

## تأثیر پارامترهای مؤثر بر صلبیت کف بر روی ظرفیت دوران تیر در خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی

مهديه مداحی<sup>۱</sup>، محسن گرامی<sup>۲\*</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

خرابی پیشرونده به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق شده که به دنبال آن، خرابی به صورت زنجیره‌ای در سازه گسترش یافته و باعث خرابی بخشی از سازه یا کل سازه شده است. پارامترهای بسیاری وجود دارند که بر روی مقاومت در برابر خرابی پیشرونده، تأثیرگذار هستند. یکی از این پارامترها، صلبیت کف طبقات بوده است که در مدلسازی سایر محققین کمتر بدان پرداخته شده است. از این رو، در این تحقیق به بررسی تأثیر صلبیت کف بر روی مقاومت در برابر خرابی پیشرونده پرداخته شده است. برای این منظور تیرهای دهانه مربوط به "ستون حذف شده"، به همراه سقف عرشه فولادی، در نرم‌افزار المان محدود مدلسازی و بررسی شده است. با توجه به اینکه، منظور نمودن اثر کف طبقات در خرابی پیشرونده مؤثر بوده است، از این رو، سازه قاب خمشی سه بعدی با کف طبقات عرشه فولادی در نرم‌افزار، مدلسازی گردید. برای بررسی خرابی پیشرونده، سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم و تحلیل دینامیکی غیرخطی قرار گرفت. نتایج حاصل از این تحقیق نشان داد که تحلیل استاتیکی غیرخطی همچون تحلیل دینامیکی غیرخطی، به نحو مناسبی دوران قطری تیر را برآورد کرده است. همچنین، در این تحقیق تأثیر پارامترهای مؤثر بر صلبیت کف (ضخامت سقف و طول دهانه) بر روی ظرفیت دورانی تیر در خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گرفت و نتایج نشان داد که افزایش ضخامت کف موجب افزایش ظرفیت دوران قطری تیر و افزایش طول دهانه، موجب کاهش ظرفیت دوران قطری شده است.

کلمات کلیدی: خرابی پیشرونده، عرشه فولادی، تحلیل بار افزایشده قائم، تحلیل دینامیکی غیرخطی، حذف ستون.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.74003.1049	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.74003.1049	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۶/۰۴/۰۳	۱۳۹۶/۰۳/۱۳	۱۳۹۵/۱۰/۲۸
*نویسنده مسئول:				محسن گرامی		
پست الکترونیکی:				mgerami@semnan.ac.ir		

## Influence of Effective Parameters on Rigidity of the Floor on Beam's Chord Rotation Capacity in the Progressive Collapse of Steel Moment Frames

Mahdiye Maddahi<sup>1</sup>, Mohsen Gerami<sup>2\*</sup>

1- Ph.D. Student of Earthquake Engineering, Faculty of Civil Eng., Semnan University, Semnan, Iran

2- Associate Professor, Faculty of Civil Eng., Semnan University, Semnan, Iran

### ABSTRACT

The progressive collapse of a structure is the development of an initial local damage that damage is extended in the structure and structural failure is occurred. There are many parameters that could effect on the resistance of structure against progressive collapse. One of these parameters is rigidity of the floor that less attention in its modeling has been paid. Therefore, in this paper the effect of the floor's rigidity has been discussed on the resistance of structure against progressive collapse. For this purpose, beams of span that it's column has been removed, with metal deck floor is modeled in the finite element software. Since the rigidity of the floor is effective in the progressive collapse, three-dimensional moment frame structure with metal deck floor has been modeled in the ABAQUS software. The nonlinear static analysis (push down analysis) and the nonlinear dynamic analysis are used to investigate the progressive collapse. In the nonlinear static analysis, the column has been removed and the gravity load with the magnification coefficient equal two has been applied to the span that it's column is removed. Then the gravity load gradually has been increased. The nonlinear dynamic analysis in the progressive collapse consists of two steps. In the first step, gravity load of the column that has been removed, is replaced as a concentrated force. In the second step, dynamic load is defined as the short time and the nonlinear dynamic analysis is done. The investigations of this study showed that considering rigidity of the floor in the modeling, has an important influence on the results of the progressive collapse. Considering the rigidity of the floor increased the maximum vertical load. Thus, regarding with progressive collapse, rigidity of the floor should be reviewed and considered in the modeling.

### ARTICLE INFO

Received: 17/01/2017

Revised: 03/06/2017

Accepted: 24/06/2017

### Keywords:

Progressive Collapse

Metal Deck

Push Down Analysis

Nonlinear Dynamic Analysis

Removing Column

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.74003.1049

\*Corresponding author: Mohsen Gerami.

Email address: mgerami@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

خرابی پیشرونده اولین بار پس از واقعه ساختمان رونان پوینت در انگلیس مطرح شد و از آن زمان تاکنون تحقیقات وسیعی در این خصوص صورت گرفته است. بعد از خرابی ساختمان رونان، فراهیان<sup>۱</sup> [۱] به بررسی امکان ایجاد تغییرات در استانداردهای بریتانیا و کانادا در جهت ممانعت از بروز خرابی پیشرونده در ساختمان‌ها پرداخت. خرابی پیشرونده به گسترش یک آسیب موضعی اولیه در درون سازه اطلاق شده که به دنبال آن، خرابی به صورت زنجیره‌ای در سازه گسترش یافته و باعث خرابی بخشی از سازه یا کل سازه شده است [۲]. رویکرد طراحی برای مقاومت در برابر خرابی پیشرونده، نیاز به سازه‌ای با انعطاف‌پذیری و یکپارچگی کافی را موجب شده است. از این رو، سیستم قاب خمشی فولادی انعطاف‌پذیر، توانسته است به عنوان یک سیستم سازه‌ای مناسب در برابر خرابی پیشرونده باشد.

آیین‌نامه‌های طراحی [۳ و ۴]، روش‌های مختلفی را برای طراحی مقاوم در برابر خرابی پیشرونده ارائه کرده‌اند. آیین‌نامه UFC-4-023-03 [۳]، روش نیروی مهاری، روش مسیر جایگزین و روش مقاومت محلی افزایش یافته را ارائه کرده است. روش مسیر جایگزین، مهمترین و معمولی‌ترین روش طراحی است که در آیین‌نامه‌های مختلف مطرح شده است. در این روش، فرض شده است که یک ستون به طور ناگهانی حذف شده و سپس مقاومت سازه در برابر این حذف ناگهانی بررسی شده است.

مطالعات تحلیلی و تجربی بسیاری بر روی نقش بتن مسلح و صلبیت کف‌های کامپوزیتی، در روش مسیر جایگزین انجام شده است. آستانه اصل<sup>۲</sup> و همکاران [۵]، مطالعات تجربی بر روی کف‌های صلب کامپوزیتی قاب‌های خمشی فولادی که با کابل‌های پیش‌تنیده فولادی برای بهبود مقاومت در برابر خرابی پیشرونده مسلح شده بودند، انجام دادند. یو<sup>۳</sup> و همکاران [۶]، به طور عددی سهم اتصالات مختلف و کف طبقه در مقاومت در برابر خرابی پیشرونده را بررسی کرده و از کابل‌های فولادی پیش‌تنیده برای مقاوم‌سازی سیستم سازه‌ای، استفاده کردند. عزالدین<sup>۴</sup> و همکاران [۷]، چارچوبی برای آنالیز خرابی پیشرونده سازه‌های فولادی چند طبقه کامپوزیتی با گردآوری پاسخ هر طبقه، پیشنهاد کردند. مین<sup>۵</sup> و همکاران [۸]، یک روش مدلسازی پیشنهاد کردند که برای آنالیز محاسباتی خرابی پیشرونده غیرخطی، مورد استفاده قرار گرفت. این روش، بر اساس مطالعه اتصالات و سیستم کف کامپوزیتی چندین قاب خمشی بدست آمده است.

