

# مطالعه و بررسی اثر محل خرابی پیش‌رونده بر عملکرد سازه‌های بتنی با استفاده از تحلیل مستقیم غیرخطی استاتیکی بارافزون

سید علی موسوی داودی<sup>۱</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه-دانشکده مهندسی عمران، مرکز آموزش عالی طبری

آدرس پست الکترونیکی نویسنده رابط (Ali\_mousavii@yahoo.com)

## چکیده

خرابی پیش‌رونده خرابی موضعی اولیه از عضوی به عضو دیگر که سرانجام به گسیختگی تمام سازه یا قسمت بزرگی از آن می‌انجامد، خطرات احتمالی و بارهای غیرعادی که می‌تواند موجب خرابی پیش‌رونده شود، شامل این موارد می‌باشند: خطای طراحی یا ساخت، آتش سوزی، انفجار گازها، اضافه بار تصادفی، تصادف وسایل نقلیه، انفجار بمب‌ها و غیره. چون احتمال وقوع این خطرات کم است، در طراحی سازه‌ای آنها را در نظر نمی‌گیرند یا با اندازه‌گیری‌های غیرمستقیم به آنها می‌پردازند. اکثر آنها ویژگی کنش طی مدت زمان نسبتاً کوتاه را دارند و به پاسخ‌های دینامیکی می‌انجامند. بطور کلی روش‌های طراحی برای مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها قصد دارند ظرفیت یک سازه را در برابر بارهای غیرعادی تأمین کنند که شامل روش‌های طراحی مستقیم و غیرمستقیم می‌باشد. روش مسیریاب جایگزین مهمترین روش طراحی مستقیم است که در پژوهش‌های مرتبط با طراحی سازه‌های مقاوم در برابر این رویداد، به عنوان کاربردی‌ترین روش جهت ارزیابی آسیب‌پذیری ساختمان‌های جدید و یا موجود پذیرفته شده است. در روش مسیریاب جایگزین فرض می‌گردد عضو مورد نظر سازه در نتیجه یک بار غیرمتعارف و شدید حذف می‌شود، سپس توانایی پل زدن سازه به آنطرف عضو حذف شده مورد بررسی قرار می‌گیرد. با توجه به اهمیت این موضوع در این پژوهش به بررسی و مطالعه اثر تأثیر طول دهانه قاب تحت خرابی پیش‌رونده ساختمان های بتنی با سیستم قاب خمشی با استفاده از تحلیل غیرخطی مستقیم پرداخته می‌شود، بمنظور ارزیابی میزان تأثیر طول دهانه‌های قاب تحت خرابی پیش‌رونده با بررسی سناریوهای مختلف خرابی پیش‌رونده (حالات مختلف حذف ستون) و انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون توسط برنامه Sap2000. پاسخ سازه مورد بررسی قرار خواهد گرفت، در انتها مشاهده خواهد شد که سازه‌های با دهانه‌های بزرگتر نسبت به انواع مختلف سناریوی خرابی پیش‌رونده عملکرد ضعیف‌تری را نسبت به سازه با دهانه کوچکتر از خود نشان می‌دهند.

کلمات کلیدی: خرابی پیش‌رونده، ساختمان بتنی، تحلیل دینامیکی غیر خطی، پدافند غیرعامل

## ۱- مقدمه

وقوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها در هنگام زلزله و حتی در یک انفجار نزدیک به سازه به چالشی مهم تبدیل شده است. خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز یک خرابی موضعی در یک عضو سازه ای منجر به شکست اعضای مجاور آن و فروریزش اضافی در ساختمان می‌گردد. به طور کلی ساختمان‌ها برای شرایط بارگذاری ناشی از انفجارهای گاز، انفجارهای بمب، برخورد وسایل نقلیه، برخورد هواپیما، گردباد و از این قبیل بارها طراحی نمی‌شوند. از این رو زمانی که ساختمان‌ها در معرض چنین بارهای غیر معمولی قرار می‌گیرند، ممکن است متحمل آسیب‌های بزرگی شوند. بلافاصله بعد از ویرانی مشهور ساختمان آپارتمانی رون پوینت شکل (۱) دستورالعمل‌های ساختمانی بریتانیا لازم دانست که ساختمان‌ها باید طوری طراحی شوند که بتوانند خرابی موضعی را با یکپارچه کردن اعضای سازه‌ای، بهبود بازپخش انرژی و توزیع مجدد بارها (با ایجاد مسیرهای جایگزین انتقال بار) محدود نموده و در مقابله با بارهای غیر معمول مقاومت کنند. این الزامات به منظور ساخت سازه‌های مقاوم در برابر خرابی پیش‌رونده، مورد توجه قرار می‌گیرند که سازه‌هایی شکل‌پذیر و با توانایی بازپخش بارهای مختلف می‌باشند.



شکل ۱- ساختمان رونن پوینت



شکل ۲- ساختمان تجاری اسکای لاین پلازا [۲]

ساختمان تجاری اسکای لاین پلازا، در سال ۱۹۷۳، که به هنگام بتن ریزی در طبقه ۲۴، یک خرابی پیش رونده در کل ارتفاع برج رخ می دهد و هم چنین در اثر ضربه های مخروبه ها، خرابی پیش رونده افقی در کل گاراژ پارکینگ کنار برج اتفاق می افتد.



شکل ۳- ساختمان مورا فدرال [۲]

ساختمان مورا فدرال، در شهر اوکلاهاما، در سال ۱۹۹۵ ضلع شمالی این ساختمان ۹ طبقه بتن مسلح، در اثر انفجار بمب معادل ۴۰۰۰ پوند TNT، شاهتیر انتقالی در طبقه سوم نتوانست بازپخش بار عمودی را تحمل کند و سرانجام باعث رخ دادن این فروپاشی شد.

- 
- 1- Sky line plaza
  - 2- Murrah Federal



شکل-۴ برج های دوقلوی تجاری، آمریکا [۲]

برج های دوقلوی تجاری، آمریکا، در سپتامبر ۲۰۰۱، برخورد دو هواپیما به این برج ها باعث خرابی آنها و همچنین خرابی کلی و جزئی ۱۰ ساختمان مجاور آنها شد که ضعف این سازه ها را در هنگام رویارویی با بارگذاری غیرعادی و پیش بینی نشده نشان می دهد.



