



## مقایسه عملکرد قابهای فولادی با مهاربند همگرا و واگرا در برابر فروپاشی پیش رونده

اصغر وطنی اسکویی<sup>۱</sup>، حمید فرهادی پور<sup>۲</sup>

۱- عضو هیئت علمی دانشکده عمران دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی

[asvatani@gmail.com](mailto:asvatani@gmail.com)

[hamidfarhadipoor.54@gmail.com](mailto:hamidfarhadipoor.54@gmail.com)

### خلاصه

فروپاشی پیش رونده گسترش خرابی های زنجیروار در یک سازه که از حداقل یک عضو بحرانی سازه ای شروع شده بطور پیوسته به سایر اعضای سازه منتقل شده و باعث خرابی کلی یا بخش اعظمی از آن سازه می شود. این حادثه وحشتناک می تواند در اثر یک حادثه غیر عادی مانند انفجار بمب، انفجار کپسول گاز، برخورد وسایل نقلیه و یا حتی یک گود برداری غیر اصولی که باعث حذف ناگهانی یک یا چند عضو بحرانی از سازه شود به وجود آید. [1] در حال حاضر اکثر سازه های موجود صرفا در برابر بارهای ثقلی و بارهای جانبی (باد یا زلزله) طراحی می شوند. واقعیت این است که یک سازه مقاوم در برابر زلزله لزوما توانایی مقابله با فروپاشی پیش رونده را ندارد. بنابراین لازم است در طراحی سازه های جدید و خاص سازه ها در برابر این حادثه نیز طراحی شوند. با توجه به کاربرد فراوان قابهای مهاربندی شده برای ساختمان های کوتاه و متوسط در این مقاله مقاومت یک ساختمان ۷ طبقه که در دو حالت با مهاربندهای واگرا (EBF) و همگرا (CBF) آرایش یافته است در برابر فروپاشی بررسی شده رفتار این دو نوع سیستم مهاربندی با یکدیگر مقایسه شده است. این دو قاب ابتدا بر اساس ضوابط لرزه ای آیین نامه ۲۸۰۰ ایران [2] طراحی شده سپس مقاومت آن ها در برابر فروپاشی پیش رونده توسط ضوابط ستاد تسهیلات متحد آمریکا (UFC) [3] به روش مسیر متناوب (APM) بررسی شده است. جهت انجام این بررسی از هر دو روش استاتیکی خطی و دینامیکی غیر خطی استفاده شده است. نتایج این تحلیل ها حاکی از عملکرد مناسبتر قابهای EBF نسبت به قابهای CBF می باشد. البته آرایش مناسب مهاربندها نیز در عملکرد قابها در برابر فروپاشی پیش رونده بسیار موثر است.

کلمات کلیدی: فروپاشی پیش رونده، انفجار، مهاربندی های EBF، مهاربندی های CBF، روش مسیر متناوب، تحلیل دینامیکی غیر خطی

