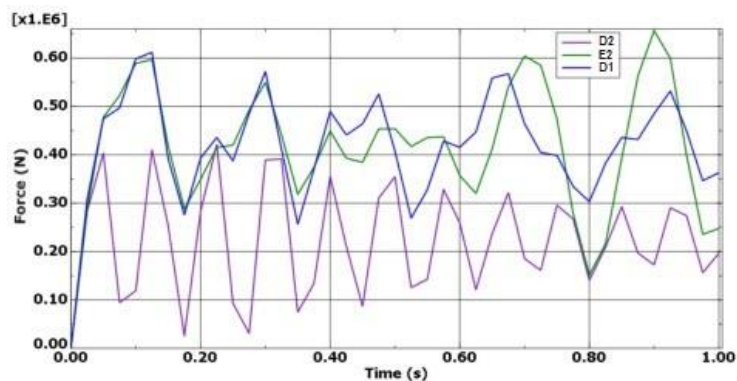
کرنش سنج	آزمایش میدانی [۲۳]	تحلیل دینامیکی غیر خطی (SAP2000) [۲۳]	تحلیل دینامیکی غیر خطی (ABAQUS)
۲ (ستون)	-55×10^{-6}	-32×10^{-6} (۴۲٪)	-56×10^{-6} (۱/۸۱٪)
۱۵ (تیر)	-37×10^{-6}	-46×10^{-6} (۲۴٪)	-25×10^{-6} (۳۲/۴۳٪)

۴- نتایج تحلیل

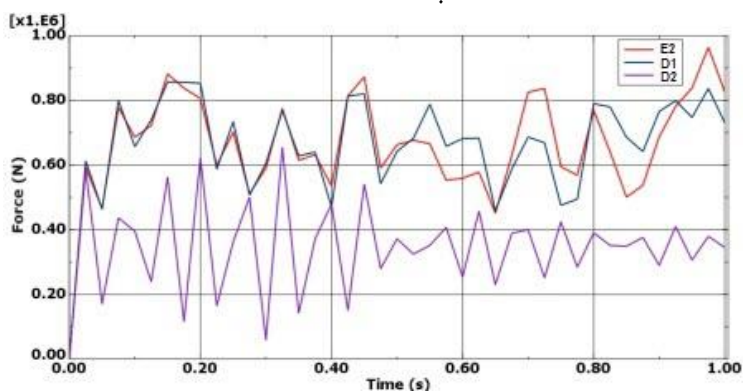
پس از تحلیل ساختمان‌های شبیه سازی شده در ۱۲ حالت مورد نظر، در این قسمت به تجزیه و تحلیل نتایج پرداخته شده است. برای این منظور مقادیر نیروی محوری ستون‌های مجاور به محل حذف ستون، جابجایی محل حذف ستون و مقادیر زاویه چرخش محل اتصال تیر به ستون در حالت‌های مختلف با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته است. در شکل ۱۸ مقادیر نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های پیرامونی محل حذف (D1، D2 و E2) ارائه شده است. در این نمودارها واحد نیرو بر حسب نیوتن می‌باشد.



