

### چکیده

در سال‌های اخیر به دلیل وقوع حملات تروریستی، بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه‌های مهم موجود یا در دست احداث ضروری به نظر می‌رسد. خرابی پیش‌رونده وضعیتی است که در آن بروز خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای، منجر به شکست اعضای مجاور و نهایتاً خرابی کل سازه می‌گردد. سازه‌های مهم که ممکن است در معرض خرابی پیش‌رونده قرار بگیرند باید به گونه‌ای طراحی شوند که اگر هر یک از اجزای آن‌ها از بین بروند، مسیرهای جایگزین برای انتقال بار از آن عضو موجود باشند و اعضای باربر اطراف عضو محذوف، بدون وقوع فروریزش کلی، ظرفیت اضافی جهت تحمل نیروی آن را داشته باشند. از آنجایی که وجود میانقاب موجب افزایش سختی و مقاومت سازه می‌شود، در نظرگیری اثر آن بر خرابی پیش‌رونده ضروری است. هدف از این تحقیق، ارائه‌ی روشی مناسب برای مدل‌سازی میانقاب با و بدون بازشو و بررسی اثر آن بر خرابی پیش‌رونده می‌باشد. مدل سه‌بعدی سازه‌ی بتنی در نرم‌افزار اپنسیس (Opensee)، در دو حالت با و بدون میانقاب، ایجاد شده و پس از تحلیل با هم مقایسه شده‌اند. مدل پیشنهادی با نتایج آزمایش موجود در ادبیات فنی، صحت‌سنجی شده است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی نشان داد که با در نظر گرفتن اثر میانقاب، تغییر مکان قائم سازه‌ی تحت حذف ستون، بسیار کمتر از حالتی است که از اثر میانقاب صرف‌نظر شده باشد.

**کلمات کلیدی:** خرابی پیش‌رونده، میانقاب، بازشو، تحلیل دینامیکی

## اثر میانقاب آجری با و بدون بازشو بر خرابی پیش‌رونده‌ی ساختمان (مطالعه‌ی موردی: هتل سان‌دیاگو)

مجید محمدی (نویسنده مسؤل)

استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و

مهندسی زلزله

E-mail: [m.mohammadigh@iiees.ac.ir](mailto:m.mohammadigh@iiees.ac.ir)

ناهید اینانلو

دانشجوی کارشناسی ارشد عمران - زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی

زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

### 1- مقدمه

جمله مواردی است که اخیراً در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده، مورد توجه قرار گرفته است. قاب میان‌پر به سازه‌ای اطلاق می‌گردد که داخل قاب از پانل پر شده باشد. میانقاب رفتار سازه را به‌طور قابل ملاحظه‌ای متأثر می‌سازد که تحقیق بر روی رفتار و اثرات آن از سال 1950 میلادی آغاز و تاکنون ادامه دارد. میانقاب تأثیر به‌سزایی در پاسخ سازه‌ی تحت بار جانبی دارد و باعث افزایش سختی و مقاومت سازه می‌گردد؛ بنابراین استفاده از میانقاب در اجرای ساختمان، بدون لحاظ کردن آن در روند تحلیل و طراحی، مکانیسم شکست و به‌طور کلی رفتار سازه در برابر زلزله را تغییر می‌دهد. به‌رغم این موضوع، معمولاً به دلیل پیچیدگی اثر آنها در مدل‌های سازه‌ای صرف‌نظر می‌گردد که این امر موجب به هم زدن رفتار سازه و تغییر در مسیر انتقال و میزان نیرو

معمولاً ساختمان‌ها برای بارهای عادی نظیر مرده، زنده، باد و زلزله طراحی می‌شوند، در حالی که بارهای دیگری نیز وجود دارند که احتمال وقوع آن‌ها کم است ولی در صورت اتفاق می‌توانند منجر به خرابی‌های وحشتناکی شوند. خرابی پیش‌رونده رویدادی نسبتاً نادر است که در آن بارهای غیر متعارف آسیب موضعی در عضو سازه‌ای اولیه ایجاد می‌کنند و سازه به دلیل کمبود شکل‌پذیری و نامعینی، آسیب را به سایر اعضا پخش می‌کند. بارهای غیر متعارف شامل ضربات تصادف، خرابی ناشی از ساخت و سازه‌های معیوب، انفجار و غیره می‌باشند [1]. خرابی جزئی برجی در رونان پوینت انگلستان در دهه‌ی 1970 توجه پژوهشگران را به خرابی پیش‌رونده جلب کرد. بررسی اثر میانقاب بر رفتار خرابی پیش‌رونده ساختمان، از



می شود و اغلب نامطلوب است [2].

بررسی تأثیر میانقاب بر خرابی پیش‌رونده نیز با توجه به تأثیر زیاد آن بر سختی و مقاومت سازه حائز اهمیت است. به دلیل پیچیدگی زیاد رفتار میانقاب‌های مصالح بنایی و تعداد عوامل مؤثر در آن، تاکنون مدل جامعی برای در نظر گرفتن اثر آن بر سازه ارائه نشده و مطالعات کمی در این زمینه صورت گرفته است. همچنین جزئیات مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو با دو دستک فشاری معادل، در دستورالعمل‌ها و ادبیات فنی موجود بیان نشده است.

در این تحقیق ضمن ارائه روشی برای مدل‌سازی میانقاب‌های با و بدون بازشو، اثر میانقاب بر رفتار سازه تحت خرابی پیش‌رونده مورد ارزیابی قرار گرفته است. مدل پیشنهاد شده با آزمایشی که ساسانی [3] بر روی یک ساختمان بتن مسلح انجام داد، صحت‌سنجی شده است. در آن تحقیق، خرابی پیش‌رونده این ساختمان تحت حذف دو ستون مجاور خارجی مورد بررسی قرار گرفت که در بخش‌های بعدی توضیح داده می‌شود. برای مطالعه‌ی اثر میانقاب در خرابی پیش‌رونده، ساختمان مزبور تحت سناریوهای پیشنهاد شده توسط دستورالعمل‌های خرابی پیش‌رونده، در دو حالت با و بدون میانقاب، تحلیل و با هم مقایسه شده‌اند.

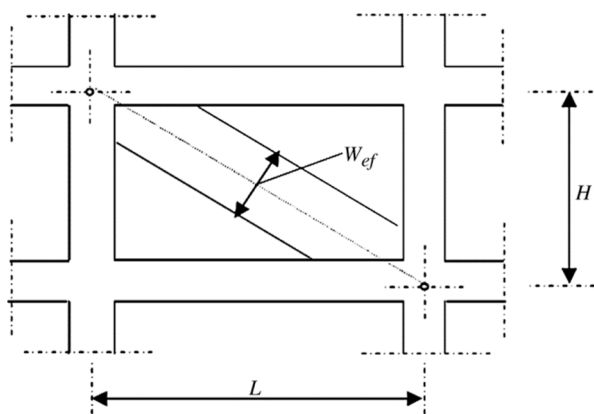
## 2- ضرورت و روش‌های مختلف مدل‌سازی میانقاب

به‌طور خلاصه می‌توان برخی از دلایل لزوم مدل‌سازی میانقاب در سازه را به شرح زیر بر شمرد [2]:

- 1- خرابی شدید و یا شکست دیوار در جهت عرضی می‌تواند برای ساکنین بسیار خطرناک باشد، حتی اگر در المان سازه‌ای ساختمان خرابی مشاهده نگردد.
- 2- ممکن است ستون بر اثر اندرکنش بین قاب و میانقاب بشکند که این نوع شکست، در صورت عدم مدل‌سازی میانقاب در مدل مشاهده نمی‌گردد.
- 3- وجود نامتقارن میانقاب در پلان ساختمان می‌تواند مرکز سختی را جابه‌جا کند که این امر در زلزله باعث ایجاد پیچش

در سازه می‌گردد.