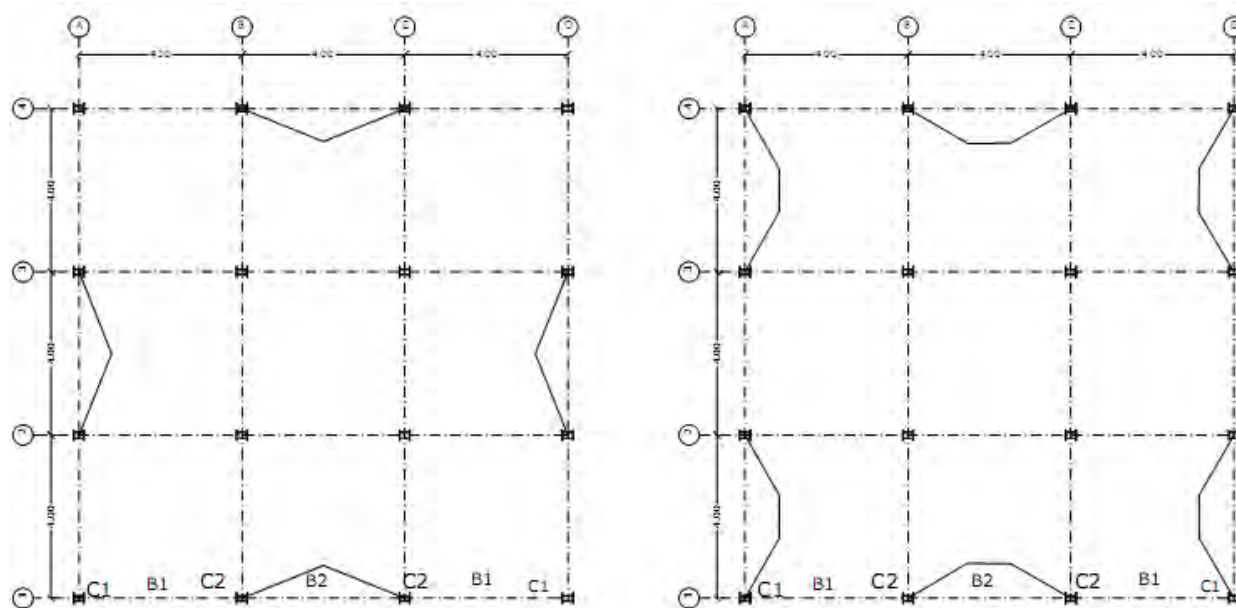
### ۱. مقدمه

موضوع فروپاشی پیش رونده یعنی حذف اعضاء کلیدی سازه ها در اثر یک حادثه ناگهانی مانند انفجار، برخورد وسایل نقلیه و بارهای غیرعادی اولین بار در سال ۱۹۶۸ پس از خرابی یکپارچه ساختمان رونان در لندن بر اثر انفجار گاز در طبقه هجدهم این ساختمان ۲۲ طبقه توجه محققین و آیین نامه ها را به خود جلب کرد. در این ساختمان با توجه به انتقال بار توسط دیوارهای باربر بتنی و حذف این بار در اثر انفجار در طبقه هیجدهم و نبود مسیر فرعی برای حمل بار ساختمان در مدت بسیار کوتاهی دچار فروپاشی پیش رونده شد. همچنین در سال ۱۹۹۵ ساختمان اداری در شهر اکلاهما در آمریکا به نام آلفرد در اثر انفجار بمب در ضلع شمالی آن دچار فروپاشی پیش رونده گردید. نقطه اوج خرابی پیش رونده نیز حمله تروریستی به برجهای تجارت جهانی آمریکا در سپتامبر ۲۰۰۱ می باشد [4]. در راستای این حوادث آیین نامه های طراحی در ابتدا صرفا توصیه هایی برای کاهش اثرات ناشی از این حوادث در نظر گرفتند اما بعد از حادثه سپتامبر ۲۰۰۱ آیین نامه ها توجه بیشتری به این موضوع کردند. در حال حاضر آیین نامه های مختلفی به این موضوع پرداخته اند که می توان به NBCC (اداره تحقیقات کانادا)، GSA (اداره سرویس های عمومی)، DOD (دپارتمان دفاعی)، معیارهای تسهیلات متحد (UFC) اشاره کرد. با توجه به کاربرد فراوان قابهای فولادی مهاربندی شده همگرا (CBF) و قابهای فولادی مهاربندی شده واگرا مقاومت آنها را در برابر فروپاشی پیش رونده ناشی از حذف ناگهانی اعضای کلیدی مانند ستون ها یا مهاربندی مجاور ستون هادر اثر انفجار با یکدیگر مقایسه کنیم. در مقایسه این دو سیستم دو پارامتر نقش عمده دارد. مهاربندی های همگرا با تحمل در کشش و کماتش غیر خطی در فشار به پراکندگی انرژی لرزه ای کمک می کنند. در مقابل مهاربندی های واگرا به گونه ای طراحی می شوند تا در طول

بارگذاری جانبی ارتجاعی باقی بمانند به طوریکه اتلاف انرژی زلزله با تغییر شکل های غیر ارتجاعی در مناطق در نظر گرفته تحت عنوان اتصال برشی حاصل شود (LINK BEAM). [5]. بنابراین پارامتر اول رفتار مهاربندها می باشد و پارامتر بعدی آرایش مهاربندها می باشد که به مقاومت در برابر فروپاشی بسیار کمک می کند. برای انجام این مقایسه ضوابط آیین نامه UFC (UNITED FACILITIES CRITERIA) معیارهای تسهیلات متحد به روش مسیر متناوب (APM) در نظر گرفته شده است. به این منظور یک ساختمان اداری ۷ طبقه را با هر دو سیستم مهاربندی EBF و CBF به طور مجزا توسط ضوابط لرزه ای آیین نامه ۲۸۰۰ و به روش LRFD طراحی کرده ایم. سپس مقاومت آن ها را در برابر فروپاشی پیش رونده با هم مقایسه می کنیم.