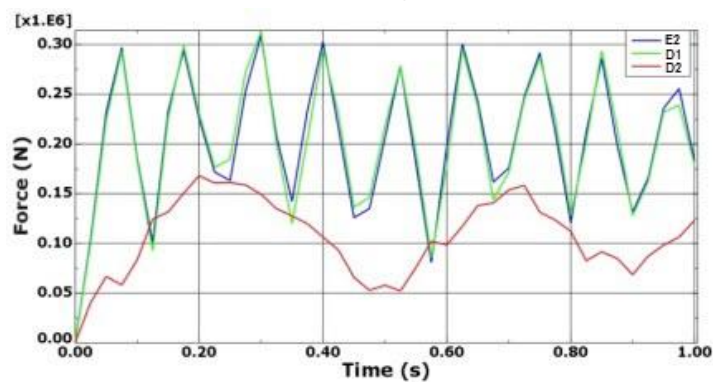
الف - 4st NoR OB



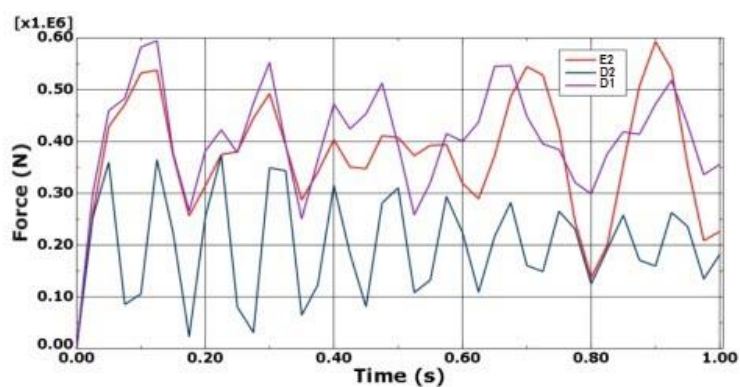
8st NoR OB - ب



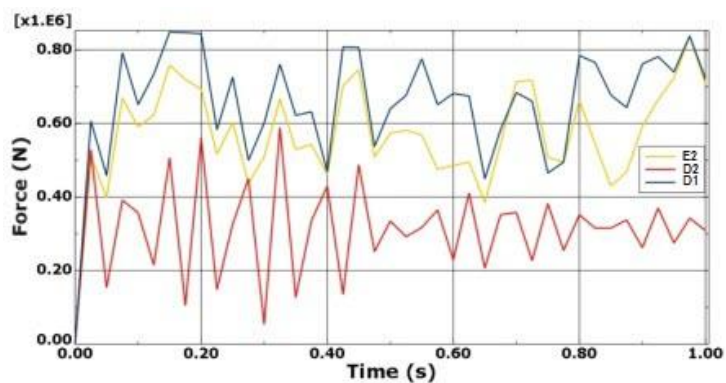
12st NoR OB - ج



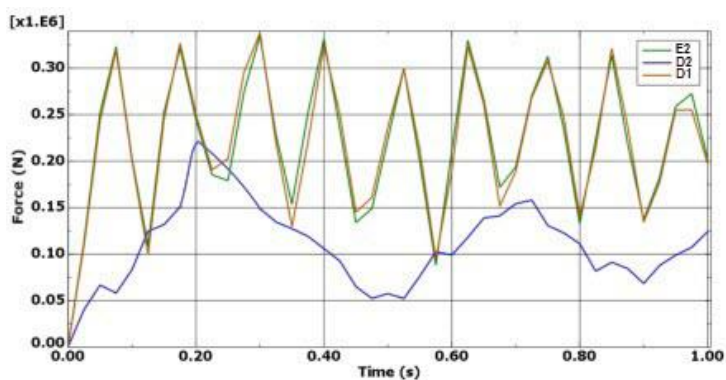
4st NoR BRB - د



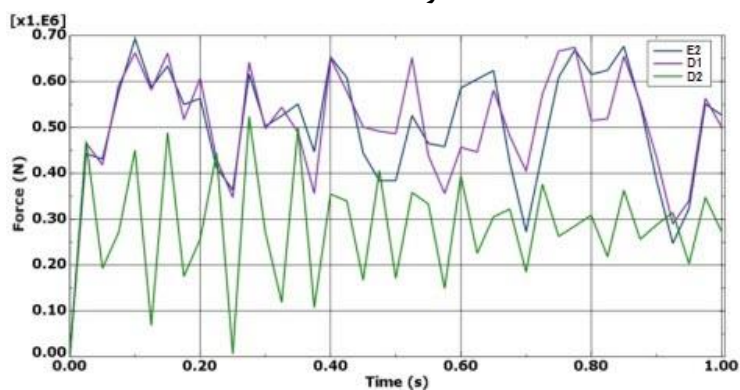
8st NoR BRB - ه



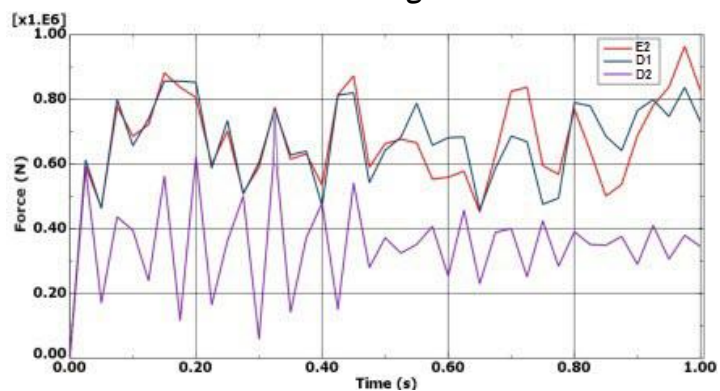
و- 12st NoR BRB



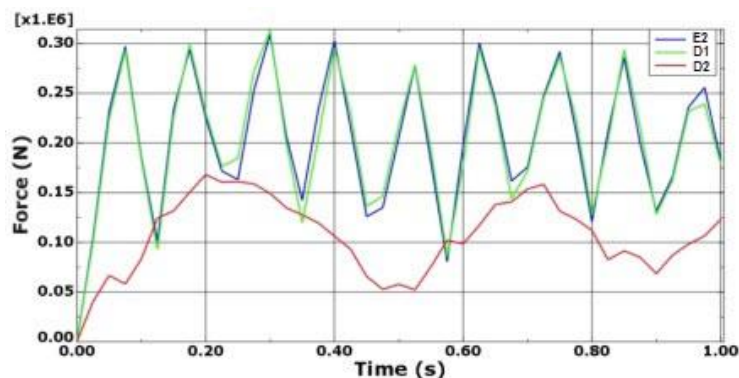
ز- 4st R OB



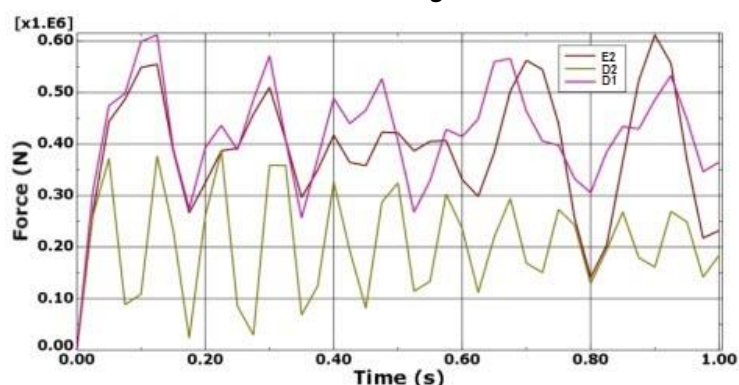
ی- 8st R OB



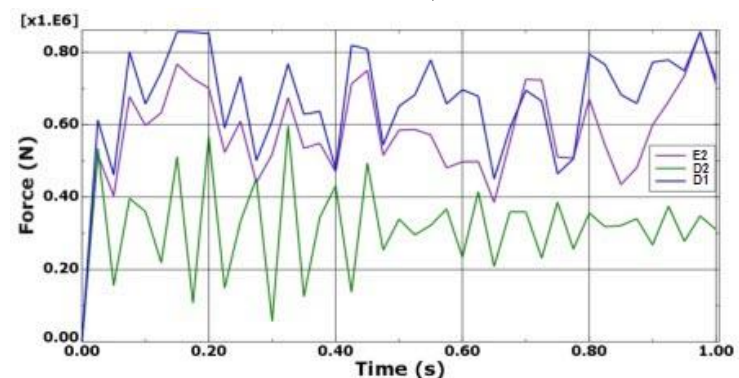
ک- 12st R OB



4st R BRB - ل



8st R BRB - م

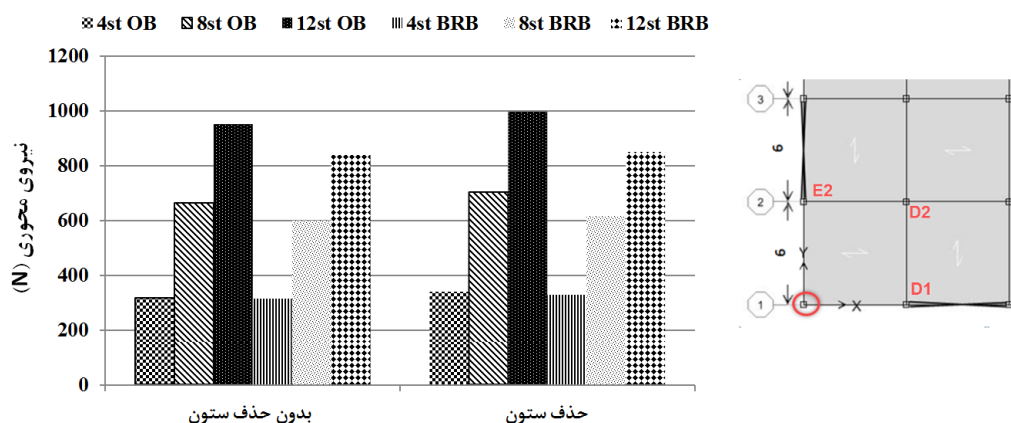


12st R BRB - ن

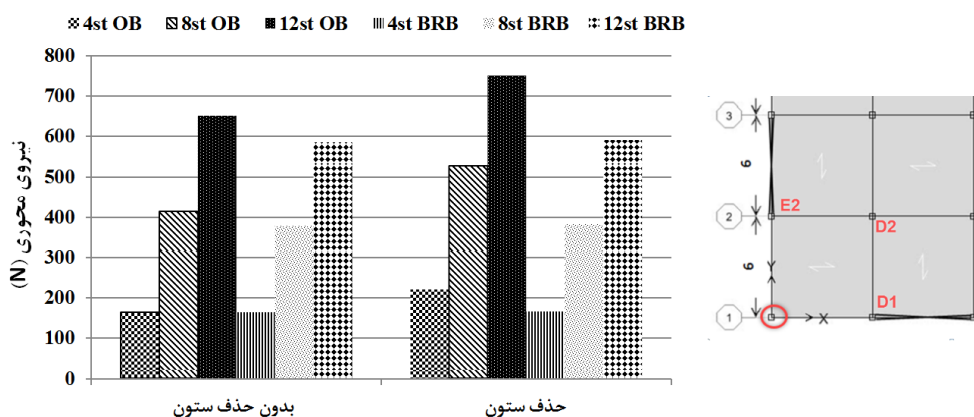
شکل ۱۷: نیروی محوری ستون‌های قرار گرفته در اطراف محل حذف

یکی از معیارهای معرفی شده در تحلیل خرابی پیشرونده معیار نیرویی می باشد که در این قسمت مورد ارزیابی قرار گرفته است. پس از حذف ستون‌ها در حالت‌های مختلف، بار موجود در اعضای مجاور آنها تقسیم می شود و این اعضا بایستی توانایی کافی جهت تحمل نیروی اضافی را داشته باشند. به همین منظور از طریق پایش مقادیر نیروهای محوری ستون‌های مجاور محل حذف، قبل و بعد از برداشتن ستون می توان نحوه ی باز توزیع نیرو در اعضا را مشاهده نمود. توجه به این نکته ضروری است که به دلیل طراحی کلیه مقاطع در برابر زلزله و عدم دخالت بارگذاری‌های مربوط به آن در هنگام وقوع خرابی پیشرونده، این امکان به وجود می آید که