4- کاهش تعداد میانقاب در یک طبقه از ساختمان نسبت به طبقات دیگر ممکن است منجر به ایجاد طبقه‌ی نرم شود. روش‌های متعددی برای مدل کردن میانقاب در سازه وجود دارد که در این بخش به تعدادی از آن‌ها اشاره می‌گردد. مدل‌سازی میانقاب با یک المان ساده، اثر کلی آن را بر سازه منظور می‌نماید. متداول‌ترین روش برای این کار استفاده از عضو فشاری معادل است که سطح مقطع آن به‌اندازه‌ای است که سختی آن با سختی میانقاب یکسان می‌باشد. در این روش به جای میانقاب از عضو قطری فشاری استفاده می‌شود که ضخامت آن برابر ضخامت دیوار فرض شده و عرض مقطع این عضو نیز با توجه به روابطی که بر مبنای تحقیقات آزمایشگاهی به دست آمده است محاسبه می‌شود. توجه به این نکته ضروری است که عضو معادل میانقاب همواره در فشار کار می‌کند و نمی‌تواند کشش را تحمل نماید؛ بنابراین همان‌طور که در شکل (1) نشان داده شده است، میانقاب تنها با یک عضو معادل مدل‌سازی می‌گردد که بسته به جهت اعمال بار تنها در یکی از دو قطر قرار می‌گیرد [2].



شکل (1): عضو فشاری معادل میانقاب [2]

برای تعیین عرض عضو فشاری معادل میانقاب ( $W_{ef}$ ) تحقیقات زیادی انجام شده است. به‌عنوان مثال هولمز میانقاب را با یک عضو فشاری معادل به عرض  $0/33$  ارتفاع آن مدل نمود [2]. مینستن رابطه‌ی زیر را برای برآورد عرض معادل دیوار

مقاومت نهایی نگرديد ولی بازشوی درب، مقاومت نهایی را به اندازه 20 درصد کاهش داد.

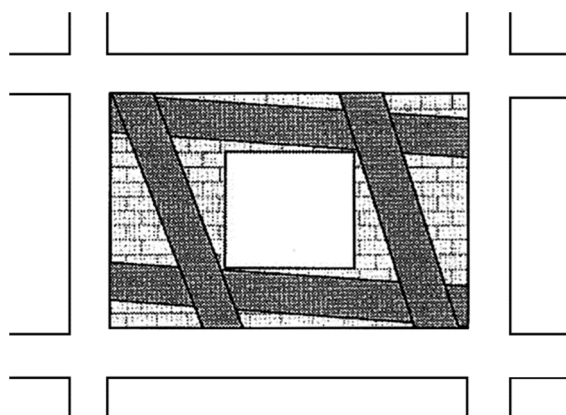
معمولاً اثر بازشو در سختی و مقاومت قاب میان‌پر را با اعمال ضرایب کاهشده لحاظ می‌کنند [2]. بدین صورت که عرض مؤثر میانقاب با بازشو ( $W_{eo}$ ) برابر با عرض مؤثر میانقاب بدون وجود بازشو ( $W_{ef}$ ) ضریب کاهش  $R$  است، بنابراین:

$$W_{eo} = R \times W_{ef} \quad (3)$$

روابط مختلفی برای ضریب کاهش ارائه شده است. طبق نتایج حاصل از پژوهش محمدی و نیک‌فر [6]، برای تخمین میزان کاهش سختی اولیه و مقاومت نهایی انواع سازه‌های (بتنی یا فولادی) میان‌پر با بازشو، رابطه‌ی ارائه‌شده توسط الجار و همکارانش (فرمول 4) از دقت بالاتری نسبت به سایر فرمول‌ها برخوردار است:

$$R = 0.6 \left( \frac{A_{opening}}{A_{panel}} \right)^2 - 1.6 \left( \frac{A_{opening}}{A_{panel}} \right) + 1 \quad (4)$$

که در آن  $A_{opening}$  سطح بازشو و  $A_{panel}$  سطح دیوار (حاصل ضرب طول در ارتفاع دیوار) است. نحوه‌ی قرارگیری صحیح دستک فشاری معادل، در میانقاب دارای بازشو در شکل (2) نشان داده شده است.



شکل (2): نحوه‌ی قرارگیری صحیح اعضای فشاری معادل در میانقاب با بازشو [2]

#### 4- مطالعه‌ی عددی

از مواردی که در زمینه‌ی خرابی پیش‌رونده به‌تازگی مطرح شده است، بررسی اثر میانقاب بر رفتار خرابی پیش‌رونده

پیشنهاد نمود که معروف‌ترین رابطه در این مقوله و اساس کار بسیاری از آئین‌نامه‌ها از جمله فیما [4] 356 و دستورالعمل بهسازی لزه‌ای ساختمان‌های موجود [5] می‌باشد:

$$W_{ef} = 0.175(\lambda_l \times h_{col})^{-0.4} r_{inf} \quad (1)$$

$$\lambda_l = \left[ \frac{E_{me} \times t_{inf} \times \sin(2\theta)}{4E_{fe} \times I_{col} \times h_{inf}} \right]^{\frac{1}{4}} \quad (2)$$

که  $\theta$  به ترتیب ارتفاع ستون تا مرکز تیر (m)، ارتفاع پانل (m)، مدول الاستیسیته مصالح قاب (Pa)، مدول الاستیسیته مصالح دیوار (Pa)، اینرسی ستون ( $m^4$ )، طول قطری پانل (m)، ضخامت دیوار (m) و زاویه‌ی قطر دیوار با افق (درجه) می‌باشند.

#### 3- میانقاب‌های دارای بازشو

وجود بازشو در میانقاب باعث کاهش سختی و مقاومت آن می‌گردد و هرچه ابعاد آن بزرگ‌تر یا به گوشه‌ها نزدیک‌تر باشد اثر کاهشده آن هم بیشتر است [2]. برای بررسی اثر بازشو بر روی الگوی ترک، سختی و مقاومت میانقاب، مسلم و همکارانش چند آزمایش بر روی قاب میان‌پر دو دهانه‌ی یک طبقه انجام دادند. در نمونه‌ی بدون بازشو، ابتدا ترک افقی در وسط ارتفاع به وجود آمد و سپس به صورت قطری به سمت گوشه‌ها ادامه یافت. در نمونه‌های دارای بازشو ترک از گوشه‌های بازشو آغاز و به طرف گوشه‌های بارگذاری انتشار یافت. با توجه به این آزمایش‌ها نتایج زیر حاصل می‌شوند [2]:

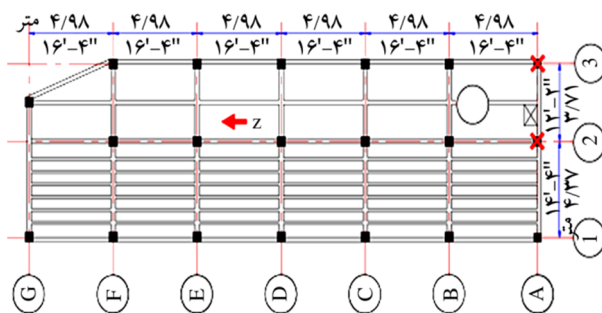
- 1- وجود بازشو باعث کاهش سختی نسبت به قاب میان‌پر بدون بازشو می‌گردد.
- 2- وجود بازشو باعث افزایش شکل‌پذیری سازه و افزایش نسبت مقاومت نهایی به مقاومت ترک‌خوردگی آن می‌گردد.
- 3- هرچه ابعاد بازشوی قاب میان‌پر بزرگ‌تر گردد (در هر دو حالت مورد بررسی) نسبت مقاومت و تغییر شکل حالت نهایی به حالت ترک‌خوردگی آن بیشتر می‌شود.

4- در آزمایش‌های انجام‌شده، وجود پنجره باعث کاهش

پاسخ حذف همزمان ستون‌های A2 و A3 طبقه اول در این تحقیق مورد ارزیابی قرار می‌گیرد.