## ۲. مدل سازی ساختمانی

ساختمان الگو مطابق شکل ۱ در دو حالت EBF و CBF در نرم افزار ETABS تحلیل و طراحی شده اند. این ساختمان در منطقه لرزه خیزی شدید (۴) قرار گرفته و زمین نوع II می باشد. کلیه اتصالات در هردو سیستم مفصلی میباشد. بارهای مرده طبقات با احتساب وزن تیغه های داخلی  $6000\text{N/m}^2$  و بام  $5000\text{N/m}^2$  و بار زنده طبقات  $2000\text{N/m}^2$  و بار برف نیز  $2000\text{N/m}^2$  در نظر گرفته شده است. بار دیوارهای پیرامونی نما  $2870\text{N/m}^2$  و بار دیوارهای دارای نما  $3260\text{N/m}^2$  منظور شده است. با توجه به کوتاه بودن ساختمان و همچنین منظم بودن سازه در ارتفاع و پلان جهت تحلیل و طراحی آن از روش استاتیکی معادل استفاده کرده ایم. با توجه به کاربرد فراوان مقاطع مرکب در ایران در ساختمان های کوتاه و متوسط در اینجا ما نیز برای ستون ها، مهاربندها و تیرها در صورت لزوم برای مقاطع مرکب IPE, UNP استفاده کرده ایم. ضریب زلزله محاسبه شده برای مهاربندی SCBF برابر ۱۴۵. و برای مهاربندی EBF برابر ۱۲۵ می باشد. با انجام تحلیل و طراحی هر دو سیستم با توجه به اینکه قصد داریم از هر سیستم یکی از قابهای محیطی را در برابر فروپاشی پیش رونده ارزیابی کنیم، نتایج طراحی لرزه ای برای قاب محور A برای هر دو سیستم در جدول ۱ آمده است. فولاد به کار رفته در این طراحی از نوع ST37 با تنش تسلیم  $FY=240\text{N/mm}^2$  می باشد. با توجه به این که در این سیستم ها جزئیات لرزه ای خاص در نظر گرفته شده با این وجود یک سازه مقاوم در برابر زلزله لزوماً توانایی مقابله با فروپاشی پیش رونده را نخواهد داشت.



شکل ۱- پلان مهاربندی سازه در دو حالت EBF و CBF



جدول ۱-مقاطع به کار رفته در دو سیستم CBF و EBF

المان				
C1-SCBF	2IPE18 در تمام طبقات			
C1-EBF	2IPE22+2PL35X1.2 طبقه همکف تا دوم	2IPE18 سایر طبقات		
C2	2IPE27+2PL35x2.5 در طبقه همکف و اول	2IPE27+2PL35X1.2 در طبقه دوم و سوم	2IPE22 در سایر طبقات	
B.R-SCBF	2UNP18 در طبقه همکف	2UNP16 در طبقه اول	2UNP14 در طبقه دوم و سوم	2UNP12 در طبقه چهارم و پنجم و 2UNP8 در طبقه آخر
B.R-EBF	2UNP18 در طبقه همکف	2UNP16 در طبقه اول تا چهارم	2UNP14 طبقه پنجم	2UNP10 طبقه آخر
B1-CBF	2IPE22 تا طبقه پنجم	IPE20 طبقه آخر		
B1-EBF	2IPE27 تا طبقه ششم	2IPE22 طبقه آخر		
B2-SCBF	2IPE24 همکف، دوم و چهارم	IPE20 اول، سوم و پنجم	2IPE22 طبقه آخر	
B2-EBF	IPE20 همه طبقات			

### ۳. ضوابط UFC برای مقابله با فروپاشی پیش رونده به روش مسیر متناوب

این روش توانایی سازه را بررسی کرده تا اجزاء بحرانی ساختمان که برداشته شده را اتصال دهد. طبق UFC اجزاء ساختمان در طبقه اول بالای همکف، در طبقه ای که مستقیماً زیر بار است، در طبقه موجود در نصف ارتفاع ساختمان و در طبقه بالای محل اتصالات ستون همه احتمالات تحت تاثیر برداشت قرار می گیرند. به عنوان یک حداقل اجزای موجود در گوشه و وسط در یک طبقه انتخاب شده باید برای برداشت در نظر گرفته شوند. برای هر طرح (سناریو) برداشت برای ساختار آسیب دیده تحلیل ساختاری صورت می گیرد تا مقبولیت همه اجزاء ساختمان تعیین شوند. UFC به جای پرداختن به فرآیند پیشرفت خرابی ها ضوابط قابل قبولی برای انواع مختلف اجزاء ساختمان تعریف می کند. اگر تلاشهای داخلی و تغییر شکل ها برای همه اجزاء ساختمان مطابق با ضوابط مورد قبول باشند کل ساختمان در برابر فروپاشی پیش رونده مقاومت نشان خواهد داد. UFC کارهای مربوط به کنترل تغییر شکل و کنترل نیرو را تفکیک کرده و برای هر یک ضوابط مختلفی دارد. در قاب های خمشی برای کنترل تغییر شکل خمش و کشش محوری به کار می روند و برای کنترل نیرو فشار محوری و برش در نظر گرفته می شود. یک جزء ساختمانی می تواند یا جزء کنترل تغییر شکل یا جزء کنترل نیرو باشد. بویژه مقاطع تیر - ستون جزء کنترل نیرو می باشند. اگر نیروی محوری فشاری بیشتر از نصف مقاومت محوری باشد دارای حد پایین خود می باشد.