شکل-۵ ساختمان بنکر تراست [۳]

ساختمان بنکر تراست این ساختمان در مجاورت برج تجارت جهانی قرار داشت که در اثر ضربات مخروبه های ناشی از فروپاشی دچار خرابی زیادی در نمای خارجی شد. اما این سازه قادر به باز پخش بار و جلوگیری از فروپاشی کلی بود.



شکل-۶ برج کبار [۴]

پدیده خرابی پیش‌رونده را می‌توان با روش‌های تحلیلی متنوعی که از آنالیزهای بسیار ساده تا آنالیزهای بسیار پیچیده را شامل می‌شوند، مورد بررسی قرار داد که عموماً این تحلیل‌ها با به کارگیری نرم‌افزارهای اجزاءمحدود رایجی مانند SAP۲۰۰۰ که قابلیت کاملی برای در نظر گرفتن خواص دینامیکی و غیرخطی دارد قابل انجام است. واضح است که پدیده خرابی پیش-

- 
- 1- Bankers Trust
  - 2- Khobar

رونده، به دلیل وقوع آن در یک بازه زمانی بسیار کوتاه و تحمیل شدن تغییرشکل‌های غیرخطی به المان‌ها پیش از گسیختگی، یک پدیده دینامیکی و غیر خطی می‌باشد. [۱].

## ۲- روش‌های کلی بررسی پدیده خرابی پیش رونده

عمده استانداردها به سه روش طراحی برای کاهش خرابی پیش‌رونده اشاره می‌کنند:

### ۱-۲- روش اول

کاهش قرارگیری در معرض صدمات و خسارتها می‌باشد. برای مثال، با اجرا نمودن موانع محافظتی در برابر ضربه ی وسایل نقلیه یا افزایش فاصله محافظتی در برابر بمب‌های تروریستی، یا ممنوع کردن استفاده از گاز آشپزی در ساختمان‌های آسمان خراش دو روش دیگر که برای تأمین مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده مورد استفاده قرار می‌گیرند روش غیر مستقیم و روش‌های مستقیم می‌باشند [۲ و ۳ و ۴].

### ۲-۲- روش غیر مستقیم<sup>۴</sup>

در این روش مقاومت در برابر خرابی پیش رونده با ایجاد پیوستگی<sup>۵</sup> شکل پذیری<sup>۶</sup> و افزایش مقاومت با ایجاد درجات نامعینی بالاتر در سازه<sup>۷</sup> فراهم می‌شود که بوسیله جزئیات مناسب و اتصالات، جانمایی صحیح دیوارها و ستون ها، صفحات توکار جهت کنترل گسترش خرابی و همچنین در نظر گرفتن جزئیات لرزه‌ای انجام می‌گیرد تا ساختمان به صورت یکپارچه عمل کند که در اینصورت انسجام کلی سازه افزایش می‌یابد.

### ۳-۲- روش‌های مستقیم<sup>۸</sup>

این روش به میزان زیادی وابسته به روش تحلیل سازه دارد. مقاومت در برابر خرابی پیش رونده، از طریق بالا بردن مقاومت اعضای کلیدی سازه‌ای در برابر بارهای ویژه و یا از طریق پل زدن در عرض ناحیه خرابی موضعی فراهم می‌شود، که به دو روش تقسیم می‌شوند: [۲ و ۳ و ۴].

## ۲-۳-۱- روش مقاومت موضعی ویژه

در این روش طراح مستقیماً اعضای ساختمانی باربر عمودی بحرانی را برای مقاومت در برابر مقدار مشخص بار طراحی مانند انفجار، طراحی می‌کنند. این روش به روش طراحی اعضای کلیدی نیز معروف است.

## ۲-۳-۲- روش مسیر جایگزین انتقال بار

مهمترین روش که در این گروه برای مدل سازی وقوع پدیده خرابی پیش رونده مورد استفاده قرار می‌گیرد، بر مبنای روش مسیر جایگزین انتقال بار، حذف یک ستون خارجی در طبقه اول سازه بوده و سازه به گونه ای طراحی می‌شود که اگر هریک از اجزای آن منهدم گردند، مسیرهای جایگزین برای انتقال بار از آن عضو موجود باشند و اعضای باربر اطراف عضو حذف شده بدون وقوع فروریزش کلی، ظرفیت اضافی جهت تحمل نیروی آن را داشته باشند. در آئین نامه UFC [۵] برای بررسی پدیده فروپاشی پیش رونده سه روش تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و دینامیکی غیر خطی پیشنهاد شده است. در ادامه هریک از این روش ها به اختصار توضیح داده می‌شود. [۵]

- 
- 1-Indirect Design
  - 2-Continuity
  - 3-Ductility
  - 4-Redundancy
  - 5-Directed Design

## ۲-۴ تحلیل استاتیکی خطی (LSP)

این روش ساده ترین روش برای تحلیل به روش مسیر متناوب (APM) می باشد. در این روش دو نوع ترکیب بار معرفی می شود. یکی ترکیب بار کنترل نیرو که مربوط به فعالیت های 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 های (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. [۶]

(1)

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

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:

$$\Omega_{LS} = \begin{cases} 2 & \text{Force Controlled} \\ 0.9m_{\min} + 1.1 & \text{Deformation Controlled} \end{cases} \quad (2)$$

در اینجا فاکتور  $m$  در برگزیده ظرفیت غیر خطی اجزای ساختمان می باشد و  $m_{\min}$  کوچکترین مقدار فاکتورهای  $m$  همه اجزای اولیه ساختمان به جز ستونهایی است که به مقاومت در برابر فروپاشی کمک می کند و در داخل قسمتی از ساختمان می باشد که بلافاصله تحت تاثیر نیرو قرار می گیرد. برای سایر نواحی که از محدوده برداشت فاصله دارند نیز همان ترکیب بار فوق بدون اعمال ضریب افزایشی  $\Omega_{LS}$  به کار می رود. در این ترکیب بار،  $D$  بار مرده،  $L$  بار زنده و  $S$  بار برف می باشد. علاوه بر ترکیب بار ثقلی یک بار جانبی متمرکز در تراز تمامی طبقات به صورت زیر بکار می رود. [۶]

$$L_{LAT} = 0.002 \sum P \quad (3)$$

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.