شکل (3): نمای جنوبی هتل سان‌دیگو [3]



شکل (4): پلان هتل سان‌دیگو. ستون‌های حذف‌شده طبقه اول با ضربدر نشان داده شده است [3]

بر اساس مقایسه آزمایش‌های فشاری دو نمونه بتنی، میانگین مقاومت و مدول الاستیسیته برای نمونه بتنی استوانه‌ای استاندارد به ترتیب حدود 31 مگاپاسکال و 26300 مگاپاسکال تخمین زده شد. همچنین بر اساس آزمایش‌های کششی، دو نمونه فولاد با مقطع مربعی 12/7 میلی‌متر، مقاومت کششی تسلیم و نهایی به ترتیب 427 و 600 مگا پاسکال به دست آمد. کرنش کششی نهایی فولاد در 0/17 اندازه‌گیری شد و مدول الاستیسیته فولاد 200000 مگاپاسکال لحاظ شد. مقاومت کششی و مدول الاستیسیته دیوارهای میانقاب به ترتیب 179 و 4440 مگاپاسکال در نظر گرفته شده است.

در زمان انفجار تنها تیرها، ستون‌ها، دال، تیرچه کف و دیوارهای میانقاب روی تیرهای پیرامونی وجود داشتند. در این زمان ساختمان فاقد بار زنده است و همه‌ی اعضای غیر سازه‌ای شامل پارتیشن‌ها، لوله‌کشی و مبلمان قبل از انفجار برداشته شده‌اند.

می‌باشد. اولین بار ساسانی در سال 2008 به بررسی اثر میانقاب بر روی پتانسیل فروریزش پیش‌رونده پرداخت [3]. او آزمایشی بر روی ساختمان بتن مسلح انجام داد و خرابی این ساختمان تحت حذف دو ستون مجاور خارجی را مورد بررسی قرار داد. برای محاسبه‌ی تغییر شکل‌های موضعی و عمومی سازه از مدل‌های تحلیلی روش اجزا محدود ((Finite Element Method (FEM) و روش اجزا کاربردی ((Applied Element Method (AEM) استفاده شده است.

در تحقیق حاضر برای بررسی اثرات میانقاب‌ها در کاهش پتانسیل خرابی پیش‌رونده، سازه‌ی مورد مطالعه در تحقیق ساسانی [3] تحت بررسی قرار گرفته است. هدف از بررسی مجدد این مقاله ارائه روش مناسب برای مدل‌سازی میانقاب‌های با و بدون بازشو می‌باشد زیرا جزئیات مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو با دو دستک فشاری معادل، در مقاله‌ی مزبور [3] بیان نشده است.

#### 4-1- ویژگی‌های ساختمان مورد مطالعه

هتل سان‌دیگو در سال 1914 ساخته شد. این هتل یک سازه‌ی بتن مسلح بود که دیوارهای پیرامونی آن، میانقاب آجر رسی مجوف داشت. میانقاب‌ها دارای دو لایه آجر رسی مجوف با ضخامت کلی حدود 203 میلی‌متر بودند. ارتفاع طبقه اول حدود 6 متر بود. ارتفاع طبقات دیگر و طبقه‌ی آخر به ترتیب 3/2 متر و 5/13 متر بودند [3].

شکل (3) نمای جنوبی هتل را نشان می‌دهد. در آزمایش مورد نظر، ساختمان توسط انفجار تخریب گردید. به‌عنوان بخشی از فرآیند تخریب، دیوارهای طبقات اول و سوم حذف شدند که در شکل با رنگ مشکی نشان داده شده است [3]. سپس با قرار دادن مواد منفجره در دو ستون طبقه اول، این ستون‌ها تخریب شده و عملکرد خود را از دست می‌دهند اما آسیب چندانی به دیوارها وارد نمی‌گردد. در تحقیق حاضر مدل‌سازی ستون‌ها و دیوارها (قبل و بعد از انفجار) نیز مطابق آزمایش، صورت گرفته است.

پلان این ساختمان در شکل (4) نشان داده شده است که

## 4-2- مدل‌سازی

### 4-2-1- المان‌های تیر و ستون

به‌منظور مدل‌سازی رفتار غیرخطی المان‌ها از نرم‌افزار کامپیوتری اپنسیس [7] استفاده شده است. برای مدل‌سازی تیر و ستون از المان غیرخطی موجود در اپنسیس استفاده شده است (Nonlinear Beam Column Element). این المان توزیع پلاستیسیته را به‌صورت گسترده در سرتاسر عضو در نظر می‌گیرد. برای مدل‌سازی رفتار شکل‌پذیر مقطع بتن مسلح و در نظرگیری ترک‌ها، از مقطع فایبر و در آن برای تعیین رفتار بتن محصور و نامحصور به ترتیب از ماده‌ی Concrete02 و Concrete01 استفاده شده است که طبق مدل پیشنهادی کنت و پارک عمل می‌کند. تفاوت این دو ماده آن است که Concrete02 مقاومت کششی بتن را در نظر می‌گیرد در حالی که Concrete01 آن را صرف‌نظر می‌نماید. با توجه به مقاومت فشاری بتن که در مقاله بیان شده است و استفاده از روابط ارائه‌شده توسط کنت و پارک پارامترهای لازم (کرنش نهایی و مقاومت فشاری نهایی) برای بتن محصور محاسبه شده است. رفتار آرماتورهای مقطع بتن مسلح به‌صورت دوخطی معرفی شده که بدین منظور از ماده‌ی Steel01 استفاده شده است.

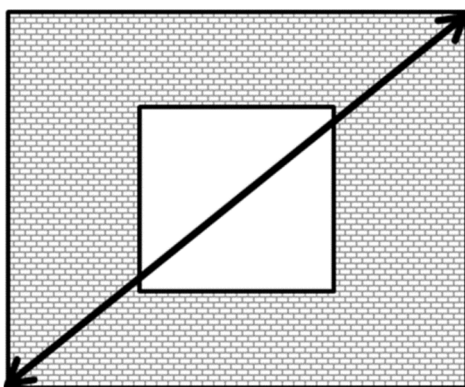
### 4-2-2- میانقاب

برای مدل‌سازی میانقاب‌ها از دستک‌های فشاری معادل استفاده شده است که نحوه‌ی محاسبه عرض معادل دستک‌ها به تفصیل بیان خواهد شد. این اعضای فشاری تنها تحمل نیروی محوری را داشته و رفتار خمشی ندارند. دستک‌ها با المان‌های خطی (Elastic Beam Column Element) معرفی شده در اپنسیس، مدل شده‌اند که تنها سختی محوری دارند و ممان اینرسی و ممان پیچشی آن‌ها نزدیک به صفر در نظر گرفته شده است. دیوارهای ساختمان دارای بازشوی در و پنجره است که باید در مدل‌سازی لحاظ شوند. با توجه به عدم وجود مدل‌های دقیق برای مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو، در این تحقیق اثر بازشو به دو روش در نظر گرفته شده است: مدل تک دستکی

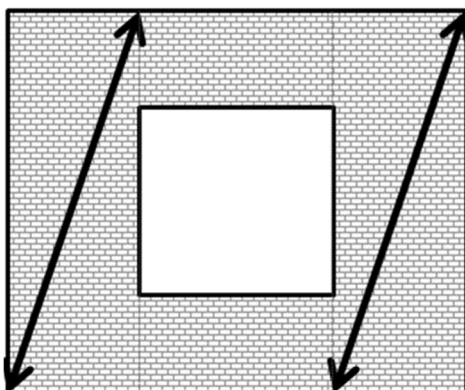
شکل (5-الف) و مدل دو دستکی شکل (5-ب). لازم به ذکر است که روش تک دستکی در بسیاری از تحقیقات مورد استفاده قرار می‌گیرد. ضمن آن که این روش اثر میانقاب دارای بازشو را در سختی و مقاومت کلی قاب منظور می‌کند.

نتایج سازه با میانقاب‌های معادل با دو دستک و نیز سازه با میانقاب‌های معادل با تک دستک با هم مقایسه شده و مدل‌سازی که منجر به خطای کمتری در مقایسه با نتایج آزمایش شود به عنوان روش دقیق‌تر معادل‌سازی میانقاب‌ها با دستک، انتخاب می‌گردد.

همان‌طور که قبلاً بیان شد، بین روابط ارائه‌شده برای محاسبه ضریب کاهش کاهنده ناشی از اثر بازشو، رابطه‌ی پیشنهادی الجار (فرمول 4) از دقت بیشتری برخوردار می‌باشد که در این تحقیق نیز استفاده شده است. در مدل (1) میانقاب با یک دستک فشاری معادل که عرض آن از رابطه‌ی (1) به دست آمده و با اعمال ضریب کاهش اثر بازشو، محاسبه شده است شکل (5-الف).