حتی با حذف برخی اعضای باربر اصلی نیز، سایر ستون‌ها همچنان ظرفیت کافی برای تحمل بار وارده را داشته باشند [۲۴]. در ادامه تغییرات نیروی محوری ستون‌های ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه شبیه سازی شده، مورد بررسی قرار خواهد گرفت. مقادیر تغییرات نیروی محوری ستون‌های پیرامون محل حذف، نسبت به مقادیرشان در حالت بدون حذف با توجه به متغیرهای مورد نظر (مهاربند کمانش ناپذیر و مهاربند معمولی و تعداد طبقات) محاسبه شده اند. لازم به توضیح است که مقادیر نیروهای محوری ارائه شده، بیشینه نیروی محوری استخراج شده

از روی نمودارهای نیروی محوری ستون‌ها می‌باشند. به منظور درک بیشتر و مقایسه بین حالت‌های مورد نظر و بررسی پارامترهای متغیر معرفی شده، مقادیر حاصل در قالب نمودارهای میله ای به صورت جداگانه ارائه و مورد تجزیه و تحلیل قرار می‌گیرند. در شکل‌های ۱۸ و ۱۹ به مقایسه مقادیر نیروی محوری در ستون‌های مجاور به محل حذف در حالت‌های قبل و پس از حذف پرداخته شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود مقادیر نیروی محوری ایجاد شده در ستون مجاور محل حذف، در ساختمان‌هایی که از مهاربند کم‌انرژی‌ناپذیر استفاده شده است، بمراتب کمتر از ساختمان‌هایی است که در آنها از مهاربند معمولی استفاده گردیده است. دلیل این موضوع آن است که مهاربندهای کم‌انرژی‌ناپذیر با عملکرد فشاری خود می‌توانند در تحمل نیروهای محوری ایجاد شده ناشی از حذف ستون کمک قابل توجهی به ستون‌های مجاور محل حذف داشته باشند.