## ۲-۵ تحلیل استاتیکی غیر خطی (NSP)

این آنالیز به صورت گسترده ای برای تحلیل سازه ها در برابر بارهای جانبی کاربرد دارد و در آن به اعضای سازه ای اجازه داده می شود تا رفتار غیرخطی داشته باشند. در این روش بارهای اعمالی عمودی به صورت گام به گام افزایش می یابند تا زمانیکه به بار یا تغییر مکان ماکزیمم برسد. این نوع تحلیل برای سازه هایی که الگوی رفتار دینامیکی آنها به راحتی قابل تشخیص است، مناسب می باشد. از امتیازات این روش در نظر گرفتن تأثیرات غیرخطی و مراحل تشکیل مفاصل خمیری می باشد. در این روش نیز دو ترکیب بار ثقلی و جانبی اشاره شده در حالت استاتیکی خطی به سازه اعمال می شود با این تفاوت ضریب افزایش باری که برای اعمال اثرات دینامیکی و غیرخطی در نظر گرفته می شود برای فعالیت های تغییر شکل کنترل و نیرو کنترل یکی می باشد این ضریب به صورت زیر می باشد: [۷]

$$\Omega_N = 1.08 + \frac{0.76}{\left(\frac{\theta_{pra}}{\theta_y} + 0.83\right)} \quad (4)$$

## ۲-۶ تحلیل دینامیکی غیر خطی (NDP)

استفاده از آنالیز دینامیکی غیرخطی برای ارزیابی خرابی پیش‌رونده، دقیق‌ترین روش موجود بوده و در آن یک عضو باربر اصلی سازه به صورت دینامیکی حذف می‌گردد در این نوع تحلیل به دلیل در نظر گرفتن خصوصیات غیر خطی مولفه‌های سازه ای و مصالح، نسبت به سایر تحلیل‌ها از دقت بیشتری برخوردار است. با توجه به دقیق بودن این روش در این پژوهش نیز از این روش استفاده می‌شود. با توجه به اینکه روش دینامیکی غیرخطی به خوبی رفتارهای غیرخطی و دینامیک را در بر می‌گیرد بنابراین در این روش نیازی به اعمال ضریب افزایشی نیست و ترکیب بارهای زیر به طور همزمان به کار می‌رود: [۸]

$$G_L = (0.9 \text{ or } 1.2)D + (0.5L \text{ or } 0.2S) \quad (5)$$

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

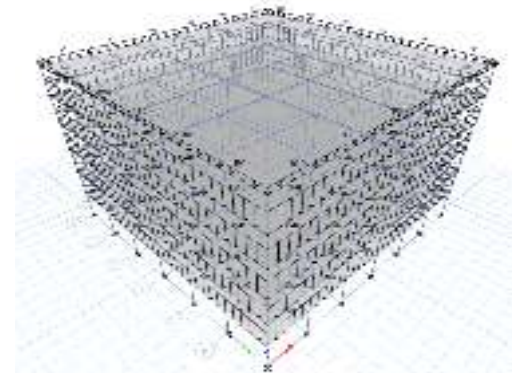
## ۳- معرفی روش تحقیق

### ۳-۱ معرفی نمونه‌های مورد مطالعه

در این پژوهش با توجه به این که پلان معماری خاصی به دلیل اینکه هر سه نمونه در شرایط بارگذاری یکسانی باشند در نظر گرفته نشده و برای بار زنده تیغه بندی با توجه به مساحت پلان ها عددی نزدیک به واقعیت انتخاب شده است و باقی بارگذاری ها با توجه به نوع کاربری و نوع سقف که تیرچه بلوک در نظر گرفته شده و نیز منطقه مورد بررسی طبق جداول موجود در مبحث ششم مقررات ملی انتخاب گردید که به شرح ذیل می باشد.

سه نوع بار زنده :

- بار زنده دیوار جدا کننده:  $130 \text{ kg/m}^2$
- بار زنده طبقات با قابلیت کاهش سربار:  $200 \text{ kg/m}^2$
- بار زنده بام:  $150 \text{ kg/m}^2$
- بار مرده: D بار مرده طبقات و بام  $440 \text{ kg/m}^2$
- بار مرده دیوار پیرامونی که به تیر های پیرامونی وارد شده برای تیرهای اطراف تراز بام  $190 \text{ kg/m}^2$  برای تیرهای بام اطراف طبقات  $640 \text{ kg/m}^2$
- بار برف  $100 \text{ kg/m}^2$
- بار زلزله: در هر دو جهت با برون مرکزی به صورت منفی و مثبت EX, EY, EXP, EXN, EYN, EYP که در شکل (۲) نحوه اعمال بار خطی به تیر های پیرامونی در محیط نرم افزار SAP2000 قابل مشاهده است.



شکل ۷- سازه نمونه مورد مطالعه تحت بار گذاری دیوار پیرامونی

بارگذاری با استفاده از میث ششم و ترکیب بار براساس بند ۶-۳-۳-۲ میث ششم ویرایش ۱۳۹۲ اعمال گردید. ترکیب بارها طبق بند فوق به شرح ذیل است.