(الف) معادل‌سازی میانقاب با تک دستک فشاری



(ب) معادل‌سازی میانقاب با دو دستک فشاری

شکل (5): مدل‌سازی میانقاب دارای بازشو

در روش دوم عرض هر دستک چپ و راست، با یکسان در نظر گرفتن سختی جانبی میانقاب مدل (1) و مدل (2) به صورت زیر محاسبه می گردد:

$$K_1 = \frac{EA_1 \cos \theta}{r_1} = \frac{E \times (R_f a_{mainston}) \times t \times \cos \theta}{r_1} \quad (8)$$

$$K_2 = \frac{2EA_2 \cos \alpha}{r_2} = \frac{2E \times a_K \times t \times \cos \alpha}{r_2} \quad (9)$$

$$r_1 = \frac{h}{\sin \theta} \quad (10)$$

$$r_2 = \frac{h}{\sin \alpha} \quad (11)$$

$A_1$ : سطح مقطع تک دستک در مدل 1؛

$A_2$ : سطح مقطع هر دستک در مدل 2؛

$E$ : مدول الاستیسیته مصالح میانقاب؛

$h$ : ارتفاع میانقاب؛

$a_K$ : عرض هر دستک معادل، در مدل 2؛

$r_1$ : طول تک دستک معادل، در مدل 1؛

$r_2$ : طول هر دستک معادل، در مدل 2؛

$K_1$ : سختی میانقاب در مدل 1؛

$K_2$ : سختی میانقاب در مدل 2؛

با تساوی قرار دادن سختی جانبی میانقاب های مدل (1) و (2)

و استفاده از روابط بالا، فرمول زیر به دست خواهد آمد:

$$a_K = \frac{R_f a_{mainston}}{2} \times \frac{r_2}{r_1} = \quad (12)$$

$$\frac{R_f a_{mainston}}{2} \times \frac{\sin \theta}{\sin \alpha} \times \frac{\cos \theta}{\cos \alpha}$$

مقایسه عرض معادل به دست آمده از روش مقاومت با عرض

معادل به دست آمده از روش سختی نشان می دهد که عرض

معادل به دست آمده از روش مقاومت بیشتر از روش دیگر است:

$$\frac{a_R}{a_K} = \frac{\sin \alpha}{\sin \theta} \quad (13)$$

$$\alpha > \theta \Rightarrow \sin \alpha > \sin \theta \Rightarrow a_R > a_K \quad (14)$$

برای انتخاب روش مناسب، استفاده از مقدار جابه جایی نسبی

حاصل از نتایج آزمایشگاهی، معیار مناسبی می باشد. حالت نخست

(تساوی مقاومت ها) زمانی می تواند صحیح باشد که جابه جایی

در مدل (2) ابتدا عرض معادل میانقاب از رابطه ی مینستن (1) و با اعمال ضریب کاهش اثر بازشو به دست آمده و سپس همانند شکل (5-ب) تک دستک به دو دستک، معادل سازی شده است. همان طور که در شکل (2) نشان داده شد، میانقاب دارای بازشو معمولاً با چهار دستک مدل می شود [2] که در سازه ی مورد مطالعه، دستک های بالا و پایینی به دلیل کمتر بودن فاصله ی بازشو از تیرهای احاطه کننده ی میانقاب، عملاً تأثیری در مقاومت و سختی نداشته و می توان برای سادگی از آن ها چشم پوشی کرد. در مورد دو دستک دیگر (چپ و راست بازشو) با توجه به این که فاصله ی بازشوها از ستون های احاطه کننده میانقاب بیش تر از 20 درصد طول میانقاب می باشد، هر دو دستک، تأثیر گذارند و باید مدل شوند و برای معادل سازی آن ها می توان از دو روش، تساوی مقاومت یا تساوی سختی استفاده نمود که در زیر تشریح می شوند.

در روش تساوی مقاومت، مقاومت جانبی میانقاب تک دستکی (مدل 1، شکل 5-الف) که عرض معادل آن از رابطه ی (1) و با اعمال ضریب کاهش به دست آمد با مقاومت جانبی میانقاب دارای دو دستک (مدل 2، شکل 5-ب) برابر قرار داده می شود؛ بنابراین عرض دستک های چپ و راست بازشو به صورت زیر به دست می آید:

$$R_{inf,1} = (R_f a_{mainston}) \times t \times f'_c \times \cos \theta \quad (5)$$

$$R_{inf,2} = (2a_R) \times t \times f'_c \times \cos \alpha \quad (6)$$

$R_{inf,1}$ : مقاومت جانبی مدل 1؛

$R_{inf,2}$ : مقاومت جانبی مدل 2؛

$R_f$ : ضریب کاهش (رابطه ی لچار)؛

$\theta$ : زاویه ی تک دستک با افق، در مدل 1 (درجه)؛

$\alpha$ : زاویه هر دستک با افق در مدل 2 (درجه)؛

$a_{mainston}$ : عرض دستک معادل، در مدل 1 (رابطه ی مینستن)؛

$a_R$ : عرض دستک های معادل در مدل 2 (در روش تساوی

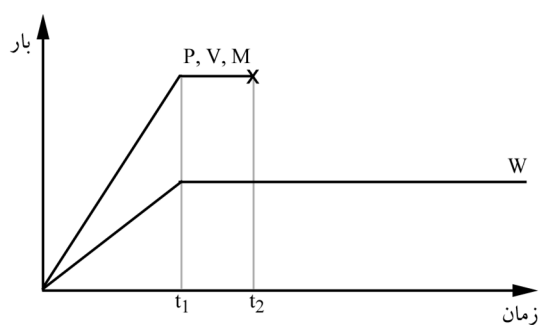
مقاومت)؛

$t$ : ضخامت میانقاب؛

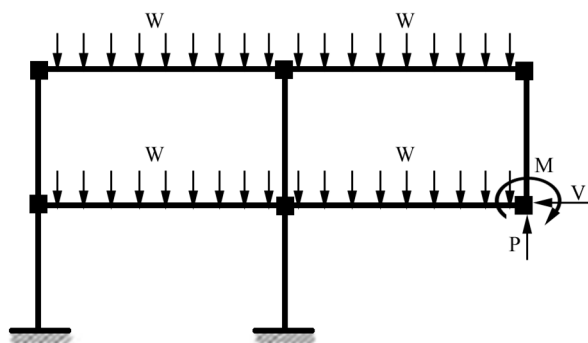
$f'_c$ : مقاومت فشاری مصالح میانقاب؛

$$a_R = \frac{R_f a_{mainston}}{2} \times \frac{\cos \theta}{\cos \alpha} \quad (7)$$

حالت دو بعدی هستند، نشان داده شده است اما از آنجا که مدل‌سازی 3 بعدی انجام شده است، باید 6 مؤلفه نیروهای داخلی اعمال شوند (W نشان داده شده در شکل، بار گسترده‌ی ثقلی است). در این بررسی نیروها به‌طور خطی به مدت کوتاهی (پنج ثانیه) افزایش پیدا کرده تا به مقادیر نهایی برسند، سپس به مدت دو ثانیه به‌طور ثابت به سازه اعمال گشته تا سیستم به وضعیت ثابت برسد. سپس نیروهای معادل دو ستون محذوف، ناگهانی برداشته شده تا تأثیر دینامیکی ایجاد شده با برداشتن ناگهانی ستون‌ها شبیه‌سازی گردد.