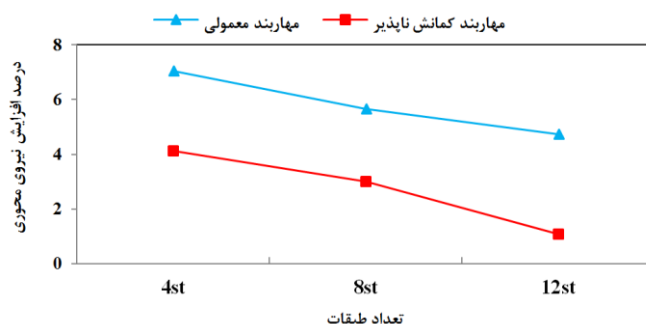
شکل ۱۸: نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون‌های E2 و D1)



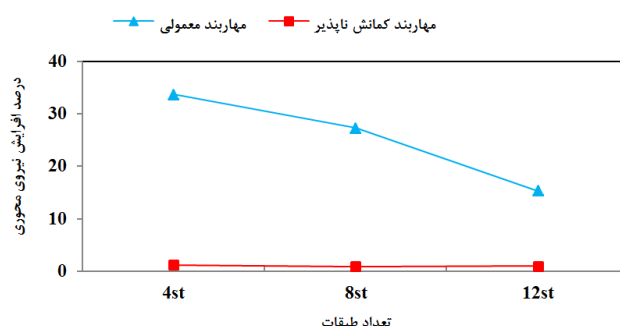
شکل ۱۹: نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون D2)

از سوی دیگر نمودارهای مقایسه‌ای شکل‌های ۲۰ و ۲۱ نشان می‌دهد که مهاربندهای کم‌انرژی‌ناپذیر سبب شده‌اند که اختلاف بین نیروی محوری ایجاد شده در حالت‌های حذف و بدون حذف در مقایسه با مهاربندهای معمولی کاهش یابد. بطوریکه نیروی محوری ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون‌های E2 و D1) در ساختمان‌های دارای مهاربند معمولی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۷/۰۴، ۵/۶۶ و ۴/۷۳ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف افزایش یافته‌اند؛ این در حالیست که نیروی محوری ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون‌های E2 و D1) در ساختمان‌های دارای مهاربند کم‌انرژی‌ناپذیر ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۴/۱۲، ۳ و ۱/۰۶ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف افزایش یافته‌اند. همچنین نیروی محوری ستون مجاور به محل حذف (ستون D2) در ساختمان‌های دارای مهاربند معمولی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۳۳/۶، ۲۷/۲ و ۱۵/۳ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف افزایش یافته‌اند؛ این در حالیست که نیروی محوری ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون D2) در ساختمان‌های دارای مهاربند کم‌انرژی‌ناپذیر ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۱/۲۹، ۰/۹۸ و ۱/۰۸ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف

افزایش یافته‌اند. بنابراین و با توجه به مقادیر اشاره شده می‌توان به این نتیجه دست یافت که استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های فولادی در مقایسه با مهاربندهای معمولی باعث بهبود عملکرد سازه می‌شود و احتمال وقوع خرابی پیشرونده را کاهش می‌دهد. دلیل این موضوع آن است که مهاربندهای معمولی قابلیت کمانش ناشی از فشار وارده را نداشته و دارای رفتار مشابه درکشش و فشار می‌باشد؛ این در حالیست که مهاربندهای کمانش ناپذیر با تسلیم مهاربند درکشش و فشار توانایی جذب انرژی بالاتری دارند و به علت وجود هسته‌های فولادی و اثر همزمان بتن و فولاد درکشش و فشار ظرفیت اتلاف انرژی و شکل پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای معمولی دارند.