- |  |  |
|--|--|
| 1- 1.4D  | 6- $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$                      |
| 2- $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$                      | ۷- $0.9D + 1.0(1.4W)$                            |
| 3- $1.2D + 1.6(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R) + [L \text{ یا } 0.5, 1.4W]$ | 8- $1.2D + 0.5L + 0.5(L_R \text{ یا } S) + 1.2T$ |
| 4- $1.2D + 1.0(1.4W) + L + 0.5(L_r \text{ یا } S \text{ یا } R)$             | 9- $1.2D + 1.6L + 1.6(L_R \text{ یا } S) + 1.0T$ |
| 5- $0.9D + 1.0E$   |  |

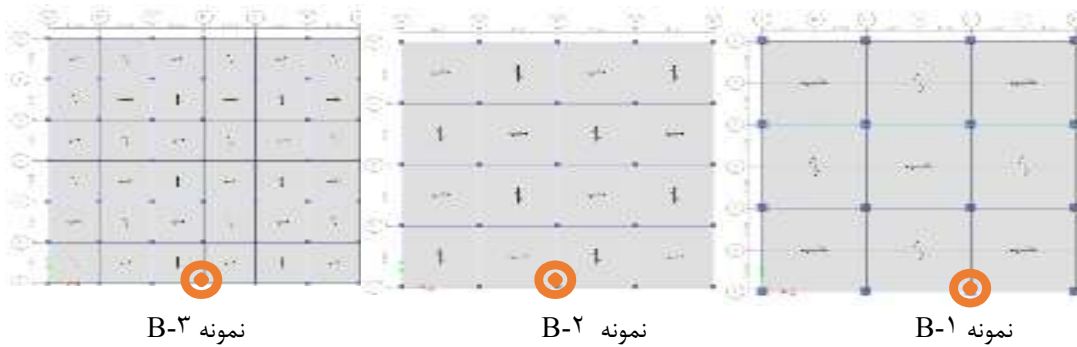
ترکیب بارهای شماره (۴) و (۶) برای در نظر گرفتن اثر بار باد بر ساختمان‌ها می‌باشند. با توجه به این که اثر باد در ساختمان‌های متداول نسبت به اثر زلزله بحرانی نیست، می‌توان از این ترکیب بارها صرف‌نظر نمود. همچنین در ترکیب بار شماره (۳) می‌توان جمله (۱،۴) W را با همین استدلال حذف کرد. ترکیب بارهای شماره (۸) و (۹) برای در نظر گرفتن اثرات خود کرنشی در سازه‌ها می‌باشند (اثر تغییر دما و نشست پایه) با توجه به اینکه این نوع اثرات در عمده ساختمان‌های متداول مطرح نیستند، می‌توان از این ترکیب بارها نیز صرف نظر کرد. در ترکیب بارهای (۲) و (۴) اثر بار باران وجود دارد که در ساختمان‌های متداول از آن صرفه نظر می‌کنیم. در نهایت با توجه به توضیحات ارائه شده ۹ ترکیب بار موجود به ۵ ترکیب بار تبدیل می‌شود [۵].



شکل ۸- موقعیت ستون‌های گوشه حذف شده در پلان‌های مورد بررسی

جدول ۱- معرفی مدل‌ها با موقعیت حذف ستون گوشه ای

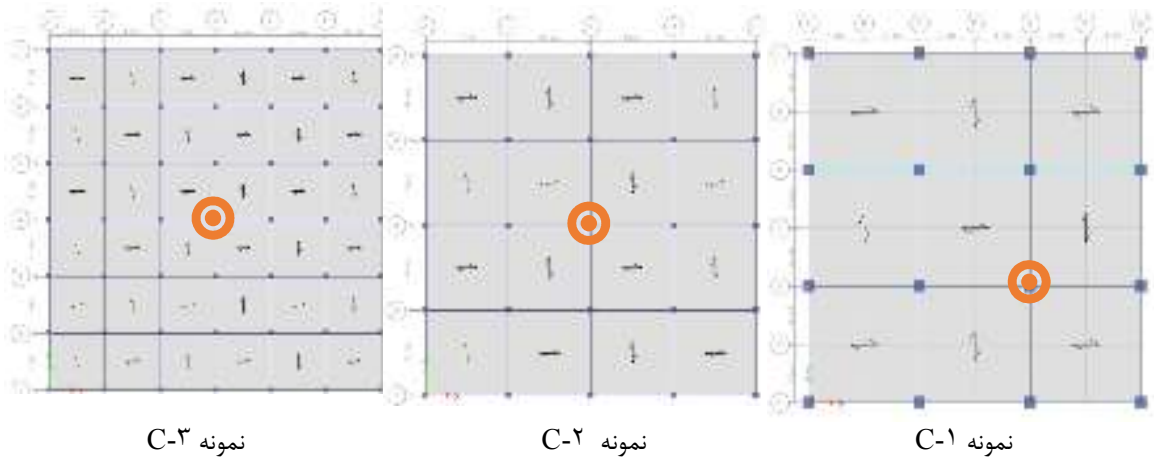
نام گروه	نام مدل	تعداد دهانه		طول دهانه (متر)		سناریو تخریب	
		در راستای X	در راستای Y	در راستای X	در راستای Y	موقعیت حذف ستون	طبقه حذف ستون
A	A-۱	۳	۳	۸	۸	موقعیت حذف ستون	۱
	A-۲	۴	۴	۶	۶		
	A-۳	۶	۶	۴	۴		



شکل ۹- موقعیت ستون‌های کناری حذف شده در پلان‌های مورد بررسی

جدول ۲- معرفی مدل‌ها با موقعیت حذف ستون کناری

سناریو تخریب	طول دهانه (متر)	تعداد دهانه		نام مدل	نام گروه
		در راستای X	در راستای Y		
موقعیت حذف ستون کناری	۱	۸	۳	B-۱	B
		۶	۴	B-۲	
		۴	۶	B-۳	



شکل ۱۰- موقعیت ستون‌های میانی حذف شده در پلان‌های مورد بررسی

جدول ۵- معرفی مدل‌ها با موقعیت حذف ستون میانی

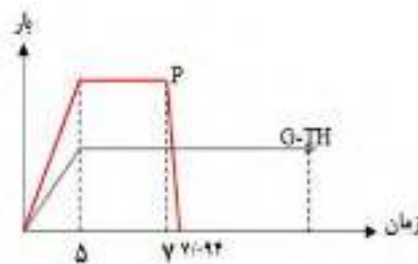
سناریو تخریب	طول دهانه (متر)	تعداد دهانه		نام مدل	نام گروه
		در راستای X	در راستای Y		
موقعیت حذف ستون میانی	۱	۸	۳	C-۱	C
		۶	۴	C-۲	
		۴	۶	C-۳	

#### ۴- معرفی مدلسازی تخریب پیشرونده در نرم افزار SAP۲۰۰۰

نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ با داشتن فضایی گرافیکی و ارتباط مناسب با کاربر، از جمله نرم افزارهای محبوب در تحلیل‌ها و طراحی‌های مهندسی است. این نرم‌افزار قادر به انجام انواع تحلیل‌های مورد نیاز برای مدلسازی سازه‌های فولادی و بتنی



است. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، پس از مدل سازی سازه‌ی مذکور و وارد نمودن شتاب نگاشت به سازه، و همچنین معرفی شتابنگاشت به منظور انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحلیل آغاز می‌شود. برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، ابتدا باید سازه تحت بارگذاری  $1.2D + 0.5L$  قرار دارد. این بارگذاری باید تحت عنوان شرایط اولیه بر سازه وارد شود. پس از انجام این تحلیل، به دلیل آنکه به صورت طبیعی، نیروی زلزله پس از بارگذاری سازه رخ میدهد، می‌بایست نیروی زلزله بلافاصله پس از بارگذاری سازه به آن وارد نمود. پس از انجام تحلیل هر دو، می‌بایست در قسمت **Load combination** بارگذاری ثقی را با بارگذاری زلزله ترکیب نمود. سپس سازه را بر اساس ترکیب این دو بارگذاری تحلیل و طراحی می‌شود. پس از طراحی سازه و انتقال آن به نرم افزار **SAP2000** بر طبق جزئیات دقیق مقاطع استخراج شده از نرم افزار **SAP2000**، اقدام به تحلیل سازه نموده و پس از انجام مراحل تحلیل با استفاده از منوی **Display** در قسمت **Show Force / stress / frame / cable / tandon** نیروهای ستون‌ها بدست می‌آیند و سپس نیروی ستونی که قرار است در سناریوی پیشنهادی مورد انهدام قرار گیرد را استخراج می‌شود تا در آن در مرحله تحلیل سازه بر پایه انهدام پیشرونده با توجه به مبانی استاتیکی سازه‌ها و تعادل استفاده کرد، همانطور که در شکل (۶) مشاهده میگردد، میزان بار ستون گوشه که مورد انهدام پیشرونده قرار میگیرد نمایش داده شده است.



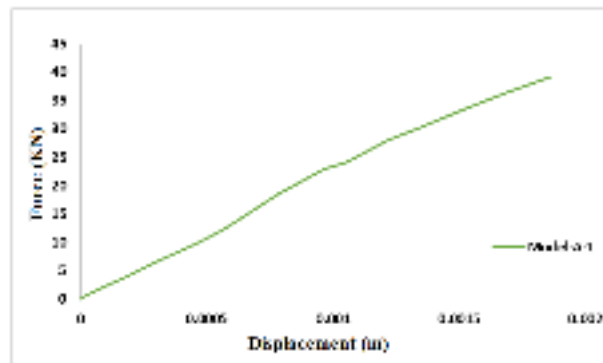
شکل-۱۱ تابع تاریخچه زمانی بارهای مرده و زنده و نیروی ستون های حذف شده

در روش تحلیل دینامیکی غیر خطی، بارها به صورت تابعی از زمان بر سازه اعمال میشوند. همچنین به سازه اجازه داده میشود که وارد محدوده غیر خطی شود. در نتیجه انتظار میرود که در نقاط ورود عضو به ناحیه غیرکشسان مفاصل خمیری تشکیل شوند که با چرخش خود تا حدودی انرژی جذب کنند. به طور تئوری مفصل‌ها میتوانند در هر نقطه‌ای از طول عضو تشکیل شوند، اما در تحلیل‌ها معمولاً اجازه شکل‌گیری معمولاً در دو انتهای عضو و وسط آنها داده میشود. مفاصل تشکیل شده در تیرها، معمولاً ناشی از لنگر خمشی است، حال آنکه عمدتاً در یک ستون، اندرکنش بین نیروی محوری و لنگر خمشی سبب ایجاد مفصل می‌گردد.

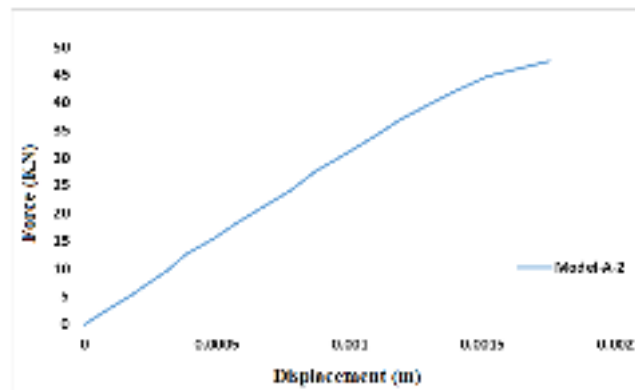
#### ۵- نتایج خروجی حاصل از تحلیل گروه‌های مطالعاتی A,B,C

##### ۵-۱- نتایج تحلیل گروه (A) (حذف ستون گوشه)

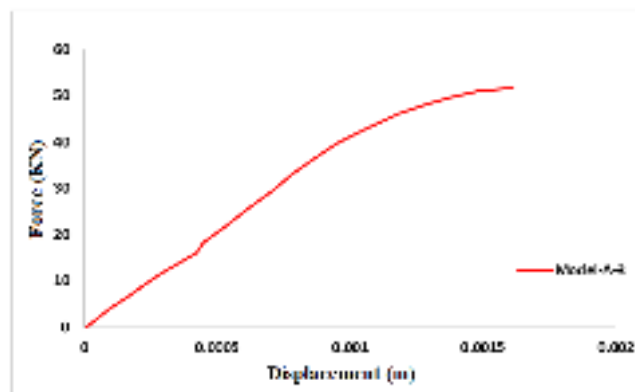
در این بخش نمونه‌های مطالعاتی گروه (A) که نمونه‌های A-۱, A-۲, A-۳ را تشکیل می‌دادند، با نرم‌افزار **SAP2000** تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفتند. سپس نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت) سازه تحت خرابی پیشرونده آنها بدست آمد. در شکل (۱۲) الی (۱۴) می‌توان نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت) نمونه مطالعاتی A-۱, A-۲, A-۳ را مشاهده کرد.