(الف) تاریخچه‌ی زمانی بار اعمالی



(ب) مدل تحلیلی با یک ستون حذف شده

شکل (6): نحوه‌ی بارگذاری برای تحلیل دینامیکی (خطی و غیر خطی) به صورت تاریخچه‌ی زمانی [8]

#### 3-4- مقایسه‌ی نتایج تحلیل و آزمایش

به‌طور خلاصه همان‌طور که گفته شد مدل‌سازی میانقاب به دو صورت انجام شده است. در مدل نخست، همه‌ی میانقاب‌ها به‌صورت تک دستکی، معادل‌سازی شدند و به‌منظور در نظر گرفتن وجود بازشو در دیوارهای دارای بازشو، ضریب کاهش به‌عرض دستک‌ها اعمال گردید. در مدل دوم

نسبی اعمال شده به میانقاب به اندازه‌ای باشد که بتواند آن را به مقاومت نهایی خود نزدیک کند ولی حالت دوم برای جابه‌جایی نسبی کوچک صحیح‌تر است. طبق نتایج به‌دست آمده از آزمایش‌های انجام شده بر سازه‌ی مورد مطالعه، تحت اثر خرابی پیش‌رونده به دلیل حذف دو ستون خارجی، جابه‌جایی نسبی سازه بسیار کم می‌باشد و با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان باید از روش دوم (تساوی سختی‌ها) برای معادل‌سازی استفاده نمود زیرا در جابه‌جایی نسبی کم، سختی‌ها تقریباً برابر می‌باشند.

#### 4-2-3- بارگذاری ثقلی

بر اساس داده‌های تحقیق ساسانی [3] بارهای ثقلی شامل بار مرده (وزن تیر، ستون، دال، تیرچه و میانقاب) می‌باشد. وزن تیر، تیرچه و ستون به‌صورت نقطه‌ای به ستون‌ها و وزن دال و میانقاب به‌صورت گسترده‌ی خطی به تیرهای باربر وارد می‌شود. ضخامت دیوار در مقاله‌ی ساسانی ذکر شده، اما وزن مخصوص مصالح آجری مشخص نیست. نیروی محوری ستون‌های طبقه‌ی اول قاب A و B تحت بارهای ثقلی در مقاله‌ی ساسانی معلوم است. بنابراین با سعی و خطا و در نظرگیری مقادیر مختلف قابل قبول، برای وزن مخصوص دیوار، بهترین مقدار که منجر به حداقل خطا برای نیروی محوری ستون‌ها گردد، 14500 نیوتن بر مترمکعب به دست می‌آید.

#### 4-2-4- تحلیل دینامیکی برای حذف ستون‌های A2 و A3

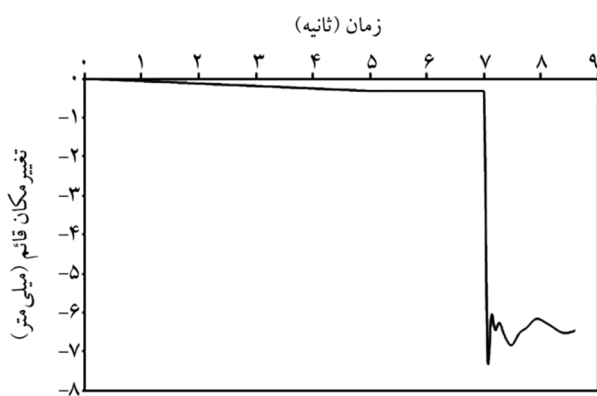
در گام نخست پس از اعمال بارگذاری ثقلی به‌صورت استاتیکی و بعد از آن که سازه به حالت تعادل رسید، نیروهای داخلی ستون‌هایی که قرار است حذف شوند (ستون‌های A2 و A3 در طبقه‌ی اول)، به دست می‌آید. در گام دوم همان‌طور که در شکل (6) نشان داده شده است، ستون‌ها با بارهای نقطه‌ای معادل نیروهای به‌دست آمده از گام اول، جایگزین می‌گردند. برای شبیه‌سازی پدیده‌ای که ستون‌ها به‌طور ناگهانی برداشته می‌شوند، نیروهای ستون‌ها پس از گذشت زمان معینی حذف می‌شوند. در این شکل فقط متغیرهای P، V و M که نشان‌دهنده‌ی نیروی محوری، نیروی برشی و ممان خمشی برای

سازه را بیش از حد واقعی برآورد می‌کند؛ بنابراین از این پس در این تحقیق از مدل تک دستکی برای مدل‌سازی میانقاب استفاده خواهد شد.

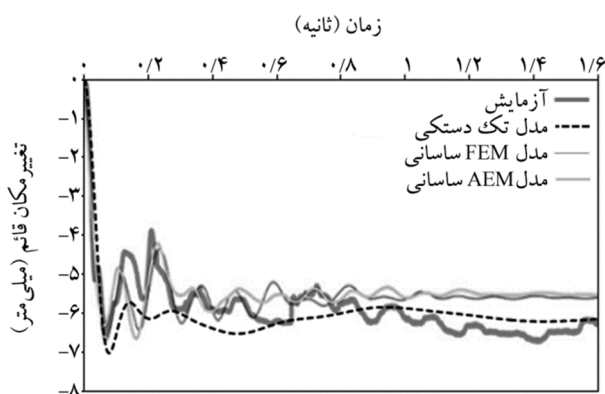
جدول (3): تغییر مکان قائم ماندگار نقاط محل حذف ستون (میلی‌متر)

حالات	نقطه A2	نقطه A3
آزمایش	6/20	6/10
مدل میانقاب دو دستکی	12/74	15/48
مدل میانقاب تک دستکی	6/07	6/14

شکل (7) نتایج تحلیل (مدل تک دستکی) و آزمایش تغییر مکان نقطه‌ی A3 را نشان می‌دهد. در شکل (7-الف) تغییر مکان قائم این نقطه از زمان شروع بارگذاری استاتیکی ثقلی تا  $1/6$  ثانیه بعد از حذف دو ستون نشان داده شده است.



(الف) تغییر مکان قائم نقطه‌ی A3 حاصل از مدل تک دستکی (با لحاظ تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)



(ب) مقایسه‌ی تغییر مکان قائم نقطه‌ی A3 حاصل از آزمایش و مدل‌های ساسانی [3] با مدل تک دستکی (با کسر تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)

شکل (7): تغییر مکان قائم نقطه‌ی A3 در طبقه‌ی دوم

میانقاب‌های دارای بازشو، با دو دستک فشاری و با اعمال ضریب کاهش در عرض معادل آن‌ها، جایگزین شدند. با توجه به نتایج به‌دست آمده از تحلیل تحت حذف ستون‌های A2 و A3 مشخص شد که استفاده از مدل تک دستکی میانقاب منجر به نتایج واقع‌بینانه‌تری نسبت به مدل دو دستکی می‌شود. در جدول‌های (1) و (2) به ترتیب نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه‌ی نخست قاب اول و دوم قبل و بعد از حذف ستون‌ها، با مقادیر حاصل از تحلیل مدل مقاله‌ی ساسانی [3] مقایسه شده‌اند. پس از حذف ستون A2 و A3 در طبقه‌ی اول، بارهای ثقلی که توسط این ستون‌ها تحمل می‌شدند نیاز به باز توزیع و انتقال به ستون‌های مجاور دارند. همان‌طور که در جداول دیده می‌شود، بیشترین افزایش نیروی محوری در ستون B3 و بعد از آن در ستون‌های A1 و B2 رخ داده است. نکته‌ی قابل توجه این است که مجموع افزایش در نیروی محوری این ستون‌ها بیشتر از مجموع نیروی محوری ستون‌های حذف شده A2 و A3 می‌باشد که دلیل آن کاهش نیروهای محوری ستون‌ها در محور C و D است.