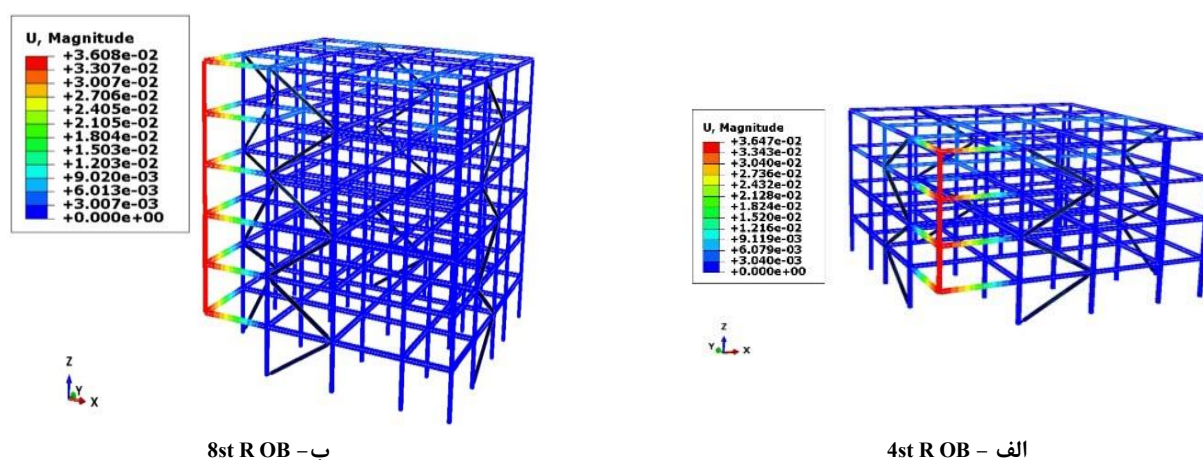


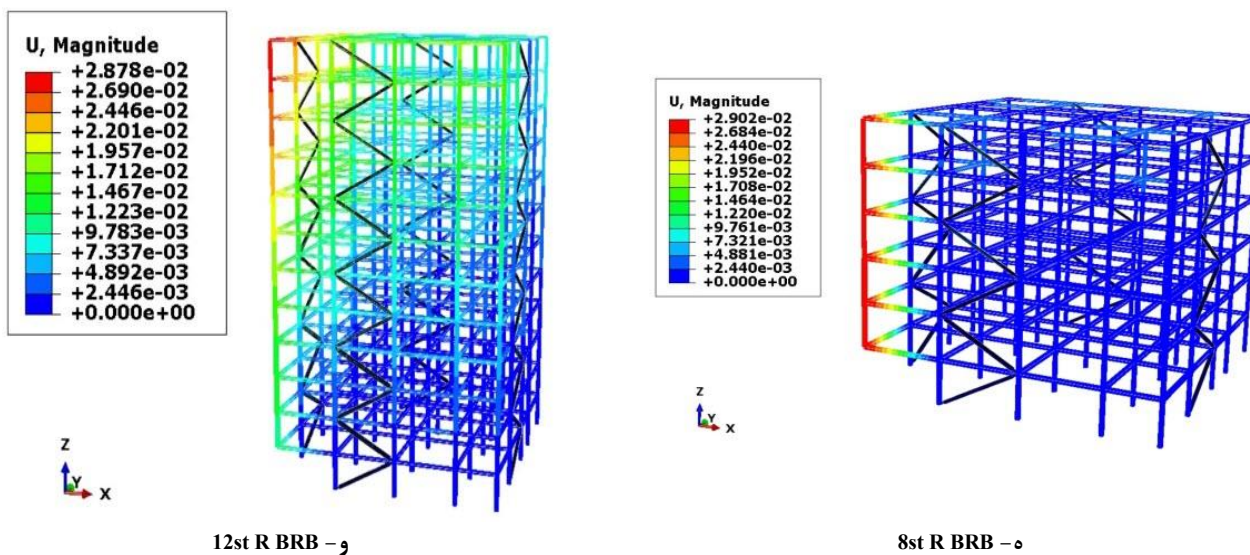
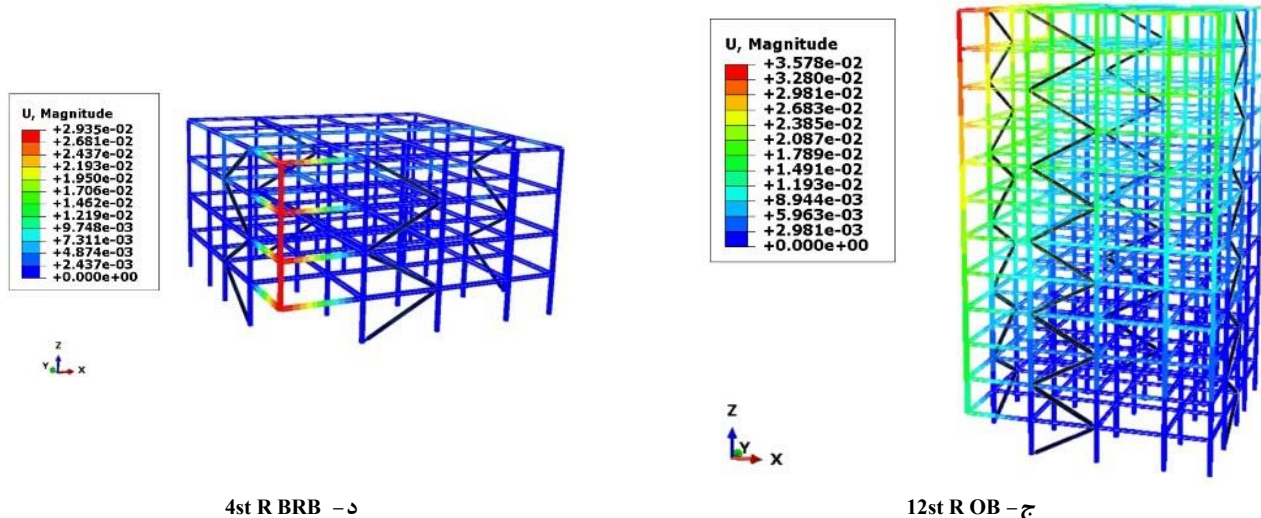
شکل ۲۰: درصد افزایش نیروی محوری ستون مجاور به محل حذف (ستون‌های D1 و E2) به مقدار متناظرش در حالت بدون حذف



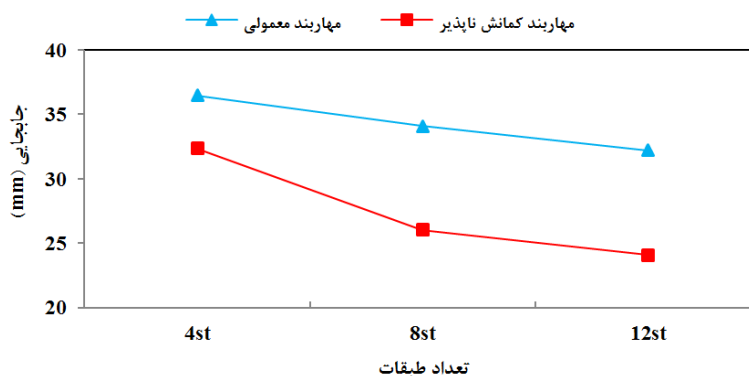
شکل ۲۱: درصد افزایش نیروی محوری ستون مجاور به محل حذف (ستون D2) به مقدار متناظرش در حالت بدون حذف

در شکل ۲۲ شکل تغییر یافته ساختمان‌های مورد بررسی به همراه مقادیر جابجایی در حالت‌هایی که ستون گوشه در پایین‌ترین طبقه حذف گردیده، نشان داده شده است. در این شکل‌ها واحد جابجایی بر حسب متر می‌باشد.