شکل ۱۲- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی A-۱



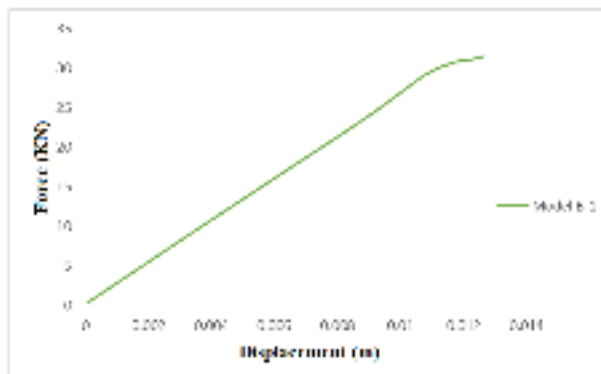
شکل ۱۳- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی A-۲



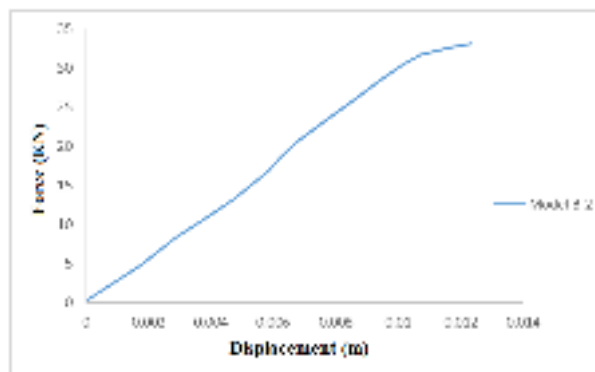
شکل ۱۴- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی A-۳

#### ۲-۵- نتایج تحلیل گروه (B) (حذف ستون کناری)

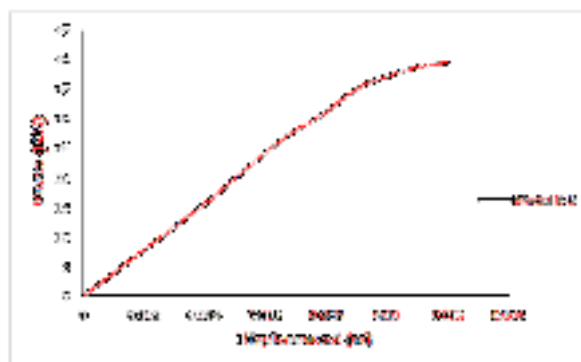
در این بخش نمونه‌های مطالعاتی گروه (B) که نمونه‌های B-۱, B-۲, B-3 را تشکیل می‌دادند، با نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفتند. سپس نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت) سازه تحت خرابی پیش‌رونده آنها بدست آمد. در شکل (۱۵) الی (۱۸) می‌توان نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت) نمونه مطالعاتی B-۱, B-۲, B-۳ را مشاهده کرد.



شکل ۱۵- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی B-۱



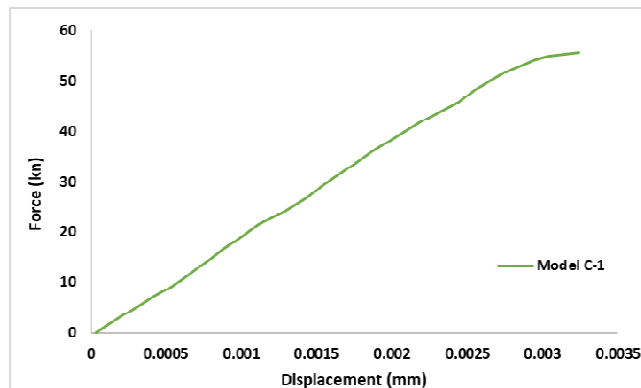
شکل ۱۶- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی B-۲



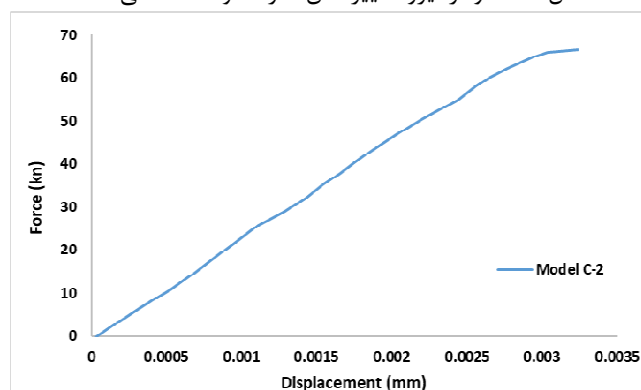
شکل ۱۷- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی B-۳

### ۳-۵ نتایج تحلیل گروه (C) (حذف ستون میانی)

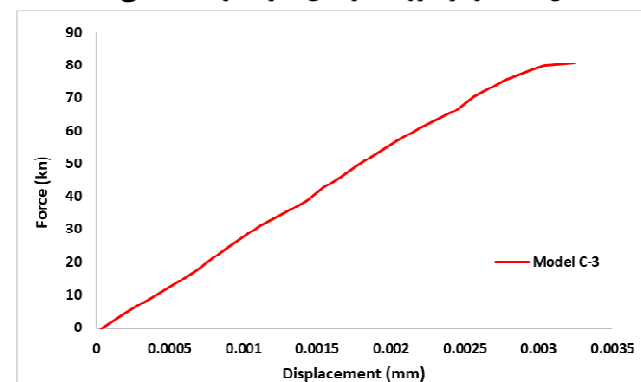
در این بخش نمونه‌های مطالعاتی گروه (C) که نمونه‌های C-۱, C-۲, C-۳ را تشکیل می‌دادند، با نرم‌افزار SAP۲۰۰۰ تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفتند. سپس نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت) سازه تحت خرابی پیش‌رونده آنها بدست آمد. در شکل (۱۸) الی (۲۰) می‌توان نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت) نمونه مطالعاتی C-۱, C-۲, C-۳ را مشاهده کرد.