آلاشکر<sup>۶</sup> و همکاران [۹]، روشی برای طراحی مقاوم در برابر خرابی پیشرونده پیشنهاد کردند که این روش، شامل تأثیر کف با استفاده از شکل تغییر یافته سیستم کف، مبتنی بر نتایج آنالیز عددی بوده است. بیشتر مطالعات تحلیلی و تجربی انجام شده، بر سناریوی "حذف ستون داخلی" متمرکز شده‌اند. به طور معمول در طراحی‌ها، به دلیل کمبود روش‌های عملی برای در نظر گرفتن صلبیت کف در طراحی و آنالیز، از تأثیر صلبیت کف صرف نظر شده است.

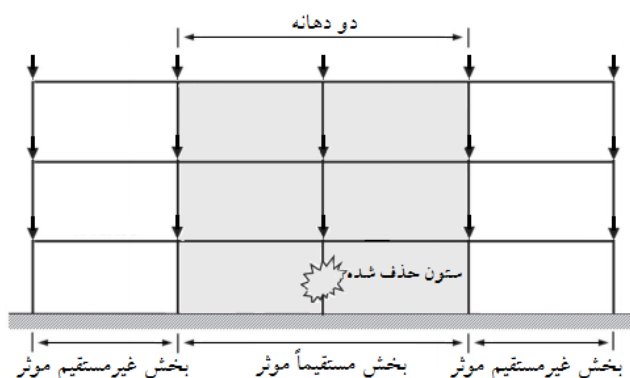
سئون وونگ<sup>۷</sup> و همکاران [۱۰]، در تحقیقات خود مدل تحلیلی کف‌های صلب در عمل "حذف ستون" را ارائه نمودند که در ارزیابی دقیق مقاومت در برابر خرابی پیشرونده قاب‌های خمشی فولادی، استفاده شده است. آنها نخست بر اساس نتایج آنالیز المان محدود، ارتباط بین نیروی کششی محوری و تغییر شکل تیر دو دهانه با کف صلب تحت فرآیند "حذف ستون خارجی" را توسعه دادند. سپس با افزودن سهم کف صلب در جذب انرژی، به معادله تعادل انرژی، یک روش آنالیز استاتیکی غیرخطی ساده ولی دقیق، در خرابی پیشرونده پیشنهاد دادند که این روش مبتنی بر انرژی بود.

<sup>1</sup>Ferahian<sup>2</sup>Astaneh-Asl<sup>3</sup>Yu<sup>4</sup>Izzuddin<sup>5</sup>Main<sup>6</sup>Alashker<sup>7</sup>Seonwoong

## ۲- صحت‌سنجی و مدل المان محدود

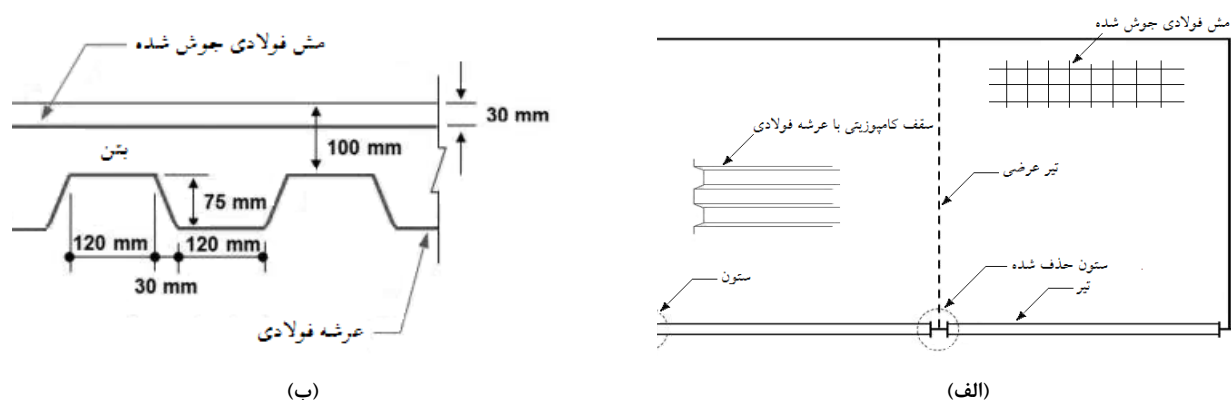
## ۲-۱- مدلسازی المان محدود

در بحث خرابی پیشرونده زمانی که ستون میانی در قاب خمشی فولادی حذف شد، قاب به دو بخش تقسیم گردید. بخشی از قاب که مستقیماً تحت تأثیر "حذف ستون" بوده و بخشی دیگر که به‌طور غیر مستقیم تحت تأثیر "حذف ستون" است. در شکل ۱ دو دهانه از قاب خمشی فولادی که مستقیماً تحت تأثیر "حذف ستون" هستند، مشخص شده است.



شکل ۱: حذف ستون در قاب خمشی

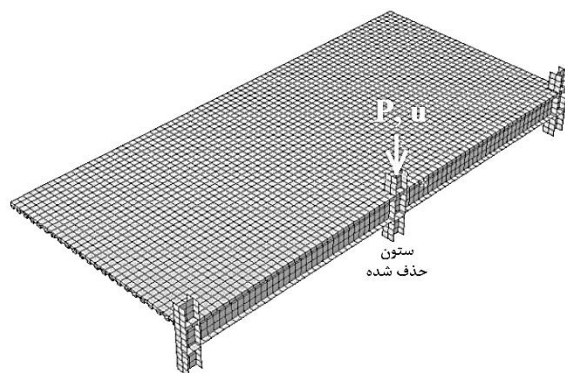
در این تحقیق از نرم‌افزار آباکوس<sup>۸</sup> [۱۱]، برای مدلسازی تیر دو دهانه و سقف صلب، استفاده شده است. این مدلسازی، شامل ستون فولادی، تیر فولادی (یک تیر دو دهانه و یک تیر عرضی)، کف دال بر روی عرشه فولادی موج‌دار و مش‌های داخل بتن کف، بوده است. در شکل ۲، ابعاد و جزئیات سقف آورده شده است. همانطور که در شکل مشاهده شده است، بتن کف دارای عمق ۱۰۰ میلی‌متر بوده و مش‌ها با مشخصات wwf#6 (قطر ۴/۸ میلی‌متر) با فاصله ۱۵۰×۱۵۰ میلی‌متر در نرم‌افزار آباکوس، مدلسازی شده‌اند. بر اساس آیین‌نامه AISC [۱۲]، ستون‌ها از نوع H428X407X20X35، تیر دو دهانه از نوع H700X300X13X24 و تیر عرضی نیز از نوع H506X201X11X19، انتخاب شده‌اند.