جدول (1): نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه‌ی اول قاب A و B قبل از حذف ستون‌های A2 و A3 (کیلو نیوتن)

حالات	A1	A2	A3	B1	B2	B3
مدل تحلیلی ساسانی [3]	324	375	294	418	501	425
مدل میانقاب تک دستکی	323	375	282	449	450	454

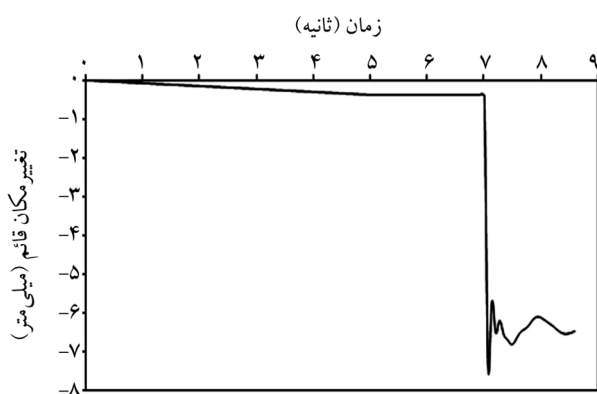
جدول (2): نیروی محوری داخلی ستون‌های طبقه‌ی اول قاب A و B بعد از حذف ستون‌های A2 و A3 (کیلو نیوتن)

حالات	A1	B1	B2	B3
مدل تحلیلی ساسانی [3]	570	419	662	835
مدل میانقاب تک دستکی	602	462	504	799

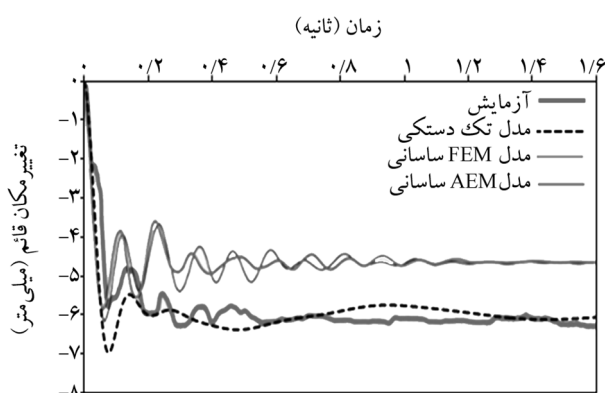
تغییر مکان‌های قائم نقاط محل حذف ستون‌ها در جدول (3) نشان‌دهنده‌ی آن است که مقدار خطای مدل تک دستکی اندک است بنابراین می‌توان چنین نتیجه گرفت که روش صحیح‌تری برای معادل‌سازی میانقاب‌ها می‌باشد. مدل دو دستکی تغییر شکل



میانقاب‌ها کاملاً اثر سازه‌ای داشته و باعث کاهش جابه‌جایی شده‌اند و نمی‌توان آنها را به‌صورت جدا شده از قاب پیرامونی فرض نمود. لذا در بررسی خرابی پیش‌رونده این ساختمان حتماً باید اثر سازه‌ای آنها را منظور نمود.

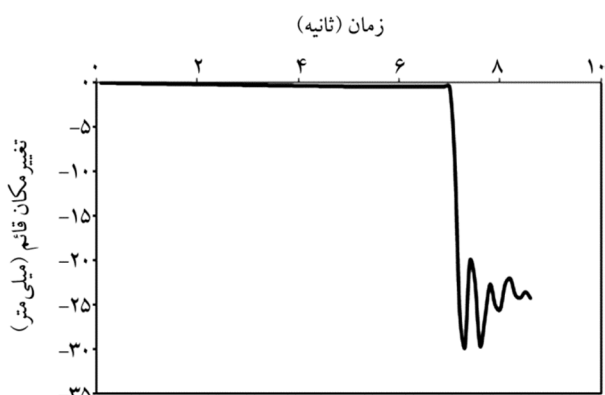


الف) تغییر مکان قائم نقطه‌ی A2 حاصل از مدل تک دستکی (با لحاظ تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)



ب) مقایسه‌ی تغییر مکان قائم نقطه‌ی A2 حاصل از آزمایش و مدل‌های ساسانی [3] با مدل تک دستکی (با کسر تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی)

شکل (8): تغییر مکان قائم نقطه‌ی A3 در طبقه‌ی دوم



شکل (9): تغییر مکان قائم نقطه‌ی A3 در مدل بدون میانقاب

بارگذاری ثقلی و عکس‌العمل ستون‌های محذوف به‌صورت تدریجی به مدت 5 ثانیه افزایش یافته تا به مقادیر ماکزیمم خود رسیده و تا 2 ثانیه به‌صورت ثابت به سازه اعمال گشته‌اند. در ثانیه هفتم، عکس‌العمل ستون‌های محذوف از سازه برداشته شده است. در شکل (7-ب) تغییر مکان قائم این نقطه بعد از حذف ستون و با کسر تغییر مکان ناشی از بارگذاری استاتیکی ثقلی با آزمایش و مدل‌های ساسانی [3] مقایسه شده است. در این شکل زمان صفر، مربوط به لحظه‌ای است که ستون‌ها حذف شده‌اند. حداکثر تغییر مکان‌های آزمایش و تحلیل (مدل تک دستکی) به ترتیب 6/4 میلی‌متر و 7/01 میلی‌متر می‌باشند. نتایج تحلیلی تغییر مکان ماندگار حدود 6/14 میلی‌متر را نشان می‌دهد که با مقدار دقیق (6/1 میلی‌متر) اختلاف ناچیزی دارد.

شکل (8) تغییر مکان آزمایش و تحلیل (مدل تک دستکی) گره A2 در طبقه‌ی دوم را نشان می‌دهد. در این گره نیز تغییر مکان قائم حداکثر حاصل از آزمایش و تحلیل، مطابقت خوبی دارند.

برای بررسی تأثیر میانقاب در پاسخ سازه، علاوه بر مدل‌های قبلی که در آنها اثر میانقاب در سختی و مقاومت منظور شده بود، مدل دیگری ساخته شده که در آن تنها وزن دیوارها در مدل لحاظ گردیده و از اثر آن بر سختی و مقاومت صرف‌نظر شده است. در این مدل فرض شده که دیوار از قاب پیرامونی خود جدا شده و در نتیجه با آن اندرکنش ندارد. تحلیل دینامیکی با فرض حذف ستون‌های A2 و A3 در طبقه‌ی اول انجام شده است. شکل (9) تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان قائم محل حذف ستون A3 را در این مدل (که مدل بدون میانقاب نامیده شده) نشان می‌دهد. بارگذاری و حذف ستون‌ها همانند آنچه برای مدل با میانقاب گفته شد، انجام شده است. حداکثر تغییر مکان (29/8 میلی‌متر) در گره A3 در طبقه‌ی دوم اتفاق افتاده است که حدود 4/6 برابر پاسخ مدل با میانقاب تک دستکی می‌باشد.

تطابق مدل‌سازی میانقاب در شکل‌های (7) و (8) و همچنین مشاهده تفاوت عمده‌ای که مدل فاقد اثر سازه‌ای میانقاب با نتایج آزمایش دارد، به‌خوبی نشان می‌دهد که در نمونه آزمایش شده

#### 4-4- ارزیابی ساختمان مورد مطالعه در برابر خرابی پیش‌رونده

پس از اطمینان از صحت مدل‌سازی میانقاب در سازه که در بخش قبل به صورت مشروح بیان شد، در این بخش توانایی ساختمان در از دست دادن ستون با استفاده از روش تحلیل دینامیکی غیرخطی، ارزیابی گردیده است. طبق دستورالعمل GSA [1]، برای ساختمان‌های متعارف فاقد زیرزمین، باید سناریوهای زیر برای حذف ستون در نظر گرفته شوند:

1- سناریوی حذف یک ستون در وسط امتداد کوتاه ساختمان در طبقه اول که در این تحقیق ستون A2 حذف شده است.  
2- سناریوی حذف یک ستون در گوشه‌ی ساختمان در طبقه‌ی اول که به دلیل عدم تقارن پلان ساختمان، یک بار ستون A1 و بار دیگر ستون A3 حذف شده‌اند.

3- سناریوی حذف یک ستون در وسط امتداد بلند ساختمان در طبقه اول که در این تحقیق ستون D2 حذف شده است. در کلیه‌ی سناریوها ساختمان یک بار با در نظرگیری میانقاب و بار دیگر بدون آن، تحلیل شده و نتایج با هم مقایسه شده‌اند. لازم به ذکر است که در مدل‌های بدون میانقاب، اثر وزن آن در سازه، منظور شده ولی از اثر آن بر سختی و مقاومت صرف نظر شده است.