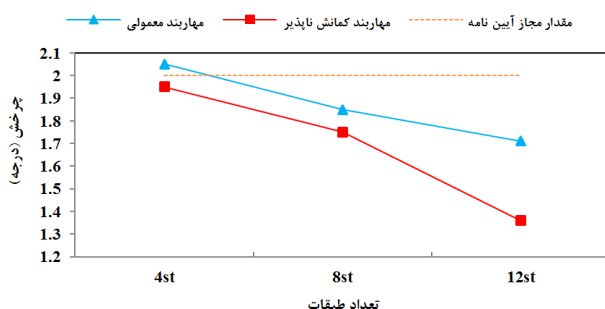


شکل ۲۲: جابجایی محل حذف ستون در قاب های مورد بررسی در حالت های مختلف



شکل ۲۳: مقایسه پیشینه جابجایی محل حذف ستون در حالت های مختلف

در شکل ۲۳ به مقایسه بیشینه جابجایی محل حذف ستون در ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه‌ای که ستون گوشه آنها در پایین‌ترین طبقه حذف گردیده، پرداخته شده است. همان‌طور که ملاحظه می‌گردد استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر سبب شده است که جابجایی محل حذف ستون در مقایسه با حالت‌های متناظر با مهاربندهای معمولی کاهش یابد؛ بطوریکه جابجایی متناظر با ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش ناپذیر به ترتیب به میزان ۱۱، ۲۳ و ۲۵ درصد نسبت به مقادیر متناظر در ساختمان‌های با مهاربند معمولی کمتر شده است. از این موضوع می‌توان به این نتیجه دست یافت که که مهاربندهای کمانش ناپذیر در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر می‌توانند نقش تاثیرگذارتری در باز توزیع نیروهای ایجاد شده در مقایسه با مهاربندهای معمولی داشته باشند و سبب می‌شوند که جابجایی محل حذف ستون کاهش بیشتری در مقایسه با حالت‌های متناظر با مهاربند معمولی داشته باشند. دلیل این امر آن است که مهاربندهای کمانش ناپذیر با جذب انرژی ورودی سازه، سبب شده اند که تنش‌های کمتری به سایر اعضای سازه وارد شود و بدین ترتیب با کاهش جابجایی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده را کاهش می‌دهند.



شکل ۲۴: مقایسه چرخش اتصال تیر به ستون و مقایسه آن با مقدار مجاز تعریف شده در GSA

دوران مفصل (θ) معیار دیگری است که پاسخ تغییر شکل حداکثر را تابعی از طول دهانه عضو می‌نماید و نشان دهنده درصد ناپایداری در نواحی بحرانی عضو می‌باشد. در مطالعه‌ی حاضر، ساختمان‌های فولادی مورد بررسی ساختمان‌های متعارفی می‌باشند که سطح عملکرد آن‌ها در محدوده‌ی آستانه فروریزش در نظر گرفته شده است. مقادیر مجاز دوران مفصل برابر ۲ رادیان می‌باشند [۲۵]. دوران مفاصل پلاستیک حداکثر اعضا در ساختمان‌های که تحت حذف ستون تحلیل شدند، پس از محاسبه در شکل ۲۴ ارائه شده است. همان‌طور که از شکل ۲۴ مشخص است استفاده از مهاربند کمانش ناپذیر سبب شده است که دوران محل اتصال تیر به ستون در مقایسه با ساختمان‌های با مهاربند معمولی کاهش یابد. این اثرگذاری بویژه در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر مشهودتر می‌باشد؛ بطوریکه مقدار بیشینه چرخش متناظر با ساختمان ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش ناپذیر در مقایسه با مهاربند معمولی به میزان ۲۱ درصد کاهش یافته است. در مهاربندهای کمانش ناپذیر، اعضا قادر به تحمل فشاری بیش از مقاومت تسلیم کششی می‌باشند و برخلاف سیستم‌های معمولی دارای رفتار هیستریزس پایدار و متوازن، و شکل پذیری ذاتی به واسطه وقوع تسلیم در فشار، قبل از شروع کمانش می‌باشند. یکی از مزیت‌های بادبندهای کمانش ناپذیر آن است که استهلاک انرژی بواسطه هسته بادبند ایجاد می‌شود و بدین ترتیب تنش‌های کمتری در ناحیه اتصال تیر و ستون به بادبند ایجاد می‌شود. به عبارتی نیروی ایجاد شده در بادبند مستهلک شده و از این رو منجر به کاهش زاویه چرخش اتصال تیر به ستون می‌شود.

۵- نتیجه گیری

در مطالعه حاضر استفاده از مهاربندهای کمانش ناپذیر که به دلیل جلوگیری از کمانش مهاربند، قابلیت جذب انرژی بسیار بیشتری را نسبت به سیستم‌های رایج مهاربندی همگرا فراهم می‌آورند، به عنوان نوآوری تحقیق با هدف کاهش پتانسیل خرابی پیشرونده در قاب‌های فولادی مهاربندی شده مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای این منظور مدل اجزاء محدود سه بعدی ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه در دو حالت استفاده از مهاربندهای معمولی و کمانش ناپذیر شبیه سازی شدند و پاسخ آنها در برابر خرابی پیشرونده مورد ارزیابی قرار گرفته است. بررسی خرابی پیشرونده با استفاده از روش مسیر بار جایگزین صورت پذیرفت و پاسخ سازه‌ها در برابر حذف ستون مورد بررسی قرار گرفت. در این قسمت مهم‌ترین نتایج حاصل ارائه می‌گردد.

مقادیر نیروی محوری ایجاد شده در ستون مجاور محل حذف، در ساختمان‌هایی که از مهاربند کمانش‌ناپذیر استفاده شده است، بمراتب کمتر از ساختمان‌هایی است که در آنها از مهاربند معمولی استفاده گردیده است. دلیل این موضوع آن است که مهاربندهای کمانش‌ناپذیر با عملکرد فشاری خود می‌توانند در تحمل نیروهای محوری ایجاد شده ناشی از حذف ستون کمک قابل توجهی به ستون‌های مجاور محل حذف داشته باشند.