شکل ۲: ابعاد و جزئیات مدل؛ الف) مشخصات ابعادی سقف عرشه فولادی، ب) جزئیات سقف کامپوزیتی

<sup>8</sup> Abaqus

در نرم افزار المان محدود، تیرها، ستون‌ها و عرشه فولادی به صورت S4R و بتن کف، به صورت C3D8R مدل‌سازی شده‌اند. علاوه بر این، برای مدل‌سازی مش‌های فولادی مدفون در بتن، از المان T3D2 استفاده شده است. در شکل ۳، سقف مدل شده با تیر دو دهانه در نرم‌افزار المان محدود، آورده شده است. به منظور شبیه‌سازی اثرات مهار محوری که توسط صلبیت کف و المان‌های سازه‌ای مجاور فراهم گردیده، سه لبه داخلی کف به طور جانبی مهار شده‌اند.

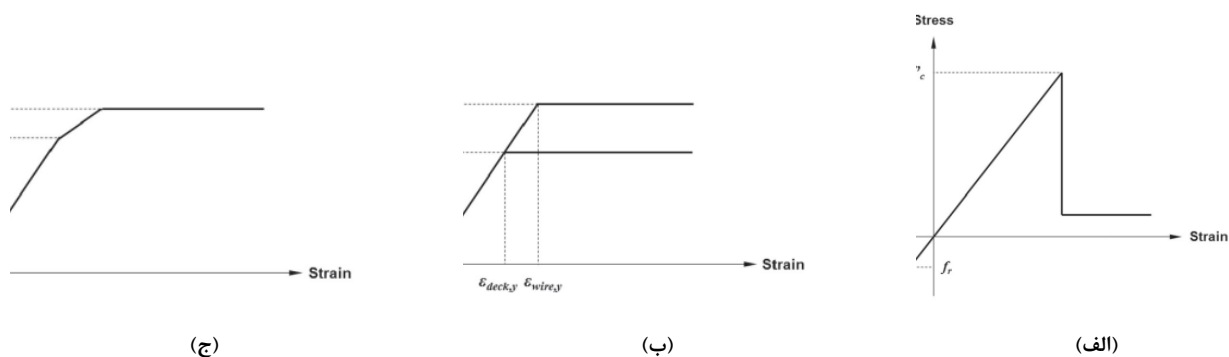


شکل ۳: مدل‌سازی تیر دو دهانه با سقف عرشه فولادی در نرم‌افزار المان محدود

بتن به کار رفته، دارای مقاومت فشاری ۲۴ مگاپاسکال، مدول الاستیک ۱۵ گیگاپاسکال و ضریب پواسون ۰/۱۵ بوده و رابطه به کار رفته برای فشار، رابطه تنش- کرنش شکل ۴-الف بوده است. در نرم‌افزار آباکوس، شکنندگی بتن توسط گزینه brittle cracking مدل شده است. در ACI318-10 [۱۳]، برای کشش، رابطه خطی تنش-کرنش تا مدول گسیختگی ( $f_r$ ) و نرم‌شدگی کششی بعد از آن، به کار رفته است. مدول گسیختگی ( $f_r$ ) از رابطه (۱) بدست می‌آید:

$$f_r = 0.7\sqrt{f'_c} \quad (1)$$

همانطور که در شکل ۴-ب مشاهده شده است، برای مدل‌سازی مصالح فولادی به کار رفته برای مش‌ها و عرشه فولادی، از یک رابطه تنش-کرنش الاستوپلاستیک استفاده شده است. تنش تسلیم مش ۴۰۰ مگاپاسکال، تنش تسلیم عرشه فولادی ۲۸۳ مگاپاسکال و مدول الاستیک هر دو  $2/06 \times 10^5$  مگاپاسکال، در نظر گرفته شده است. علاوه بر این، برای تیرها و ستون‌های فولادی، رابطه تنش-کرنش سه خطی، به کار رفته که در شکل ۴-ج آورده شده است.

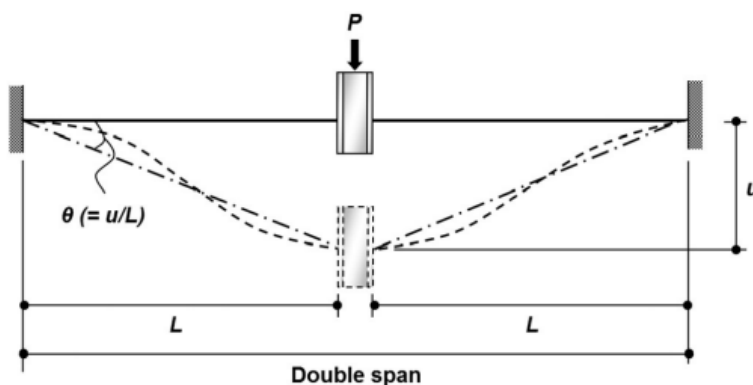


شکل ۴: رابطه تنش-کرنش به کار رفته؛ (الف) بتن، (ب) عرشه فولادی و مش فولادی، (ج) تیرها و ستون‌ها [۱۰]

برای تیرها و ستون‌ها، مصالح غیرخطی با معیار تسلیم فون میسز با سخت‌شدگی ایزوتروپیک غیرخطی، در نظر گرفته شده است. فولاد به کار رفته، از نوع ASTM A992، با تنش تسلیم ۳۸۴/۷ مگاپاسکال، تنش نهایی ۵۰۵/۴ مگاپاسکال و مدول الاستیک  $2.06 \times 10^5$  مگاپاسکال است. نوسانات نسبی بین بتن دال و بال بالایی تیر فولادی، نادیده گرفته شده و اتصالات برشی بین این دو، با گزینه spot welding point آباکوس، مدلسازی شده است.

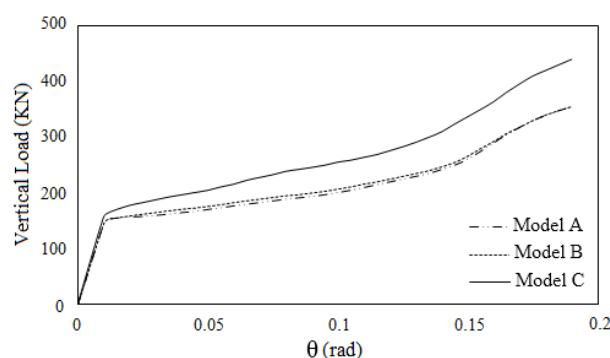
## ۲-۲- صلبیت کف در خرابی پیشرونده

در این بخش، رفتار کف صلب دو دهانه با عرشه فولادی، بر اساس نتایج آنالیز المان محدود بیان شده است. دوران قطری ( $\theta$ )، تغییر مکان عمودی ستون حذف شده ( $u$ ) تقسیم بر طول دهانه تیر ( $L$ ) است که در شکل ۵، نشان داده شده است.



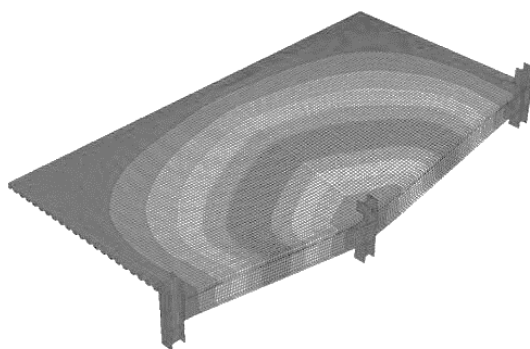
شکل ۵: تعریف دوران قطری [۱۰]

در شکل ۶، ارتباط بین بار عمودی و دوران قطری بدست آمده از نتایج آنالیز عددی سه مدل صورت گرفته، نشان داده شده است؛ (۱) تنها تیر دو دهانه (مدل A)، (۲) تیر دو دهانه با تیر عرضی (مدل B)، و (۳) تیر دو دهانه با تیر عرضی و کف صلب (مدل C). بر اساس شکل ۶، مشاهده شده است که سهم تیر عرضی در مقاومت در برابر خرابی پیشرونده، قابل چشم‌پوشی است؛ که این مسأله قبلاً توسط خاندلوال<sup>۹</sup> و همکاران [۱۴] مطرح شده بود. علاوه بر این، مشاهده شده است که در نظر گرفتن سقف صلب در مدلسازی، تأثیر بسزایی در نتایج آنالیز "حذف ستون" داشته است. از این رو در بحث خرابی پیشرونده، صلبیت سقف‌ها بررسی شده و در مدلسازی‌ها در نظر گرفته شده است.