شکل ۱۸- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی C-۱



شکل ۱۹- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی C-۲

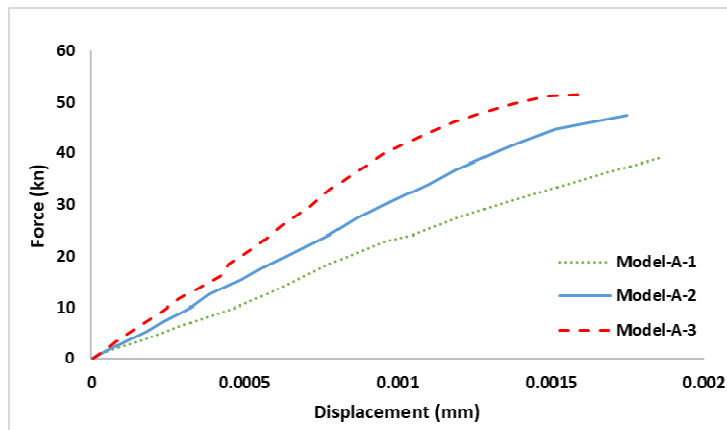


شکل ۲۰- نمودار نیرو-تغییرمکان سازه نمونه مطالعاتی C-۳

#### ۶- مقایسه ترکیبی نتایج تحلیل خروجی حاصل از تحلیل گروه های مطالعاتی A,B,C

##### ۶-۱ مقایسه نتایج گروه (A)

در این بخش مدل های گروه مطالعاتی A که نمونه های A-۱, A-۲, A-۳ را تشکیل می دهند، توسط نرم افزار SAP2000 تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفته و منحنی ظرفیت سازه تحت خرابی پیش رونده بدست آمده است، بنابراین در این بخش می توان به مقایسه نمودارهای نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت) گروه مطالعاتی A با نمونه های مطالعاتی A-۱, A-۲, A-۳ پرداخت، در شکل (۲۱) مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان گروه مطالعاتی A نمونه A-۱, A-۲, A-۳ نشان داده شده است.

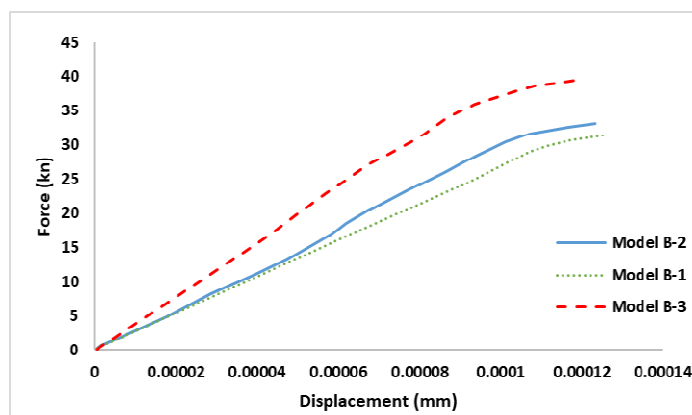


شکل-۲۱ مقایسه نمودار نیرو- تغییرمکان سازه گروه مطالعاتی A

با مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان مدل A-۱ (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه A-۲ (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۱۷/۲۶ درصدی مقاومت نمونه A-۲ نسبت به نمونه A-۱ گردید. همچنین با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های A-۲ (حذف ستون کناری) نسبت به نمونه A-۳ (حذف ستون میانی) مشاهده گردید با تغییر تخریب از ستون کناری به ستون میانی، سبب کاهش ۱۹/۴۱ درصدی مقاومت نمونه A-۳ نسبت به نمونه A-۲ شد.

#### ۲-۶ مقایسه نتایج گروه (B)

در این بخش مدل‌های گروه مطالعاتی B که نمونه‌های B-۱, B-۲, B-۳ را تشکیل می‌دهند، توسط نرم افزار SAP۲۰۰۰ تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزون قرار گرفته و منحنی ظرفیت سازه تحت خرابی پیش‌رونده محاسبه بدست آمده است، بنابراین در این بخش می‌توان به مقایسه نمودارهای نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت) گروه مطالعاتی B با نمونه‌های مطالعاتی B-۱, B-۲, B-۳ پرداخت، در شکل (۲۲) مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان گروه مطالعاتی B نمونه B-۱, B-۲, B-۳ نشان داده شده است.



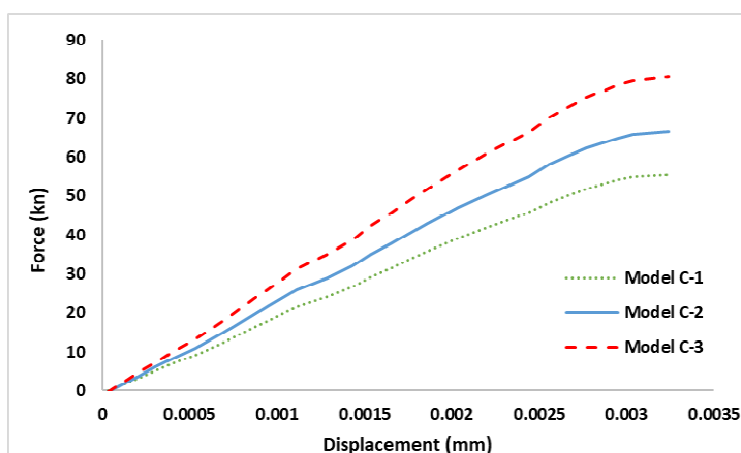
شکل-۲۲ مقایسه نمودار نیرو- تغییرمکان سازه گروه مطالعاتی B

با مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان مدل B-۱ (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه B-۲ (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۱۹/۴۶ درصدی مقاومت نمونه B-۲ نسبت به نمونه B-۱ گردید. همچنین با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های B-۲ (حذف ستون کناری) نسبت

به نمونه B-۳ (حذف ستون میانی) مشاهده گردید با تغییر تخریب از ستون کناری به ستون میانی، سبب کاهش ۲۳/۵۷ درصدی مقاومت نمونه B-۳ نسبت به نمونه B-۲ شد.