مهاربندهای کمانش‌ناپذیر سبب شده اند که اختلاف بین نیروی محوری ایجاد شده در حالت‌های حذف و بدون حذف در مقایسه با مهاربندهای معمولی کاهش یابد. نیروی محوری ستون مجاور به محل حذف (ستون D2) در ساختمان‌های دارای مهاربند معمولی ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۳۳/۶، ۲۷/۲ و ۱۵/۳ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف افزایش یافته‌اند؛ این در حالیست که نیروی محوری ستون‌های مجاور به محل حذف (ستون D2) در ساختمان‌های دارای مهاربند کمانش‌ناپذیر ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به ترتیب به میزان ۱/۲۹، ۰/۹۸ و ۱/۰۸ درصد نسبت به مقادیر متناظر در حالت بدون حذف افزایش یافته‌اند.

استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در ساختمان‌های فولادی در مقایسه با مهاربندهای معمولی باعث بهبود عملکرد سازه می‌شود و احتمال وقوع خرابی پیشرونده را کاهش می‌دهد. دلیل این موضوع آن است که مهاربندهای معمولی قابلیت کمانش ناشی از فشار وارده را نداشته و دارای رفتار مشابه درکشش و فشار می‌باشد؛ این در حالیست که مهاربندهای کمانش‌ناپذیر با تسلیم مهاربند درکشش و فشار توانایی جذب انرژی بالاتری دارند و به علت وجود هسته‌های فولادی و اثر همزمان بتن و فولاد درکشش و فشار ظرفیت اتلاف انرژی و شکل‌پذیری بیشتری نسبت به مهاربندهای معمولی دارند.

استفاده از مهاربندهای کمانش‌ناپذیر سبب شده است که جابجایی محل حذف ستون در مقایسه با حالت‌های متناظر با مهاربندهای معمولی کاهش یابد؛ بطوریکه جابجایی متناظر با ساختمان‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش‌ناپذیر به ترتیب به میزان ۱۱، ۲۳ و ۲۵ درصد نسبت به مقادیر متناظر در ساختمان‌های با مهاربند معمولی کمتر شده است. از این موضوع می‌توان به این نتیجه دست یافت که که مهاربندهای کمانش‌ناپذیر در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر می‌توانند نقش تاثیرگذارتری در باز توزیع نیروهای ایجاد شده در مقایسه با مهاربندهای معمولی داشته باشند و سبب می‌شوند که جابجایی محل حذف ستون کاهش بیشتری در مقایسه با حالت‌های متناظر با مهاربند معمولی داشته باشند. دلیل این امر آن است که مهاربندهای کمانش‌ناپذیر با جذب انرژی ورودی سازه، سبب شده اند که تنش‌های کمتری به سایر اعضای سازه وارد شود و بدین ترتیب با کاهش جابجایی پتانسیل وقوع خرابی پیشرونده را کاهش می‌دهند.

استفاده از مهاربند کمانش‌ناپذیر سبب شده است که دوران محل اتصال تیر به ستون در مقایسه با ساختمان‌های با مهاربند معمولی کاهش یابد. این اثرگذاری بویژه در ساختمان‌های با ارتفاع بیشتر مشهودتر می‌باشد؛ بطوریکه مقدار بیشینه چرخش متناظر با ساختمان ۱۲ طبقه دارای مهاربند کمانش‌ناپذیر در مقایسه با مهاربند معمولی به میزان ۲۱ درصد کاهش یافته است. در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، اعضا قادر به تحمل فشاری بیش از مقاومت تسلیم کششی می‌باشند و برخلاف سیستم‌های معمولی دارای رفتار هیستریزیس پایدار و متوازن، و شکل‌پذیری ذاتی به واسطه وقوع تسلیم در فشار، قبل از شروع کمانش می‌باشند.

پیوست

جدول ۷: نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی ۸ طبقه

مهاربند	تیر	ستون	طبقات
20Box10	2 IPE 300	Box 35x35x2	۱
20Box10	2 IPE 300	Box 35x35x2	۲
20Box10	2 IPE 300	Box 35x35x2	۳
20Box10	2 IPE 300	Box 35x35x2	۴
15Box10	2 IPE 270	Box 25x25x2	۵
15Box10	2 IPE 270	Box 25x25x2	۶
15Box10	2 IPE 270	Box 25x25x2	۷
15Box10	2 IPE 270	Box 25x25x2	۸

جدول ۶: نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی ۴ طبقه

مهاربند	تیر	ستون	طبقات
Box20x2.0	2 IPE 300	Box 30x30x2	۱
Box20x2.0	2 IPE 300	Box 30x30x2	۲
Box20x1.6	2 IPE 270	Box 25x25x2	۳
Box15x1.6	2 IPE 270	Box 25x25x2	۴

جدول ۸: نتایج طراحی اعضای ساختمان فولادی ۱۲ طبقه

مهاربند	تیر	ستون	طبقات
25Box15	2 IPE 300	Box 40x40x2	۱
25Box15	2 IPE 300	Box 40x40x2	۲
25Box15	2 IPE 300	Box 40x40x2	۳
25Box15	2 IPE 300	Box 40x40x2	۴
20Box15	2 IPE 270	Box 35x35x2	۵
20Box15	2 IPE 270	Box 35x35x2	۶
20Box15	2 IPE 270	Box 35x35x2	۷
20Box15	2 IPE 270	Box 35x35x2	۸
15Box10	2 IPE 240	Box 30x30x2	۹
15Box10	2 IPE 240	Box 30x30x2	۱۰
15Box10	2 IPE 240	Box 30x30x2	۱۱
15Box10	2 IPE 240	Box 30x30x2	۱۲