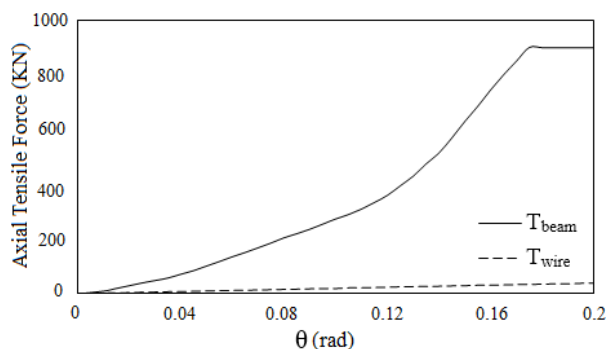
شکل ۶: مقایسه مقاومت قائم در برابر دوران قطری مدل‌های موجود

در شکل ۷، شکل سه بعدی تغییر یافته مدل C در دوران قطری ۲۰٪ نشان داده شده است. در این شکل، نیروهای کششی محوری مش فولادی جوش شده ( $T_{wire}$ ) و تیر دو دهانه ( $T_{beam}$ )، نشان داده شده‌اند. نیروی کششی محوری مش فولادی جوش شده، مجموع نیروی کششی هر یک از مفتول‌های موازی با تیر دو دهانه است. در محاسبه  $T_{wire}$ ، از نیروی کششی مفتول‌های موازی با تیر عرضی، چشم‌پوشی شده است.



شکل ۷: شکل تغییر یافته مدل مورد نظر در دوران قطری

در شکل ۸، مقایسه بین نیروی کششی محوری مش فولادی جوش شده ( $T_{wire}$ ) و تیر دو دهانه ( $T_{beam}$ )، حاصل از آنالیز مدل (C)، نشان داده شده است. همانطور که در شکل ۸ مشاهده شده، نیروی کششی محوری مش‌های جوش شده در مقایسه با تیر دو دهانه، بسیار کوچک است. دلیل این مسأله، کم بودن سطح مقطع مش‌های جوش شده، در مقایسه با سطح مقطع تیر دو دهانه است؛ از این رو، در مدلسازی سقف از مش‌های فولادی، چشم‌پوشی شده است.



شکل ۸: مقایسه نیروی کششی تیر دو دهانه و مش فولادی

مقایسه شکل ۸ با نتایج بدست آمده از کارهای سئون وونگ و همکاران [۱۰] نشان داد که نتایج بدست آمده دارای انطباق خوبی با هم هستند؛ این مسأله بیان‌گر صحت مدلسازی انجام گرفته در این تحقیق بوده است.

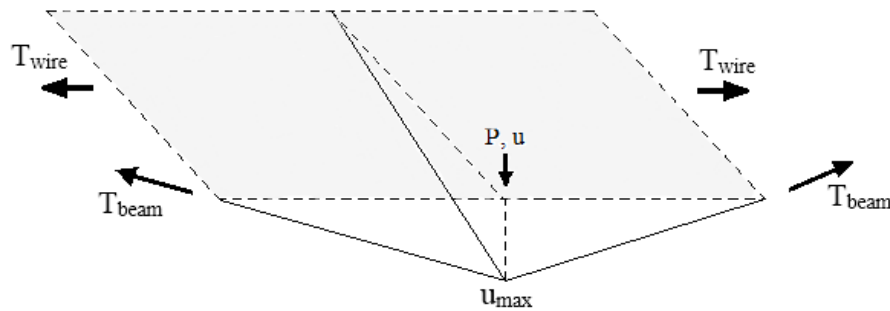
### ۳- مدلسازی تحلیلی رفتار کف صلب

بر اساس مشاهدات سینماتیکی ارائه شده در بخش قبلی، شکل تغییر یافته ساده شده از کف صلب دو دهانه، تحت اثر "حذف ستون خارجی" در اشکال ۹ و ۱۰ آورده شده است. در اثر ماکزیمم تغییر مکان عمودی ( $u_{max}$ )، تغییر طول ایجاد شده در تأمین مفتول قرار گرفته در جهت  $y$ ، به صورت رابطه (۳) بیان شده است:

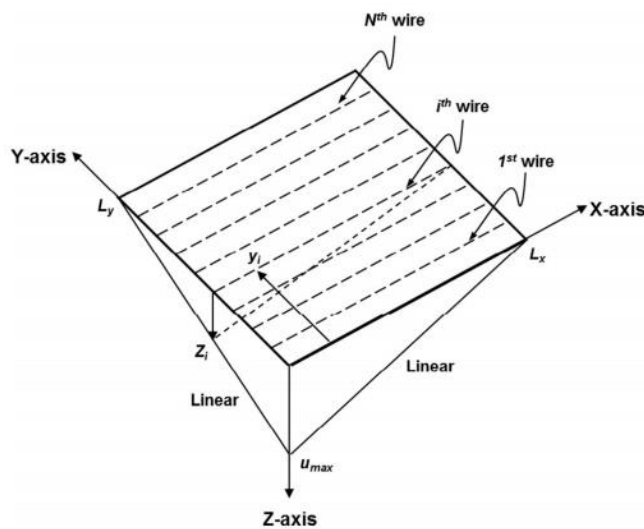
$$z_i = \left(\frac{L_y - L_i}{L_y}\right) u_{max} \quad (2)$$

$$\Delta L_i = \sqrt{z_i^2 + L_x^2} - L_x = \sqrt{\left(\frac{L_y - y_i}{L_y}\right)^2 u_{max}^2 + L_x^2} - L_x \quad (3)$$

که  $z_i$ ، تغییر شکل عمودی آیین مفتول،  $L_x$ ، طول دهانه کف صلب در جهت طولی  $x$  و  $L_y$ ، طول دهانه کف صلب در جهت عرضی  $y$ ، بوده است.