#### ۳-۱- روش استاتیکی خطی

این روش ساده ترین روش برای تحلیل به روش مسیر متناوب می باشد. در این روش دو نوع ترکیب بار تعریف می شود. یکی ترکیب بار کنترل نیرو که مربوط به فعالیتهای کنترل نیرو می باشد (force-controlled) و دیگری ترکیب بار کنترل تغییر شکل (deformation - controlled) که مربوط به فعالیت های کنترل تغییر شکل می باشد. برای فعالیت های کنترل نیرو برای کف هایی (سقف) که بلافاصله تحت تاثیر عضو برداشته شده قرار می گیرند و در مجاورت آن قرار دارند بارهای افزایش یافته ثقلی زیر بکار می روند.

$$G_{ud} = \Omega_{LS}[(.9 \text{ or } 1.2)D + (.5 \text{ L or } 2S)] \quad (1)$$

که در اینجا  $\Omega_{LS}$  یک ضریب افزایش بار است که تقریباً اثرات دینامیکی و غیر خطی بعد از برداشت را در بر دارد. و مقدار آن برابر است با:

$$\Omega_{LS} = \begin{cases} 2 & \text{for force-controlled load combination} \\ 0.9m_{\min} + 1.1 & \text{for deformation-controlled Load combination} \end{cases} \quad (2)$$

در اینجا فاکتور  $m$  در برگیرنده ظرفیت غیر خطی اجزای ساختمان می باشد. و  $m_{min}$  کوچکترین مقدار فاکتورهای  $m$  همه اجزاء اولیه ساختمان به جز ستونهایی است که به مقاومت در برابر فروپاشی پیش رونده کمک می کند و در داخل قسمتی از ساختمان می باشد که بلافاصله تحت تاثیر نیرو قرار می گیرد. با توجه به سیستم سازه ای به کار رفته در این مقاله عمدتاً اعضا به کار رفته به صورت کنترل نیرو هستند که ما از ضریب ۲ بر  $\Omega_{IS}$  استفاده می کنیم.  $L$  و  $D$  و  $S$  نیز به ترتیب بار زنده، بار مرده و بار برف می باشند. برای سایر نواحی که از محدوده برداشت فاصله دارند نیز همان ترکیب بار فوق بدون اعمال ضریب افزایشی  $\Omega_{IS}$  به کار می رود.

$$G_L = [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (.5L \text{ or } .2S)] \quad (3)$$

علاوه بر ترکیب با ثقلی فوق یک بار جانبی متمرکز در تراز تمامی طبقات به صورت زیر به کار می رود. این بار باید در هر دو جهت اعمال شود یعنی برای یک ساختمان سه بعدی در چهار حالت مجزا این بار به سازه اعمال شده و حالت بحرانی بررسی می شود.

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (4)$$

در اینجا  $P$  مجموع بار مرده و زنده موجود در کف هر طبقه می باشند. دو ترکیب بارگذاری فوق به صورت همزمان به سازه اعمال می شوند.

### ۳-۲- روش دینامیکی غیر خطی (تاریخچه زمانی)

با توجه به اینکه روش دینامیکی غیر خطی به خوبی رفتارهای غیر خطی و دینامیک را در بر می گیرد بنابراین در این روش نیازی به اعمال ضریب افزایشی  $\Omega_{IS}$  نیست و ترکیب بارهای زیر به طور همزمان به کار می رود.

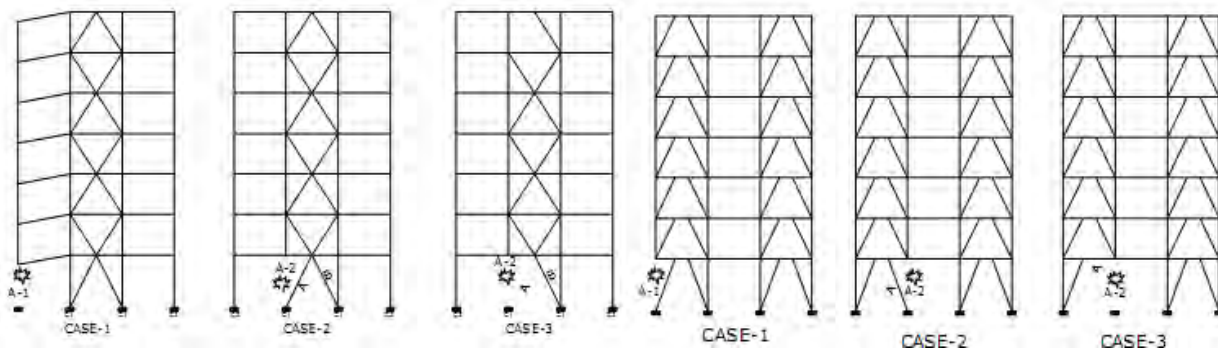
$$G_L = [(0.9 \text{ or } 1.2)D + (.5L \text{ or } .2S)] \quad (5)$$