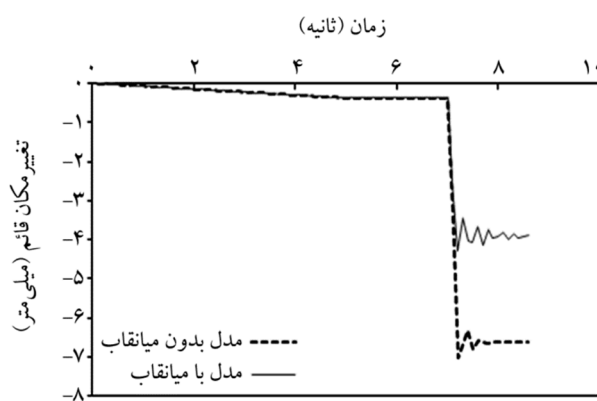
#### 4-4-1- سناریوی 1 (حذف ستون A2)

برای سناریوی 1 در صورت وجود میانقاب‌ها، وقتی ستون A2 ناگهان برداشته می‌شود، گره‌ی بالای ستون برداشته شده، ارتعاش پیدا کرده و به حداکثر جابه‌جایی عمودی 4/30 میلی‌متر می‌رسد. سرانجام همان‌طور که در شکل (10) نشان داده شده پاسخ در 3/91 میلی‌متر تثبیت می‌گردد. مقادیر جابه‌جایی عمودی حداکثر و ماندگار در مدل بدون میانقاب تحت همین سناریو حذف به ترتیب 7/20 و 6/61 میلی‌متر می‌باشد.

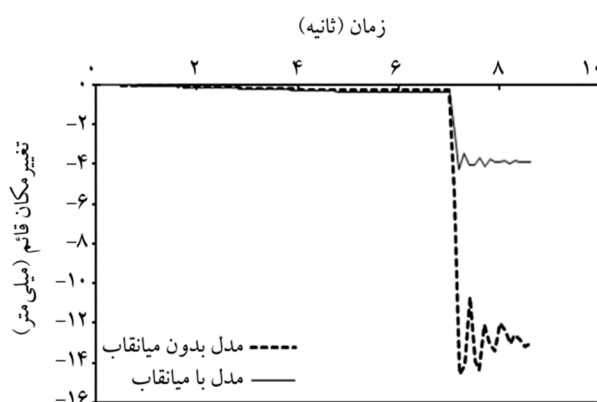
#### 4-4-2- سناریوی 2 (حذف ستون A1)

مشابه سناریوی 1 وقتی ستون A1 در طبقه‌ی نخست ناگهان برداشته می‌شود، گره‌ی متناظر بالای ستون برداشته شده، ارتعاش

کرده و به ترتیب به حداکثر جابه‌جایی عمودی 4/13 و 14/6 میلی‌متر در مدل با میانقاب و بدون آن می‌رسد. همان‌طور که در شکل (11) نشان داده شده است سرانجام پاسخ مدل‌های با میانقاب و بدون میانقاب به ترتیب در 3/88 و 13/2 میلی‌متر تثبیت می‌گردد.



شکل (10): سناریوی 1- تغییر مکان قائم گره‌ی بالای ستون A2 در مدل با میانقاب و بدون میانقاب



شکل (11): سناریوی 2- تغییر مکان قائم گره‌ی بالای ستون A1 در مدل با میانقاب و بدون میانقاب

#### 4-4-3- سناریوی 3 (حذف ستون A3)

برای سناریوی 3 در مدل با میانقاب وقتی ستون A3 در طبقه‌ی اول ناگهان برداشته می‌شود گره‌ی بالای ستون برداشته شده، ارتعاش کرده و به حداکثر جابه‌جایی عمودی 3/77 میلی‌متر می‌رسد. همان‌طور که در شکل (12) نشان داده شده است، پاسخ در 3/49 میلی‌متر تثبیت می‌گردد. مقادیر حداکثر جابه‌جایی عمودی و جابه‌جایی ماندگار در مدل بدون میانقاب 9/48 و 8/44 میلی‌متر می‌باشد.

بهبود عملکرد ساختمان نسبت به حالتی که از اثرات سازه‌ای میانقاب صرف نظر شده است برای هر سناریو نشان داده شده است. بیشترین بهبود برای سناریوی حذف ستون A1 می‌باشد.

جدول (4): مقایسه‌ی حداکثر تغییر مکان قائم گره‌ی بالای ستون محذوف تحت سناریوهای مختلف در مدل با و بدون میانقاب

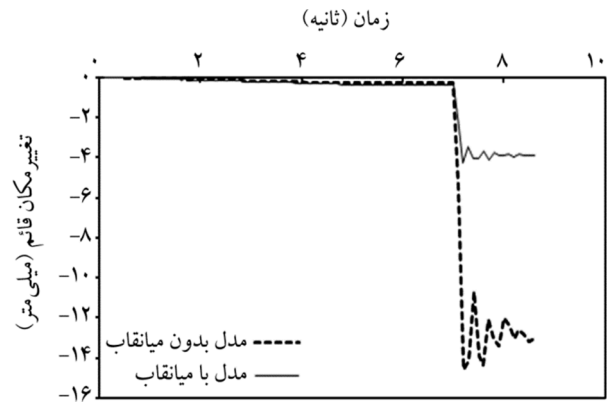
حداکثر تغییر مکان قائم در بالای ستون محذوف (میلی‌متر)			
سناریو	مدل بدون میانقاب	مدل با میانقاب	درصد بهبود
حذف ستون A2	7/20	4/30	40/27
حذف ستون A1	14/60	4/13	71/71
حذف ستون A3	9/48	3/77	60/23
حذف ستون D1	11/70	4/04	65/47

### 5- نتیجه‌گیری

در این تحقیق، به بررسی اثر میانقاب بر خرابی پیش‌رونده ساختمان پرداخته شد. برای بررسی اثر میانقاب سه مدل تحلیل شد که عبارتند از مدل فاقد میانقاب، مدلی که در آن میانقاب با یک دستک مدل شده و مدلی که در آن میانقاب با دو دستک معادل مدل شده است. صحت مدل‌سازی میانقاب با استفاده از نتایج حاصل از آزمایش انجام شده بر هتل سان‌دیاگو صورت گرفته است.

استفاده از مدل با تک دستک نسبت به مدل با دو دستک، تطابق بهتری را در نشان دادن رفتار هتل سان‌دیاگو در مقابل فروریزش پیش‌رونده، نشان می‌دهد. از آنجایی که عملکرد میانقاب در جابه‌جایی نسبی کم، به صورت قطری است [2] بنابراین کم بودن جابه‌جایی نسبی قائم ساختمان مورد مطالعه (حدود 0/15 درصد)، در اثر حذف دو ستون، علت این امر می‌باشد. دو دستک فشاری زمانی شکل می‌گیرند که میانقاب، جابه‌جایی نسبی قابل توجهی را متحمل شود بنابراین پیشنهاد می‌گردد زمانی از این مدل استفاده شود که احتمال بروز تغییر مکان‌های بزرگ وجود داشته باشد.

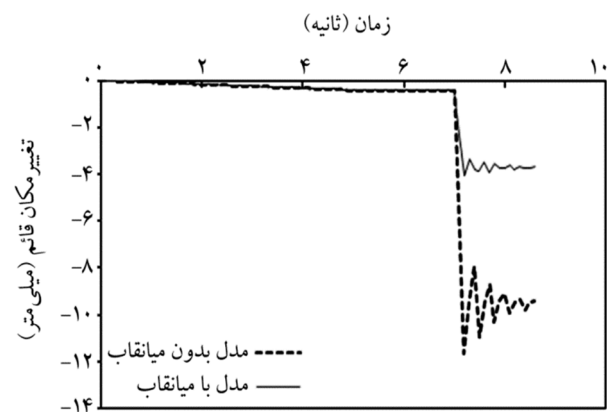
برای بررسی تأثیر سازه‌ای میانقاب در پاسخ سازه علاوه بر مدل‌های قبلی، مدل دیگری ساخته شده که در آن تنها وزن



شکل (12): سناریوی 3- تغییر مکان قائم گره‌ی بالای ستون A3 در مدل با میانقاب و بدون میانقاب

### 4-4-4- سناریوی 4 (حذف ستون D1)

در سناریوی 4 نیز وقتی ستون D1 در طبقه‌ی نخست ناگهان برداشته می‌شود، همان‌طور که در شکل (13) نشان داده شده است، گره‌ی بالای ستون برداشته شده، شروع به ارتعاش کرده و به ترتیب به حداکثر جابه‌جایی عمودی 4/04 و 11/70 میلی‌متر در مدل با میانقاب و بدون میانقاب رسیده است. سرانجام پاسخ میرا شده تا مدل با میانقاب و بدون میانقاب به ترتیب در 3/70 و 9/44 میلی‌متر تثبیت گردیده است.