شکل ۹: شکل تغییر یافته سقف صلب در اثر حذف ستون



شکل ۱۰: مدل سینماتیک سقف صلب برای محاسبه تغییر طول مشها [۱۰]

برای راحتی محاسبات، تغییر شکل مفتولها با کرنش میانگین ( $\epsilon_{avg}$ )، ارزیابی شده است. با در نظر گرفتن  $N$  به عنوان تعداد کل مفتولها،  $\epsilon_{avg}$ ، به صورت رابطه (۴) محاسبه شده است:

$$\epsilon_{avg} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \frac{\Delta L_i}{L_x} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \left[ \sqrt{\left(\frac{L_y - y_i}{L_y}\right)^2 \left(\frac{u_{max}}{L_x}\right)^2 + 1} - 1 \right] \quad (4)$$

با فرض اینکه مفتولها به صورت پیوسته در جهت  $y$  توزیع شده‌اند، رابطه (۴) به شکل رابطه (۷) بازنویسی شده است:

$$\Delta L(y) = \sqrt{\left(\frac{L_y - y}{L_y}\right)^2 u_{max}^2 + L_x^2} - L_x \quad (5)$$

$$\epsilon(y) = \frac{\Delta L(y)}{L_x} \quad (6)$$



$$\varepsilon_{avg} = \frac{1}{L_y} \int_0^{L_y} \varepsilon(y) dy = \frac{1}{L_x L_y} \left( \frac{u_{max}}{L_y} \right) \left\{ -\frac{1}{2} \left( \frac{L_x L_y}{u_{max}} \right)^2 \ln \left( \frac{L_x L_y}{u_{max}} \right) + \frac{1}{2} \left[ L_y \sqrt{L_y^2 + \left( \frac{L_x L_y}{u_{max}} \right)^2} + \left( \frac{L_x L_y}{u_{max}} \right)^2 \ln \left( L_y + \sqrt{L_y^2 + \left( \frac{L_x L_y}{u_{max}} \right)^2} \right) \right] \right\} - 1 \quad (7)$$

که  $y_i$  مکان دلخواهی در جهت  $y$  است. با فرض رابطه تنش- کرنش الاستوپلاستیک برای مفتول،  $T_{wire}$ ، به صورت روابط (۸) و (۹) بیان شده است:

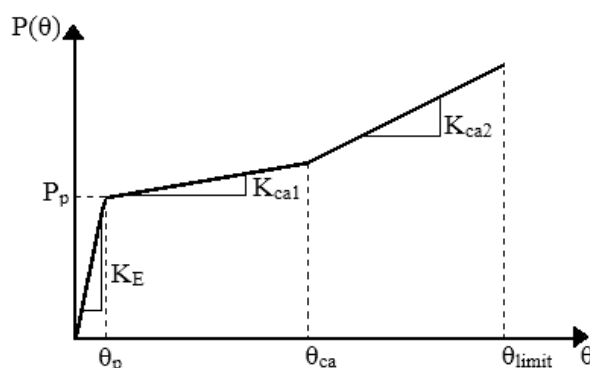
$$T_{wire} = E \varepsilon_{avg} A_{wire} \quad \varepsilon_{avg} \leq \varepsilon_{wire,y} \quad (8)$$

$$T_{wire} = \sigma_{wire,y} A_{wire} \quad \varepsilon_{avg} > \varepsilon_{wire,y} \quad (9)$$

که  $A_{wire}$  مساحت کل مفتول‌های قرار گرفته به صورت موازی با جهت  $x$ ،  $\varepsilon_{wire,y}$ ، کرنش تسلیم و  $\sigma_{wire,y}$ ، تنش تسلیم کششی مفتول‌ها بوده است.

#### ۴- برنامه‌های کاربردی آنالیز خرابی پیشرونده مبتنی بر انرژی

در این بخش، روش استاتیکی غیرخطی مبتنی بر انرژی در آنالیز خرابی پیشرونده که توسط لی<sup>۱۰</sup> و همکاران [۱۵] پیشنهاد شد، بیان شده است. بر اساس این روش، سهم کف صلب در آنالیز خرابی پیشرونده بررسی شده است. اساس این روش، بر پایه ارتباط مقاومت قائم تیر، در برابر دوران قطری تیر دو دهانه بوده (شکل ۱۱) که این ارتباط، با استفاده از سه پارامتر تیر ( $K_E$ ،  $K_p$  و  $\theta_p$ ) و چهار پارامتر زنجیره‌ای ( $K_{ca1}$ ،  $K_{ca2}$  و  $\theta_{ca}$  و  $\theta_{limit}$ )، تعریف شده است.



شکل ۱۱: ارتباط مقاومت عمودی در برابر دوران قطری تیر

با فرض اینکه مفصل پلاستیک در دو انتهای تیر دو دهانه تشکیل شده، مقاومت عمودی ( $P_p$ )، به طور ساده به صورت رابطه (۱۰) بیان شده است:

$$P_p = 4M_p/L \quad (10)$$

سختی خمشی تیر دو دهانه ( $K_E$ )، برابر است با:

$$K_E = \frac{P}{\theta} = \frac{P}{u/L} = \frac{P}{(P(2L)^3/192EI)/L} = \frac{24EI}{L^2} \quad (11)$$

که  $M_p$ ، ممان پلاستیک تیر و  $L$ ، ممان اینرسی حول محور قوی تیر است. دوران قطری تیر ( $\theta_p$ )، متناسب با مقاومت عمودی بوده و بنابراین داریم:

<sup>10</sup>Lee

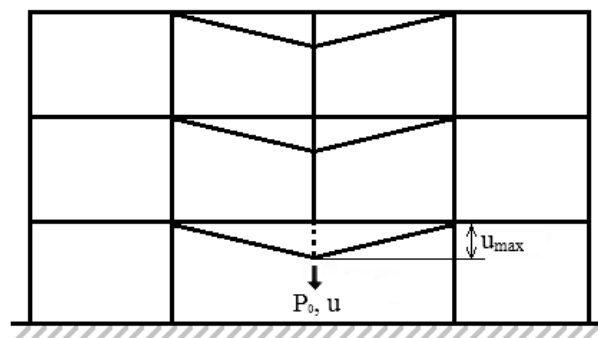
$$\theta_P = P_P / K_E \quad (12)$$

چهار پارامتر زنجیره‌ای باقیمانده، بر اساس کارهای لی و همکاران [۱۵]، در جدول ۱ خلاصه شده‌اند.

جدول ۱: پارامترهای فعال مطابق با طول دهانه و عمق تیر [۱۰]

$L/D$	$K_{ca1}/K_E$	$K_{ca2}/K_E$	$\theta_{ca}$	$\theta_{limit}$
10	0.033	0.085	0.110	0.172
15	0.071	0.179	0.073	0.132
20	0.135	0.335	0.060	0.116

روش تعادل انرژی پیشنهاد شده توسط پاول<sup>۱۱</sup> [۱۶]، برای آنالیز خرابی پیشرونده قاب‌های چند طبقه، توسعه یافته است. زمانی که، ستون در طبقه اول حذف گردیده، جرم تیر دو دهانه باعث حرکت به سمت پایین شده که در شکل ۱۲، نشان داده شده است.



شکل ۱۲: حذف ستون در طبقه اول

وزن حاصل از این جرم، برابر با نیروی گرانشی ستون ( $P_0$ )، فرض شده است. بر این اساس، معادله تعادل انرژی جرم متحرک به سمت پایین، به صورت رابطه (۱۳) بیان شده است:

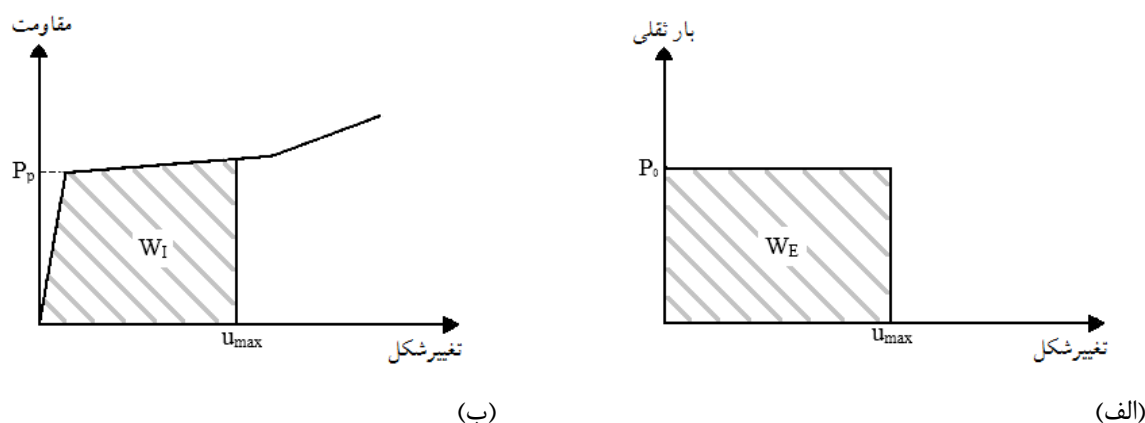
$$\int_0^{u_{max}} M \ddot{u} du + \int_0^{u_{max}} C \dot{u} du + \int_0^{u_{max}} R(u, \dot{u}) du = \int_0^{u_{max}} P_0 du \quad (13)$$