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (6)$$

### ۳-۳- سناریوهای برداشت

مطابق توصیه UFC سناریوهای برداشت به صورت حذف ناگهانی اعضا در گوشه، وسط هر طبقه و همچنین در پایین ترین طبقه، طبقه ای که مستقیماً زیر بام قرار دارد و همچنین طبقه میانی به صورت یک حداقل می باشد. در شکل ۲ این سناریوها نشان داده شده است. بدیهی است با تشخیص طراح تعداد این سناریوها قابل افزایش است.

البته در این مقاله با توجه به وجود مهاربند در هر دو سیستم حالتی از حذف ستون و مهاربند مجاور آن به طور همزمان نیز در نظر گرفته شده است. حالت های انتخاب شده در مهاربندهای CBF و EBF به صورت زیر می باشد.



شکل ۲- سناریوهای برداشت در هر دو سیستم

جدول ۲- سناریوهای برداشت در این تحقیق

سیستم	حالت ۱	حالت ۲	حالت ۳
SCBF	A-1	A-2	A-2 و مهاربند مجاور
EBF	A-1	A-2	A-2 و مهاربند

#### ۴. آنالیز کامپیوتری

##### ۴-۱-۱ استاتیکی خطی

در این مرحله قاب A را برای هر دو سیستم تحلیل استاتیکی می کنیم. به این منظور ابتدا مطابق توصیه UFC در سناریوی مورد نظر بارگذاریهای لازم را مطابق شکل ۳ به عنوان نمونه برای حالت ۲ انجام می دهیم. سپس نیروهای ایجاد شده در اعضای باقی مانده را با ظرفیت آن ها مقایسه می کنیم. بدیهی است سیستم به شرطی توانایی مقابله با فروپاشی پیش رونده را خواهد داشت که نسبت نیرو به ظرفیت یعنی DCR در هیچکدام از اعضا از یک تجاوز نکند.

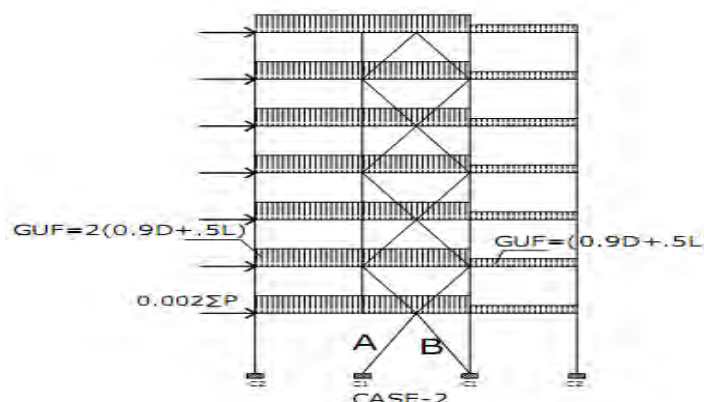
$$DEMAND/CAPACITY \leq 1$$

برای تعریف حالت حذف ناگهانی ستون در نرم افزار SAP ابتدا ستون مورد نظر را در حالت GROUP قرار می دهیم سپس در تعریف حالت بارگذاری حالت بار COL-CSA2 به صورت گزینه NONLINEAR STAGED CONSTRUCTION تعریف می کنیم. در مرحله اول همه اعضا را اضافه می کنیم و در مرحله دوم حالت REMOVE STRUCTURE را فعال می کنیم. به این ترتیب نتایج نیروهای اضافه شده در اعضا در مرحله حذف ستون را با ظرفیت اعضا مقایسه می کنیم.

##### ۴-۱-۱-۱ قاب SCBF

در سناریوی ۱ با توجه به این که در مجاورت ستون A-1 هیچگونه مهاربندی وجود ندارد و اتصال تیر به ستون نیز مفصلی می باشد با حذف این ستون اتصال دچار شکست برشی شده و باعث خرابی پیشرونده در کلیه طبقات فوقانی سازنده می شود.

در سناریوی دوم (شکل ۳) قبل از حذف ستون A-2 نیروی موجود در مهاربند A مقدار 4374N می باشد. پس از حذف ستون A-2 و بارگذاری جدید نیروی محوری در مهاربند A به 1150 KN می رسد که این نیرو حدودا ۱٫۸ برابر ظرفیت باربری 2UNP18 می باشد بنابراین می توان گفت این سازه جوابگوی مقابله با فروپاشی پیش رونده نمی باشد. در سناریوی سوم نیز با حذف همزمان ستون A-2 و مهاربند A نیروی محوری موجود در ستون A-1 از 389540N به 743200N می رسد که این مقدار نیز از ظرفیت باربری 2IPE18 که حدودا 677000N می باشد بیشتر است. بنابراین در این حالت نیز سازه دچار فروپاشی پیش رونده می شود. در این حالت نیروی موجود در مهاربند B به حدود چهار برابر ظرفیت باربری خود می رسد.