### ۶-۳ مقایسه نتایج گروه (C)

در این بخش مدل‌های گروه مطالعاتی C که نمونه‌های C-۱، C-۲، C-۳ را تشکیل می‌دهند، توسط نرم افزار SAP۲۰۰۰ تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بارافزورن قرار گرفته و منحنی ظرفیت سازه تحت خرابی پیش رونده محاسبه بدست آمده است، بنابراین در این بخش می‌توان به مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت) گروه مطالعاتی C با نمونه‌های مطالعاتی C-۱، C-۲، C-۳ پرداخت، در شکل (۲۳) مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان گروه مطالعاتی C نمونه C-۱، C-۲، C-۳ نشان داده شده است.



شکل-۲۳ مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان سازه گروه مطالعاتی C

با مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان مدل C-۱ (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه C-۲ (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۲۴/۶۹ درصدی مقاومت نمونه C-۲ نسبت به نمونه C-۱ گردید. همچنین با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های C-۲ (حذف ستون کناری) نسبت به نمونه C-۳ (حذف ستون میانی) مشاهده گردید با تغییر تخریب از ستون کناری به ستون میانی، سبب کاهش ۱۲/۱۷ درصدی مقاومت نمونه B-۳ نسبت به نمونه C-۲ شد.

### ۷- نتیجه گیری

در این پژوهش از سه گروه مطالعاتی A, B, C استفاده شد، که در مجموع ۹ نمونه مدل به نام مدل‌های C-۱, C-۲, C-۳, B-1, B-2, B-3, A-1, A-2, A-3 را تشکیل می‌دادند، جهت مدلسازی مدل‌های مطالعاتی، از نرم افزار اجزاء محدود SAP۲۰۰۰ استفاده شد. بعد از مدلسازی و انجام تحلیل‌های اجزاء محدود نتایج زیر در این پژوهش حاصل شد.

الف) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییر مکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های A-۱ (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه A-۲ (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۱۷/۲۶ درصدی مقاومت سازه نمونه A-۲ نسبت به نمونه A-۱ گردید.

(ب) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های A-۲ (حذف ستون کناری) نسبت به نمونه A-۳ (حذف ستون میانی) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون، سبب افزایش ۱۹/۴۱ درصدی (منحنی ظرفیت سازه) نمونه مطالعاتی A-۳ نسبت به نمونه A-۲ گردید.

(پ) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های B-1 (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه B-2 (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۱۹/۴۶ درصدی مقاومت سازه نمونه B-2 نسبت به نمونه B-1 گردید.

(ت) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های B-2 (حذف ستون کناری) نسبت به نمونه B-3 (حذف ستون میانی) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون، سبب افزایش ۲۳/۵۷ درصدی (منحنی ظرفیت سازه) نمونه مطالعاتی B-3 نسبت به نمونه B-2 گردید.

(ث) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های C-1 (حذف ستون گوشه) نسبت به نمونه C-2 (حذف ستون کناری) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون از گوشه به کنار سبب کاهش ۲۴/۶۹ درصدی مقاومت سازه نمونه C-2 نسبت به نمونه C-1 گردید.

(ج) با توجه به مقایسه نمودار نیرو-تغییرمکان (منحنی ظرفیت سازه) مدل‌های C-2 (حذف ستون کناری) نسبت به نمونه C-3 (حذف ستون میانی) مشاهده گردید، مقاومت سازه تحت خرابی پیش‌رونده با تغییر تخریب محل ستون، سبب افزایش ۱۲/۱۷ درصدی (منحنی ظرفیت سازه) نمونه مطالعاتی C-3 نسبت به نمونه C-2 گردید.

## ۷- مراجع

- [۱]. Kaewkulchai, G., Williamson, E. ۲۰۰۳. Dynamic behavior of planer frames during progressive collapse. ۱۶<sup>th</sup> ASCE Engineering mechanics conference, university of washengton, Seattle.
- [۲]. Powell, G. Progressive collapse. ۲۰۰۵. Case study using nonlinear analysis In: Proceedings of the 2005 structures congress and the 2005 forensic engineering symposium.
- [۳]. Ruth, P., Marchand, K.A. and Williamson, E.B. ۲۰۰۶. Static equivalency in progressive collapse alternative path analysis: Reducing conservatism while retaining structural integrity, Performance of Constructed Facilities. ۲۰(۴), pp. ۳۴۹-۳۶۴.
- [۴]. Meng-Hao, T., Bing-Hui, L. ۲۰۰۸. Investigation of progressive collapse resistance and inelastic response for an earthquake-resistant RC building subjected to column failure, Engineering Structures (Elsevier), Vol. ۳۰, pp. ۳۶۱۹-۳۶۲۸.
- [۵]. Choi, J., Chang, D. ۲۰۰۹. Prevention of progressive collapse for building structures to member disappearance by accidental actions. Journal of Loss Prevention in the Process Industries, ۱۰۱۶-1019.
- [۶]. Purasinghe, R. ۲۰۱۰. Cuong Nguyen and Kenneth Gebhart. Progressive collapse analysis of a steel building with pre-northridge moment connections, The Structural Design of Tall and Special Buildings (wileyonlinelibrary.com). Vol. ۲۱, pp. ۴۶۵-۴۷۴.
- [۷]. Helmy, H., Salem, H. and Sherif, M. ۲۰۱۲. Progressive collapse assessment of framed reinforced concrete structures according to UFC guidelines for alternative path method. journal of Engineering Structures, ۱۲۷-۱۴۱.

[۸]. وطنی اسکویی، افرهادی پور، ج. ۱۳۹۲. بررسی و مقایسه عملکرد قاب های فولادی با مهاربند همگرا و اگرادر برابر فروپاشی پیش رونده. نهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران. دانشگاه صنعتی اصفهان.

[۹]. ضیاالحق، س. اصفهانی، م. ۱۳۹۴. در نظر گرفتن اثر میانقاب مصالح بنایی در خرابی پیش‌رونده قاب بتن مسلح. دهمین کنگره بین المللی مهندسی عمران. دانشگاه تبریز.

- [۱۰]. Hashemi, F., Yousefi, A. and Ronagh, H. ۲۰۱۵. Effect of span length on progressive collapse behaviour of steel moment resisting frames. journal of Structures.
- [۱۱]. Wang, W., Li, H. and Wang, J. ۲۰۱۶. Progressive Collapse Analysis of Concrete-filled Steel Tubular Column to Steel Beam Connections Using Multi-scale Model. journal of Structures.