شکل (13): سناریوی 4- تغییر مکان قائم گره‌ی بالای ستون D3 در مدل با میانقاب

خلاصه‌ی نتایج تحلیل دینامیکی هر چهار سناریو در جدول (4) مشاهده می‌شود. بحرانی‌ترین سناریو برای مدل بدون میانقاب و مدل با میانقاب به ترتیب سناریوی 2 و 1 (حذف ستون A1 و سناریوی حذف ستون A2) می‌باشد. در این جدول میزان

- Berkeley University of California, Available from <http://OpenSees.berkeley.edu>.
8. Hyun-Su, K., Jinkoo, K., and Da-Woon A. (2009) Development of integrated system for Progressive collapse analysis of building structures considering dynamic effects. *Advances in Engineering Software*, **40**(1), 1-8.

دیوارها در مدل لحاظ گردیده و از اثر آن بر سختی و مقاومت سازه صرف نظر شده و نتایج حاصل از حذف دو ستون این مدل با مدل دارای میانقاب با هم مقایسه شده است. نتایج نشان داد که حداکثر تغییر مکان قائم مدل بدون میانقاب حدود  $4/6$  برابر مدل با میانقاب شد و نیروهای داخلی اعضا نیز به مقدار قابل توجهی افزایش یافت.

به منظور ارزیابی سازه‌ی مورد مطالعه‌ی تحت سناریوهای پیشنهادی دستورالعمل GSA [1]، ساختمان مزبور تحت چهار سناریوی مجزا در حالت با و بدون میانقاب تحلیل و نتایج آن‌ها با هم مقایسه شد. نتایج نشان می‌دهد که وجود میانقاب‌ها می‌تواند به مقدار قابل ملاحظه‌ای پتانسیل خرابی پیش‌رونده را کاهش دهد و باعث کاهش جابه‌جایی بالای ستون محذوف گردد.

## مراجع

1. General Service Administration (GSA) (2003) Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects. U.S.
2. Mohammadi, M. (2011) *Effect of Infill on the Structure*. Fadak Isatis Press, Tehran (In Persian).
3. Sasani, M. (2008) Response of a reinforced concrete infilled-frame structure to removal of two adjacent columns. *Engineering Structures*, **30**(9), 2478-2491.
4. FEMA 356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Federal Emergency Management Agency, Second Draft.
5. Instruction for Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, No. 360 (2014) Office of Deputy for Strategic Supervision, Department of Technical Affairs.
6. Mohammadi, M. and Nikfar, F. (2013) Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results. *Journal of Structural Engineering*, **139**(6), 974-984.
7. McKenna, F., Fenves, G.L., and Scott, M.H. (2000) *Open System for Earthquake Engineering Simulation*.

## Influence of Masonry Infills with and without Opening on Progressive Collapse of Buildings (A Case Study: San Diego Hotel)

Majid Mohammadi<sup>1</sup> and Nahid Inanloo<sup>2</sup>

1. Assistant Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, Corresponding Author, e-mail: [m.mohammadigh@iiees.ac.ir](mailto:m.mohammadigh@iiees.ac.ir)
2. M.Sc. Student, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran

Progressive collapse starts with local destruction of a few elements of structures, which extends into a significant part of the building. Regular buildings are designed for dead, live, wind, earthquake and other normal loads. Nevertheless, there are other possible risks and loads, including firing, vehicle collision, gas explosion, design or construction error, bomb blast, etc. These risks occur very rarely, but they may cause a catastrophic collapse; therefore, for very important structures, they should be considered in the designing phase [1].

Infills have a considerable improvement in the stiffness and the strength of the frame. Therefore, their influences on progressive collapse of buildings should be considered. Considering such elements in structural modelling is very complicated, that’s why many standards and codes ignore their local and global effects and just consider their effects in decreasing the building natural period of vibration [2]. However, they are considered in rehabilitation projects and should be considered in progressive collapse analyses [3-4]. Many methods have already been proposed to model solid infills in the structure; the most common approach is modelling by diagonal struts [4, 5]. For infills with openings, there is not a verified approach for the modelling.

This study is to propose a method for modelling infills with and without opening and investigating their effects on progressive collapse of buildings. Perforated infills are modelled by the equivalent struts, considering the influence of the opening as a reduction factor for the width of the strut, verified in previous studies [6].

The proposed model is verified by the results of an experimental study on San Diego Hotel, obtained by Sasani [3]. The plan of the hotel is shown in Figure (1). The hotel had reinforced concrete structure and was destructed by explosion in two columns (A2 and A3 in Figure 1) of the first story.

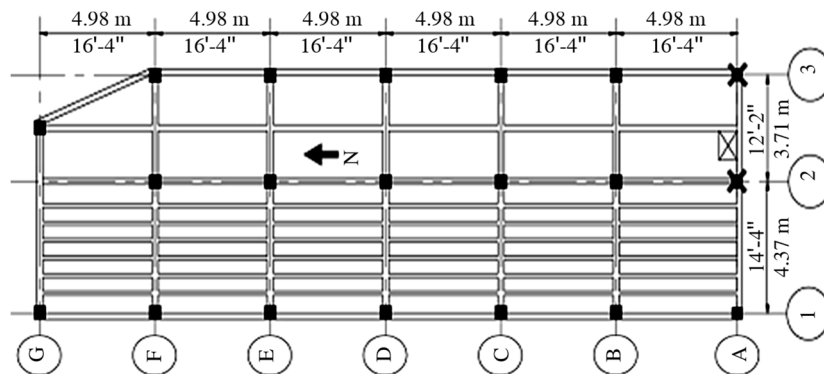
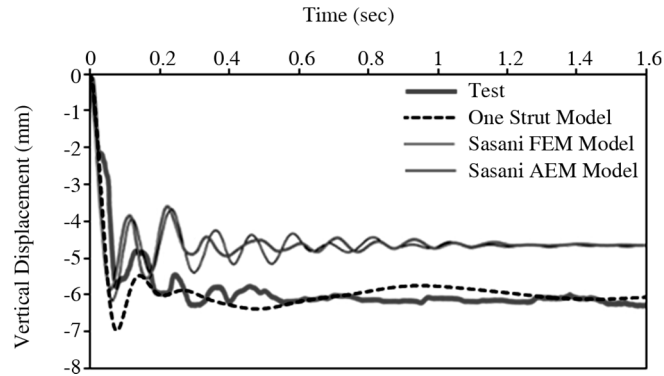


Figure 1. Plan of San Diego hotel

OpenSees is applied to model the structures; “Nonlinear Beam Column Elements” with Fiber section is used for modelling the beams and columns. Concrete01 and Concrete02 are used for non-confined and confined concrete of the sections, respectively. “Elastic Beam Column Element” is applied to model infill equivalent strut. Comparing the

results of the modelling with the experimentally obtained values, for column forces (before and after columns explosion) as well as the displacement history of the top point in the removed columns shows robustness of the modelling, which is more accurate than Sasani models, as shown in Figure (2).



**Figure 2.** Comparing the results of the present study with Sasani models [3] for vertical displacement of point A2 of the second

To study the influence of infills on progressive collapse, the structure of the hotel is modelled and the proposed scenarios of GSA [1] are investigated. As shown in Table (1) for all scenarios, the presence of infill panels decreases the vertical displacement of the removed columns. This shows that infills improve the building against progressive collapse considerably.

**Table 1.** Displacement of the removed columns for different scenarios

Scenario	Maximum Vertical Displacement of Top Point in the Removed Column (mm)		Improvement (%)
	Model without Infills	Model with Infills	
Removing the Column A2	7.20	4.30	40.27
Removing the Column A1	14.60	4.13	71.71
Removing the Column A3	9.48	3.77	60.23
Removing the Column D1	11.70	4.04	65.47

**Keywords:** Progressive Collapse; Infill; Opening; Dynamic Analysis

**Acknowledgement**

This research study has been accomplished by financial support of International Institute of Earthquake Engineering and Seismology under the Grant No. 7393 and their contribution is highly appreciated.