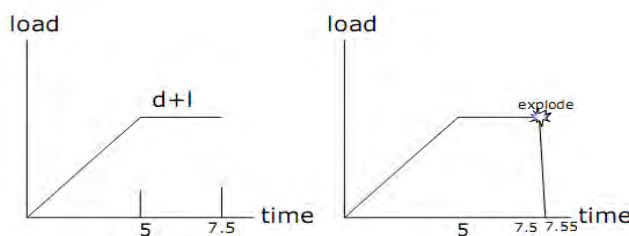
شکل ۳- بارگذاری استاتیکی خطی و حذف ستون در سناریوی دوم

##### ۴-۱-۲ قاب EBF

در سناریوی اول یعنی حذف ستون A-1 قبل از حذف نیروی موجود در ستون A-2 برابر 442130N می باشد که بعد از حذف ستون مقدار بار موجود در این ستون به 1438380N می رسد که این مقدار از ظرفیت باربری ستون 2IPE27+2PL35X1 که 2526240N می باشد کمتر است به طوریکه نسبت نیاز به ظرفیت آن ۰.۵۶ می باشد. در مهاربند A نیز بار محوری از 37000N به حدود 200000N می رسد که این مورد نیز حدود یک سوم ظرفیت باربری 2UNP16 می باشد. در سناریوی سوم یعنی حذف ستون A-2 و مهاربند مجاور بار محوری ستون از 363740N به 1342920N می رسد که باز این نیرو از ظرفیت باربری ستون مورد نظر کمتر و نسبت dcr آن در حدود 0.53 می باشد. برای مهاربند نیز نیروی محوری از 37000N به حدود 180000N می رسد که باز حدود یک سوم ظرفیت باربری مهاربند می باشد. تمامی ستون ها و مهاربندها دارای نسبت تقاضا به ظرفیت کمتر از یک می باشند. آنچه که مسلم است با توجه به آرایش مناسب مهاربندها و رفتار مناسب ebf ها مقاومت در برابر فروپاشی پیش رونده این سازه از scbf بهتر است.

#### ۴-۲- تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی

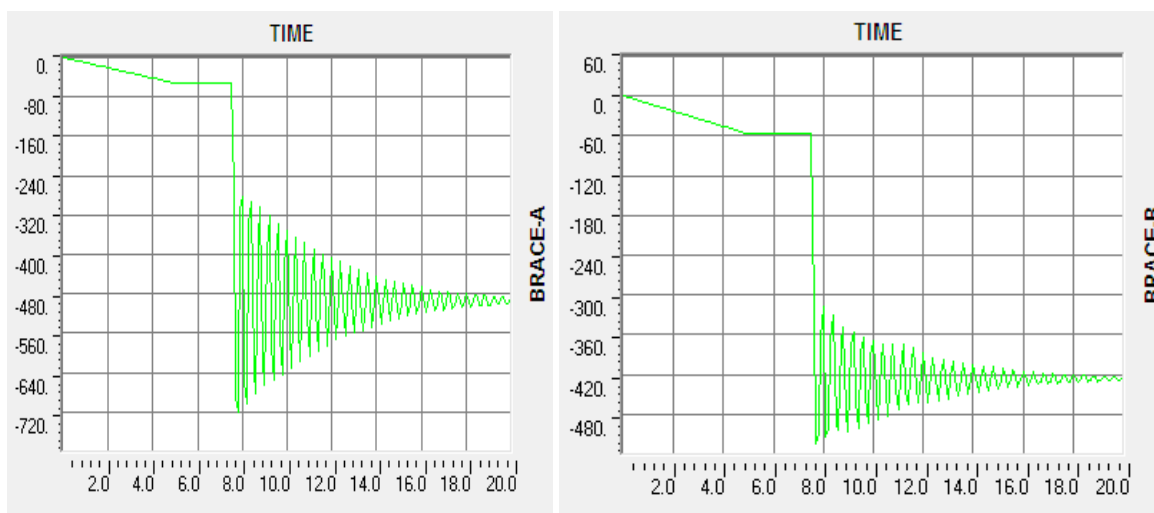
در تحلیل تاریخیچه زمانی غیر خطی با توجه به ماهیت تحلیل اثرات دینامیک و رفتارهای غیرخطی به خوبی در نظر گرفته می شود بنابراین این تحلیل نسبت به تحلیل استاتیکی از دقت بسیار بالایی برخوردار بوده و بنابراین نتایج آن قابل اعتمادتر خواهد بود. جهت انجام این تحلیل ابتدا دو حالت بارگذاری ذکر شده در بند ۲-۳ را تعریف می کنیم. برای تعریف این دو حالت فرض می کنیم بارها ظرف مدت ۵ ثانیه از صفر به مقدار حداکثر خود به صورت خطی رسیده سپس به مدت ۲.۵ ثانیه به صورت ثابت نگه داشته می شوند. تابع تاریخیچه زمانی این بارگذاری به صورت زیر می باشد (شکل ۴). جهت معرفی حالت حذف عضو نیز ابتدا عضو را با نیروی ایجاد شده در آن قبل از حذف جایگزین می کنیم و تابع تاریخیچه زمانی آن را به گونه ای تعریف می کنیم که تا ثانیه ۷.۵ این نیرو به عنوان عضو وجود داشته باشد سپس در اثر انفجار این عضو یا عضوها به طور ناگهانی حذف شده بنابراین عکس العمل این عضوها صفر شده و نیروی در کل سازه توزیع می شود. میرایی سازه به طور ثابت ۵٪ در نظر گرفته شده است.