با صرف نظر از انرژی جنبشی انباشته شده تا ماکزیمم تغییر مکان عمودی ( $u_{max}$ ) و انرژی میرایی، معادله حرکت قاب چند طبقه تحت "حذف ستون"، به عنوان مسأله شبه استاتیکی ساده شده، به صورت رابطه (۱۴) بیان شده است:

$$P_0 \times u_{max} (= W_E) = \sum_i \int_0^{u_{max}} R_i(u) du (= W_I) \quad (14)$$

که  $R_i$ ، مقاومت عمودی تیر دو دهانه در آیین طبقه است. بر اساس تعادل انرژی، کار انجام شده توسط نیروی ثقلی فعال روی ستون حذف شده (کار خارجی  $W_E$ ) و انرژی جذب شده توسط تیر دو دهانه بالای ستون حذف شده (کار داخلی  $W_I$ )، یکسان است (شکل ۱۳).

<sup>11</sup>Powell



شکل ۱۳: کار خارجی و داخلی در اثر حذف ستون؛ الف) کار انجام شده توسط نیروی محوری در اثر حذف ستون،

ب) انرژی جذب شده توسط تیر دو دهانه (کار داخلی)

$$\sum_i \int_0^{u_{max}} R_i(u) du = W_I = W_I(\text{double-span steel beam}) + W_I(\text{floor slab}) \quad (15)$$

کار انجام شده توسط سقف صلب، به صورت روابط (۱۶) و (۱۷)، محاسبه شده است:

$$W_I(\text{floor slab}) = (E \varepsilon_{avg}^2) (A_{wire} L_x) \varepsilon_{avg} \leq \varepsilon_{wire,y} \quad (16)$$

$$W_I(\text{floor slab}) = \left[ \frac{1}{2} E \varepsilon_{wire,y}^2 + \sigma_{wire,y} (\varepsilon_{avg} - \varepsilon_{wire,y}) \right] \times (2 A_{wire} L_x) \varepsilon_{avg} > \varepsilon_{wire,y} \quad (17)$$

$\varepsilon_{avg}$  در روابط (۱۶) و (۱۷)، با استفاده از روابط (۴) و (۷) محاسبه شده است. روابط (۱۶) و (۱۷)، انرژی کل جذب شده توسط مفتول‌ها را بیان کرده‌اند که از طریق ضرب دانسیته انرژی کرنشی در حجم کل مفتول‌ها، محاسبه شده است. چون در این روابط تنها پارامتر مجهول  $u_{max}$  بوده، بنابراین با روش سعی و خطا، به راحتی قابل محاسبه است. برای سادگی مدل‌سازی، در محاسبات از جذب انرژی ممکن به دلیل خرد شدن بتن در طول خط تیر عرضی، صرف نظر شده است.

## ۵- مثال کاربردی

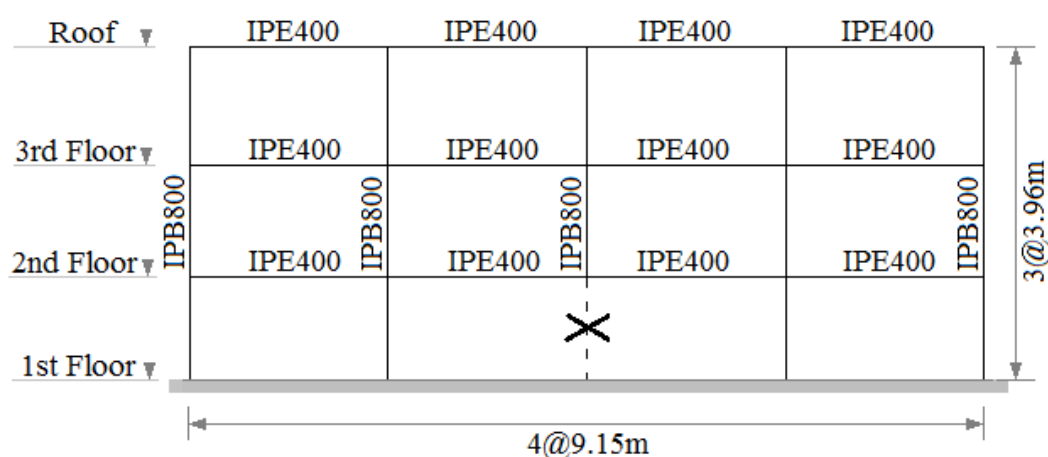
در این بخش، کاربرد مدل پیشنهاد شده برای آنالیز خرابی پیشرونده، استفاده شده است. یک قاب خمشی فولادی چهار دهانه در جهت  $x$ ، شش دهانه در جهت  $y$  و سه طبقه به عنوان مثال کاربردی، بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان [۱۷]، مدل‌سازی شده است (شکل ۱۴). ارتفاع ستون‌ها، ۳/۹۶ متر و فاصله آنها از هم، ۹/۱۵ متر بوده است. مقاطع تیرها و ستون‌های به کار رفته در سازه، در شکل ۱۴ نشان داده شده است. تیرها و ستون‌ها، از فولاد نوع A992Gr.50، با تنش تسلیم ۳۸۴/۷ مگاپاسکال، ساخته شده است. اتصالات قاب فولادی، از نوع اتصالات قاب خمشی ویژه، فرض شده است. کف طبقات، به صورت سقف عرشه فولادی، با بتن بالایی با ضخامت ۲۰۰ میلیمتر، در نظر گرفته شده است.

همانطور که در شکل ۱۴ نشان داده شده است، فرض شده که ستون مرکزی در طبقه اول قاب خارجی، حذف شده است. بر اساس آیین‌نامه GSA، ترکیب بار ثقلی ۱۰۰٪ بار مرده و ۲۵٪ بار زنده، استفاده شده است. بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان [۱۸]، بار مرده طبقات و بام ۶۰۰ کیلوگرم نیرو بر مترمربع و بار زنده نیز ۲۰۰ کیلوگرم نیرو بر مترمربع، در نظر گرفته شده است. مساحت بارگیر برای ستون حذف شده، ۴۱/۸۶ مترمربع بوده است.

در این تحقیق، از تحلیل استاتیکی غیرخطی افزاینده قائم و تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده است. در تحلیل استاتیکی غیرخطی، ستون حذف شده و در دهانه‌هایی که به ستون حذف شده مربوط بوده‌اند، بار ثقلی با ضریب بزرگنمایی دو، اعمال شده است

((DL+0.25LL)). این ضریب بزرگنمایی، به منظور اعمال اثرات دینامیکی توسط آیین‌نامه‌ها، پیشنهاد شده است. پس از اعمال بار ثقلی با ضریب بزرگنمایی، سازه در اثر بارهای ثقلی، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم قرار گرفته است.