مراجع

- [1] Burkholder, M. C. (2012). Performance Based Analysis of a Steel Braced Frame Building With Buckling Restrained Braces. A Thesis presented to the Faculty of California Polytechnic State University, San Luis Obispo.
- [2] Stephen, D., Lam, D., Forth, J., Ye, J., & Tsavdaridis, K. D. (2019). An evaluation of modelling approaches and column removal time on progressive collapse of building. *Journal of Constructional Steel Research*, 153, 243-253. DOI org/10.1016/j.jcsr.2018.07.019
- [3] Suwondo, R., Cunningham, L., Gillie, M., & Bailey, C. (2019). Progressive collapse analysis of composite steel frames subject to fire following earthquake. *Fire Safety Journal*, 103, 49-58. DOI org/10.1016/j.firesaf.2018.12.007.
- [4] Meng, B., Zhong, W., Hao, J., Song, X., & Tan, Z. (2019). Calculation of the resistance of an unequal span steel substructure against progressive collapse based on the component method. *Engineering Structures*, 182, 13-28. DOI org/10.1016/j.engstruct.2018.12.053.
- [5] Hoveidae, N. (2019). Comparison of Progressive Collapse Capacity of Steel Moment Resisting Frames and Dual Systems with Buckling Retrained Braces. *Journal of Rehabilitation in Civil Engineering*, 7(3), 61-70.
- [6] Karimian, A., Armaghani, A., & Behraves, A. (2019). Performance of Low-yield Strength Plates in Beam-column Connections against Progressive Collapse. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 23(1), 335-345. DOI //doi.org/10.1007/s12205-018-0653-y.
- [7] Shirinzadeh, M., & Haghollahi, A. (2019). Rehabilitation in Simple Steel Connections against Progressive Collapse due to Column Removal. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1-7. DOI org/10.1007/s12205-018-0935-4.
- [8] Naghavi, M., Rahnavard, R., Thomas, R. J., & Malekinejad, M. (2019). Numerical evaluation of the hysteretic behavior of concentrically braced frames and buckling restrained brace frame systems. *Journal of Building Engineering*, 22, 415-428. doi.org/10.1016/j.jobbe.2018.12.023.
- [9] Xie, L., Wu, J., Huang, Q., & Tong, C. (2019). Analysis of the Seismic Demand of High-Performance Buckling-Restrained Braces under a Strong Earthquake and Its Aftershocks. *Advances in Civil Engineering*. DOI org/10.1155/2019/1482736
- [10] Zaruma, S., & Fahnestock, L. A. (2018). Assessment of design parameters influencing seismic collapse performance of buckling-restrained braced frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 113, 35-46. DOI org/10.1016/j.soildyn.2018.05.021
- [11] Esfandiari, J., & Soleimani, E. (2018). Laboratory investigation on the buckling restrained braces with an optimal percentage of microstructure, polypropylene and hybrid fibers under cyclic loads. *Composite Structures*, 203, 585-598. DOI org/10.1016/j.compstruct.2018.07.035

- [12] Palmer, K. D., Roeder, C. W., Lehman, D. E., Okazaki, T., & Shield, C. (2012). Experimental performance of steel braced frames subjected to bidirectional loading. *Journal of Structural Engineering*, 139(8), 1274-1284. DOI org/10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0000624.
- [13] Hosseini, S. M., & Amiri, G. G. (2017). Successive collapse potential of eccentric braced frames in comparison with buckling-restrained braces in eccentric configurations. *International Journal of Steel Structures*, 17(2), 481-489. DOI org/10.1007/s13296-017-6008-6.
- [14] Faghihmaleki, H., Nejati, F., Zarkandy, S., & Masoumi, H. (2017). Evaluation of Progressive Collapse in Steel Moment Frame with Different Braces. *Jordan Journal of Civil Engineering*, 11(2).
- [15] Bagheripourasil, M., Mohammadi, Y., & Gholizad, A. (2017). A proposed procedure for progressive collapse analysis of common steel building structures to blast loading. *KSCE Journal of Civil Engineering*, 1-9. DOI org/10.1007/s12205-017-0559-0.
- [16] Akbarinia, F., Adinehfar, Y., Davashi, H., Jalili, D., Beiranvand, P., & Hosseini, M. (2018). Investigating the effect of column removal on progressive collapse of buildings designed by buckling restrained braced and bending frames. *Engineering Solid Mechanics*, 6(1), 83-88. DOI 10.5267/j.esm.2017.10.001.
- [17] Abaqus theory manual. Version, Hibbitt. 2016. Pawtucket (RI): Karlsson and Sorensen, Inc.
- [18] Feng Fu. (2012) Response of a multi-storey steel composite building with concentric bracing under consecutive column removal scenarios. *Journal of Constructional Steel Research*, 70 115–126. DOI org/10.1016/j.jcsr.2011.10.012.
- [19] ETABS, C. (2015). 15.0. Berkeley. CA: Computers and Structures inc.
- [20] DOD, (2013), Design of Buildings to Resist Progressive Collapse, Unified Facilities Criteria (UFC) 4-023-03, Department of Defence, Washington, DC, 2013.
- [21] Tsai, K. C. (2013). Buckling restrained braces: Resear chand implementation in Taiwan. In *Steel Innovations Conference*. Steel Innovations Conference, Christchurch, New Zealand.
- [22] AISC, (2010). Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of Steel Construction, Inc., Chicago, Illinois.
- [23] Song BI. (2010). Experimental and analytical assessment on the progressive potential of existing buildings. Master's thesis. The Ohio State University; 2010. p. 125.
- [24] Kaafi, Pouya Ghodrati Amiri, Gholamreza, (2014), Investigation of the Progressive Collapse Potential in Steel Buildings with Composite Floor System, World Academy of Science, Engineering and Technology, *International Journal of Civil and Environmental Engineering* Vol:1, No:8.
- [25] GSA. (2003), Progressive collapse analysis and design guidelines for federal office buildings and major modernization projects. The U.S. General Services Administration.