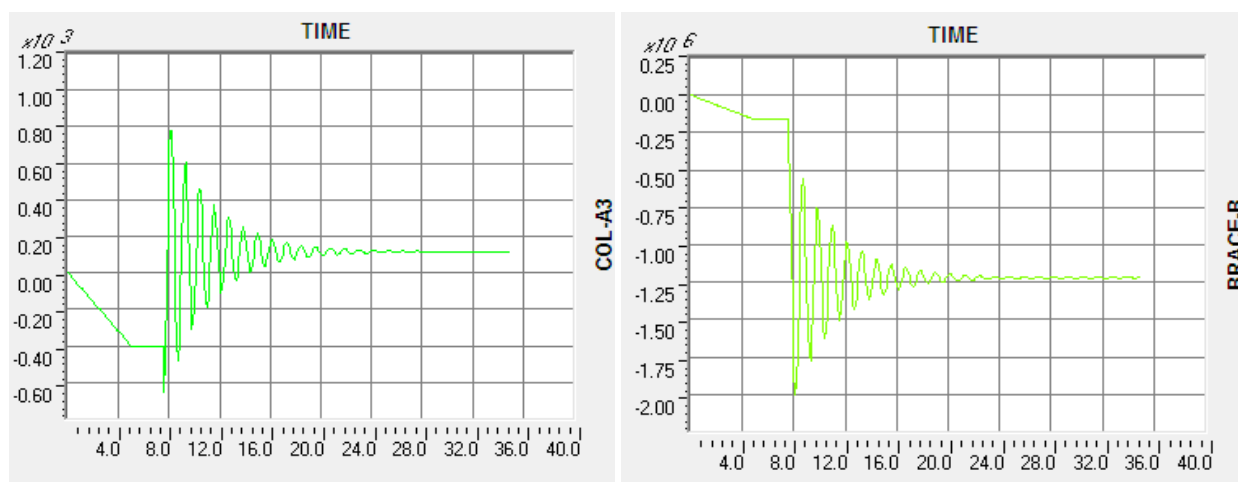
شکل ۴- شبیه سازی حذف عضو در اثر انفجار

#### ۴-۲-۱- قاب SCBF

در حالت ۱ نیز همانند حالت استاتیکی با توجه به نبود مسیر فرعی حمل بار در اثر حذف ستون A-1 ساختمان دچار فروپاشی پیش رونده خواهد شد. در حالت ۲ یعنی حذف ستون A-2 نیرو در مهاربند A به طور نوسانی از حداقل 165KN به 765KN رسیده و سرانجام در نیروی محوری فشاری 558KN میرا میشود که این نیرو کمی از ظرفیت 2UNP18 کمتر است (شکل ۵). در مهاربند B نیز وضعیتی مشابه وجود دارد. در سناریوی سوم یعنی حذف همزمان ستون و مهاربند مجاور آن (A-2, A) نیروی مهاربند B از 160KN به طور نوسانی تا حداکثر 2000KN رسیده و سرانجام در 1237KN میرا میشود که این نیرو حدود ۲ برابر ظرفیت مهاربند B میباشد. بنابراین میتوان گفت سازه دچار فروپاشی خواهد شد. (شکل ۶).