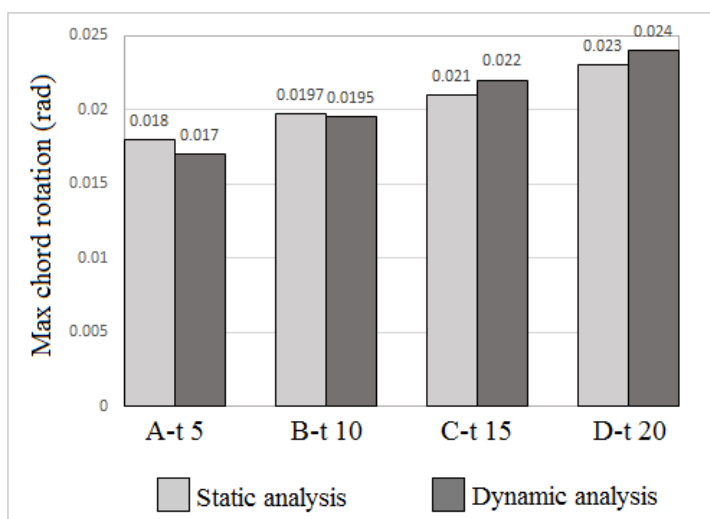
بر اساس تحلیل انجام گرفته قبل از حذف ستون، مقدار نیروی ثقلی ستونی که حذف شده، بدست آمده است. این نیرو، در تحلیل دینامیکی غیرخطی، مورد استفاده قرار گرفته است. تحلیل دینامیکی غیرخطی خرابی پیشرونده، شامل دو گام است. در گام اول، نیروی ثقلی ستون حذف شده، به عنوان یک نیروی متمرکز به جای ستون حذف شده، قرار داده شده است. در گام دوم، با تعریف یک بارگذاری دینامیکی در بازه زمانی کوتاه، تحلیل دینامیکی غیرخطی انجام شده است.



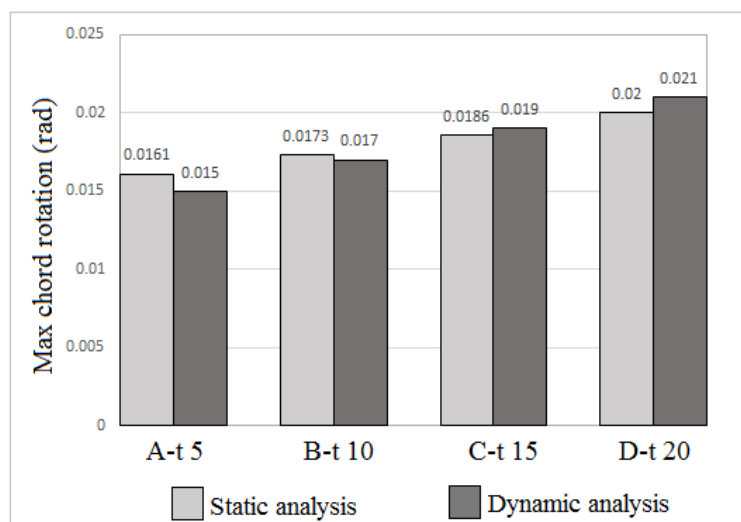
شکل ۱۴: سازه مورد مطالعه به همراه مقاطع تیرها و ستون‌ها

در این تحقیق، به منظور بررسی تأثیر طول دهانه‌ها در صلبیت کف و خرابی پیشرونده، فاصله ستون‌ها در پلان، از ۹/۱۵ متر به ۶ متر کاهش یافته و پس از طراحی، سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم و تحلیل دینامیکی غیرخطی، قرار گرفته است. علاوه بر این، با تغییر ضخامت بتن سقف، تأثیر ضخامت سقف بر روی خرابی پیشرونده، مورد بررسی قرار گرفته است. ضخامت بتن سقف ۲۰۰، ۱۵۰، ۱۰۰ و ۵۰ میلیمتر، در نظر گرفته شده است. در این تحقیق، سازه‌ها با حروف نامگذاری شده‌اند (مثلاً A-t 5). حروف A تا D، به ترتیب مربوط به سازه با ضخامت بتن سقف ۵۰، ۱۰۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ میلیمتر است. ضخامت بتن سقف، در نامگذاری سازه‌ها بعد از حرف t نیز، نشان داده شده است.

سازه‌های مورد مطالعه در این تحقیق، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایشده قائم و تحلیل دینامیکی غیرخطی، قرار گرفته و نتایج در اشکال ۱۵ و ۱۶، به ترتیب، برای دهانه‌های ۶ و ۹/۱۵ متری، نشان داده شده است. در این اشکال، تأثیر ضخامت بتن سقف، نشان داده شده است.

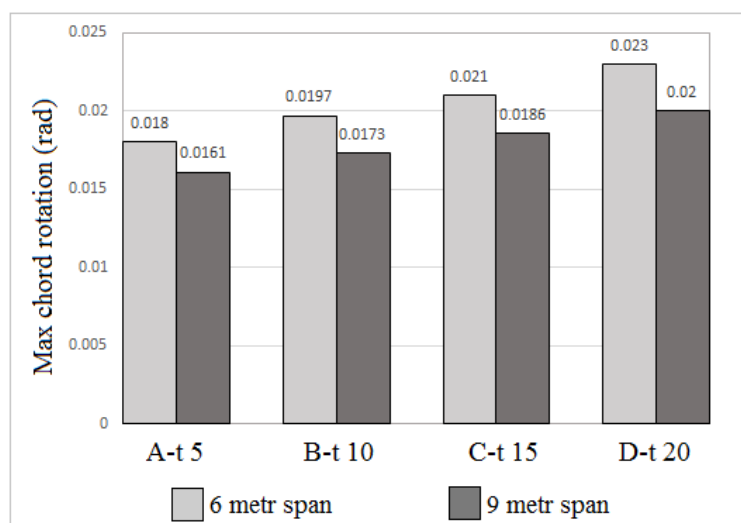


شکل ۱۵: مقایسه ماکزیمم دوران قطری سازه با دهانه‌های ۶ متری تحت آنالیز استاتیکی و دینامیکی

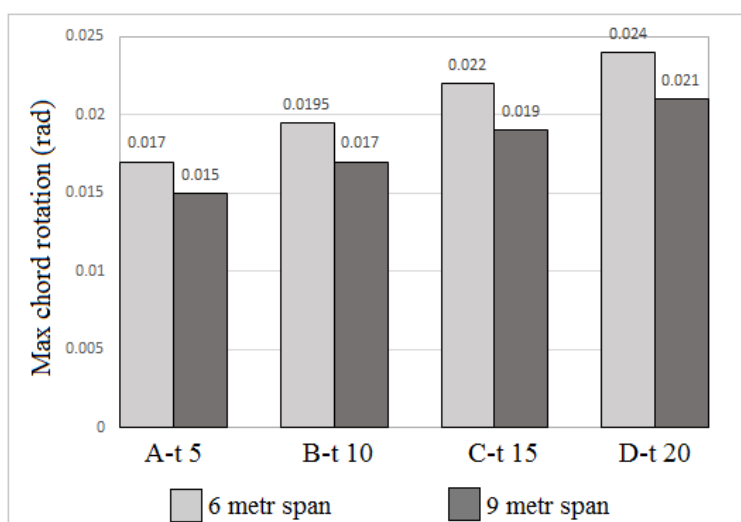


شکل ۱۶: مقایسه ماکزیمم دوران قطری سازه با دهانه‌های ۹/۱۵ متری تحت آنالیز استاتیکی و دینامیکی

در اشکال ۱۷ و ۱۸، تأثیر طول دهانه‌ها، به ترتیب تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، نشان داده شده است. در این اشکال نیز، تأثیر ضخامت بتن سقف، نشان داده شده است.