شکل ۵- نیروی ایجاد شده در مهاربند A و B در حالت ۱

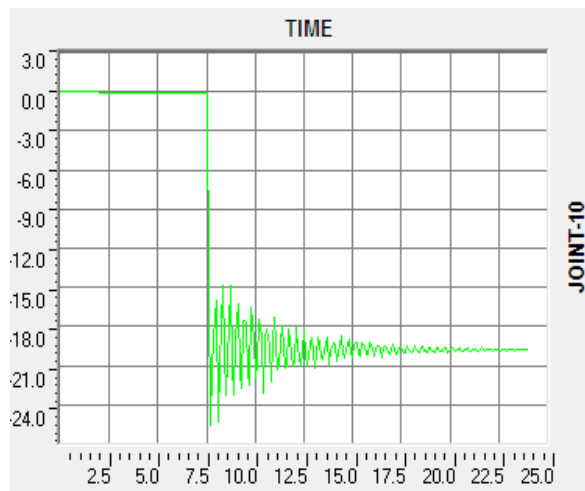


شکل ۶- نیروی ایجاد شده در مهاربند و ستون مجاور در حالت ۲

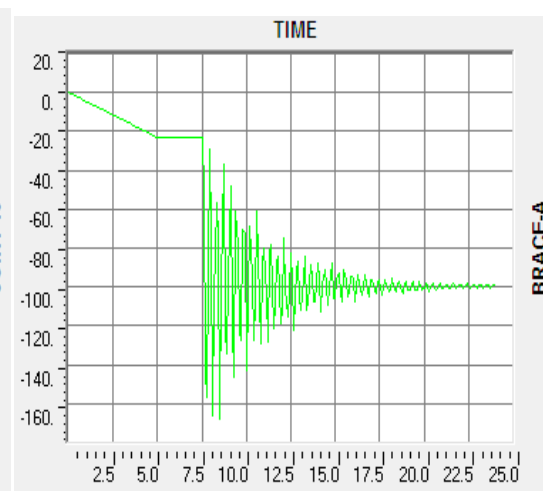
#### ۴-۴ قاب EBF

در این قاب با توجه به آرایش مناسب مهاربندها اتفاقی برای سازه نمی افتد. برای مثال در حالت ۲ با حذف ستون A-2 نیرو در مهاربند A به طور ناگهانی از 25KN به 165KN مرتعش شده و سرانجام در نیروی 100KN میرا میشود که این نیرو حدود یک چهارم ظرفیت مهاربند میباشد (شکل ۷). از سوی دیگر جابجایی گره اتصال ستون نیز در اثر انفجار به طور نوسانی تا حدود 25mm افزایش یافته و سرانجام در تغییر مکان 20mm میرا میشود (شکل ۸). در حالت سوم نیز با حذف مهاربند A و ستون مجاور نیروی مهاربند B به حداکثر 70KN میرسد که خیلی کمتر از ظرفیت باربری مهاربند B میباشد.





شکل ۸-جابجایی گره اتصال ستون محذوف در حالت ۲



شکل ۷-نیروی مهاربند A در حالت ۲

## ۵- نتیجه گیری

همانطور که مشاهده شد در قاب SCBF به علت نبود مسیر فرعی حمل بار با حذف ستون A-1 ساختمان دچار فروپاشی پیش رونده در بخش اعظمی از آن شد که ممکن است باعث آسیب به سایر قسمتها نیز بشود. بنابراین میتوان نتیجه گرفت یکی از راههای ایجاد مسیر فرعی در حمل بار المانهای حذف شده استفاده از آرایش مناسب مهاربندها در محیط ساختمان که بیشتر در معرض حوادث ناگهانی میباشند به گونه ای که در اطراف ساختمان ستون ثقلی وجود نداشته باشد. این موضوع در قاب EBF رعایت شده است که منجر به عملکرد بهتر این قاب نسبت به CBF شده است. البته این موضوع ارتباطی به رفتار لرزه ای مناسب مهاربندهای واگرا نسبت به همگرا ندارد. از طرفی همانطور که از محاسبات برداشت میشود استفاده از روش استاتیکی خطی جهت تحلیل سازه ها در برابر فروپاشی پیش رونده منجر به نتایج محافظه کارانه تری نسبت به تحلیل دینامیکی میشود که از لحاظ اقتصادی مقرون به صرفه نیست. بنابراین بهتر است از روش های دینامیکی غیر خطی استفاده کرد.

## مراجع

1. Min Liu. (2010), "Progressive Collapse design of seismic steel frames using structural optimization," Journal of constructional steel research 67(2011)322-332
2. Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings."standard no.2800-05(3<sup>rd</sup> edition)
3. UFC. United facilities criteria design of buildings to resist progressive collapse (ufc 4-023-23). washington (dc): department of defence ;2009.
4. pr. philippe boillard. (2008-2009), "Progressive collapse: comparison of main standards, formulation and validation of new computational procedure," universite libre de bruxelles
5. Kapil Khandelwala, Sherif El Tawila, Fahim Sadek. (2009), "progressive collapse analysis of seismically designed steel braced frames," Journal of constructional steel research 65(2009) .699-708