شکل ۱۷: مقایسه ماکزیمم دوران قطری سازه با دهانه‌های ۶ و ۹/۱۵ متری تحت آنالیز استاتیکی



شکل ۱۸: مقایسه ماکزیمم دوران قطری سازه با دهانه‌های ۶ و ۹/۱۵ متری تحت آنالیز دینامیکی

## ۶- نتیجه گیری

در این تحقیق، به بررسی تأثیر صلبیت کف بر روی مقاومت در برابر خرابی پیشرونده، پرداخته شده است. برای این منظور، تیرهای دهانه مربوط به "ستون حذف شده" به همراه سقف عرشه فولادی، در نرم‌افزار المان محدود مدل‌سازی و بررسی شده است. علاوه بر این، در مدل‌سازی سقف‌ها، به بررسی تأثیر مش‌های فولادی درون سقف، پرداخته شده است. در این تحقیق، سازه قاب خمشی سه بعدی با در نظر گرفتن کف صلب، در نرم‌افزار مدل‌سازی گردیده و برای بررسی خرابی پیشرونده، سازه تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی افزایش یافته و تحلیل دینامیکی غیرخطی، قرار گرفته است. همچنین، تأثیر پارامترهای مؤثر بر صلبیت کف، از جمله طول دهانه‌ها و ضخامت بتن سقف عرشه فولادی، بر روی خرابی پیشرونده مورد بررسی قرار گرفته است. نتایج حاصل از تحلیل‌ها به صورت زیر بیان شده است:

۱- در نظر گرفتن صلبیت کف در مدل‌سازی، تأثیر بسزایی در نتایج تحلیل‌ها داشته است. با در نظر گرفتن صلبیت کف، ماکزیمم بار قائم تحمل شده ۲۴٪، افزایش یافته است. از این‌رو، در بحث خرابی پیشرونده، صلبیت سقف‌ها بررسی و در مدل‌سازی‌ها، در نظر گرفته شده است.

۲- نیروی کششی محوری مش‌های جوش شده، در مقایسه با تیر دو دهانه  $4/4\%$  بدست آمده است. دلیل کم بودن این مقدار، کوچک بودن سطح مقطع مش‌های جوش شده، در مقایسه با سطح مقطع تیر دو دهانه بوده است. از این‌رو، در مدلسازی سقف، از مش‌های فولادی چشم‌پوشی شده است.

۳- اختلاف بسیار اندکی در نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی مشاهده شده که این مقادیر بین  $1\%$  تا  $6/8\%$  است. این امر بیان‌گر این مسأله است که به‌جای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی، استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی که ساده‌تر می‌باشد، مناسب‌تر بوده است.

۴- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی نشان دادند که با کاهش طول دهانه‌ها از  $9/15$  متر به  $6$  متر، مقادیر ظرفیت دوران قطری تیر بین  $11/4\%$  تا  $16/1\%$  افزایش یافته است. دلیل این افزایش، کاهش ابعاد تیرها و ستون‌ها در سازه با طول دهانه  $6$  متر بوده است.

۵- نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی، نشان دادند که با افزایش ضخامت بتن سقف صلب، مقادیر ظرفیت دوران قطری تیر بین  $6/6\%$  تا  $14/7\%$  افزایش یافته است.

۶- در نهایت، مشاهده گردید که طول دهانه و ضخامت بتن سقف، دو پارامتر تأثیرگذار در خرابی پیش‌رونده هستند.

## مراجع

- [1] Ferahian, R. H. (1972). Buildings-Design for Prevention of Progressive Collapse. *Civil Engineering- ASCE*, 42, 66-69.
- [2] American Society of Civil Engineering (ASCE), A., (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. ASCE/SEI 7-10.
- [3] General Services Administration (GSA), U. S., (2003). *Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Buildings and Major Modernization Projects*. Washington, DC.
- [4] Department of Defense (DoD), U. S., (2013). *Unified Facilities Criteria (UFC): Design of Buildings to Resist Progressive Collapse*. UFC4-023-03. United States Department of Defense.
- [5] Astaneh-Asl, A. and Madsen, E. A. and Noble, C. and Jung, R. and McCallen, D. B. and Hoehler, M. S. (2001). *Use of Catenary Cables to Prevent Progressive Collapse of Buildings (UCB/CEE-STEEL-2001/02)*. Berkeley: University of California.
- [6] Yu, M. and Zha, X. and Ye, J. (2010). The Influence of Joints and Composite Floor Slabs on Effective Tying of Steel Structures in Preventing Progressive Collapse. *Journal of Constructional Steel Research*, 66, 442-451.
- [7] Izzuddin, B. A. and Vlassis, A. G. and Elghazouli, A. Y. (2008). Progressive Collapse of Multi-Storey Buildings Due to Sudden Column-Loss-Part I: Simplified Assessment Frame Work. *Journal of Structural Engineering*, 30(5), 1308-1318.
- [8] Main, J. A. and Sadek, F. and Lew, H. S. (2009). Assessment of Robustness and Disproportionate Collapse Vulnerability of Steel Moment-Frame Buildings. In: *Second International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures Under Extreme Loading (PROTECT2009)*.
- [9] Alashker, Y. and El-Tawil, S. (2011). A Design-Oriented Model for the Collapse Resistance of Composite Floors Subjected to Column Loss. *Journal of Constructional Steel Research*, 67, 84-92.
- [10] Seonwoong, K. and Cheol Ho, L. and Kyungkoo, L. (2015). Effects of Floor Slab on Progressive Collapse Resistance of Steel Moment Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 110, 182-190.
- [11] Sorensen, H. K. (2006). *ABAQUS/Explicit User's Manual Version 6.6-1*.
- [12] American Institute of Steel Construction (AISC). A., (2005). *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*. Chicago: ANSI/AISC 341-05.
- [13] American Concrete Institute (ACI). A., (2002). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02)*. Farmington Hills, USA.
- [14] Khandelwal, K. and El-Tawil, S. (2007). Collapse Behavior of Steel Special Moment Resisting Frame Connections. *Journal of Structural Engineering*, 133(5), 646-655.
- [15] Lee, C. H. and Kim, S. and Han, K. H. and Lee, K. (2009). Simplified Nonlinear Progressive Collapse Analysis of Welded Steel Moment Frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 65, 1130-1137.
- [16] Powell, G. (2004). Progressive Collapse: Case Studies Using Nonlinear Analysis. In: *Proc. 2004 SEAOC Annual Convention*. Monterey: Calif: Structural Engineers Association of Northern California.
- [17] Department of Housing and Construction Office, Developing and Promoting the National Building Regulations, (2013). *6th Issue of Iranian National Building Code: Building Loads*. Iran: Ministry of Housing and Urban Development (Second).

[18] Department of Housing and Construction Office, Developing and Promoting the National Building Regulations, (2013). *10th Issue of Iranian National Building Code: Planning and Construction of Concrete*. Iran: Ministry of Housing and Urban Development.