

تحلیل شاخص خسارت دیوار برشی فولادی به روش بارافزون و مقایسه با قاب خمشی فولادی ویژه

امیر ساعدی داریان^۳ قاسم پاچیده^۱، مجید قلهکی^{۲*}

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

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

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه شهید بهشتی تهران

چکیده

شاخص های خسارت مختلفی در سال های اخیر جهت پیش بینی میزان خسارت وارد بر سازه، معرفی شده اند که هر کدام از آنها پارامترهای متفاوتی را برای مدل کردن خسارت ساختمان بکار می گیرند. در این مقاله، تعداد ۲۷ قاب شامل ۱۸ قاب با سیستم باربر جانبی از نوع دیوار برشی فولادی نازک و همچنین نه قاب با سیستم باربر جانبی قاب خمشی فولادی ویژه، در سه حالت ارتفاعی کوتاه (۳ طبقه)، متوسط (۷ طبقه) و بلند (۱۵ طبقه) تحت تحلیل بارافزون قرار گرفته و شاخص خرابی آن ها در سطوح عملکرد مختلف برای چهار شاخص پارک و انگ، تغییرمکان نسبی حداکثر، شکل پذیری و شکل پذیری پلاستیک محاسبه شده است. نتایج نشان می دهد که شاخص خسارت برای قاب با سیستم باربر جانبی دیوار برشی فولادی در قاب های بلندتر نسبت به دیگر قاب ها نتایج مناسبتری را ارائه نموده است. لذا استفاده از این سیستم توجیه پذیرتر است. علاوه بر این، نتایج نشان می دهد که شاخص خسارت تغییرمکان نسبی حداکثر نسبت به دیگر شاخص ها نتایج متفاوت تری را ارائه نموده است. با توجه به سطوح عملکرد بدست آمده برای ساختمان های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه می توان به این نتیجه اشاره نمود که وجود دو دهانه دیوار برشی فولادی در ساختمان، تنها در ساختمان های بلندمرتبه توجیه پذیر است. یعنی حداقل تعداد دهانه هایی که دریافت سازه را پاسخگو می باشد برای سیستم دیوار برشی فولادی کفایت می کند و استفاده از دهانه های بیشتر رفتار سازه و عملکرد آن را تحت و شعاع قرار می دهد.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، قاب خمشی فولادی ویژه، تحلیل بارافزون، شاخص خرابی، سطح عملکرد.

سابقه مقاله:

شناسه دیجیتال:

دریافت	بازنگری	پذیرش	انتشار آنلاین	چاپ	شناسه دیجیتال
۱۳۹۶/۱۰/۱۶	۱۳۹۷/۰۲/۰۷	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۷/۰۴/۲۱	۱۳۹۸/۱۰/۰۱	10.22065/jsce.2018.113321.1423

doi:

https://10.22065/jsce.2018.113321.1423

مجید قلهکی

mgholhaki@semnan.ac.ir

*نویسنده مسئول:

پست الکترونیکی:

Analysis of the Steel Plate Shear Wall of Damage Index with pushover Method and Comparing with Special Steel Moment Frame

Pachideh, GH¹ , Gholhaki, M^{2*} , Saedi daryan, A³

¹- Phd Candidate, civil faculty, Semnan university, Semnan, iran

²- Associate professor, civil faculty, Semnan university, Semnan, iran

³- Assistant professor, civil faculty, shahid beheshti university, tehran, iran

ABSTRACT

Over the recent years, different damage indices have been to predict the building damage, each of which uses different parameters to model the building damage. In this paper, 27 frames containing 18 frames with lateral load resisting systems of thin-steel shear wall type, as well as 9 frames with lateral load resisting systems of special steel moment frame, on three short (3-story), moderate (7-story) and tall (15 floors) height mode have been go under Incremental Load analysis and their failure index has been calculated at different levels of performance for 4 Park and Ang indexes including: maximum relative displacement, framing, and plasticity. The results show that the damage index for the frame with lateral load resisting systems of the steel shear wall in longer frames yields better results than other frames. So the use of this system is more justifiable. In addition, the results show that the maximum relative displacement index has different results than other indexes. Considering the performance levels achieved for short, medium and high-rise buildings, it can be concluded that the existence of two steel shear walls in the building is justified only in high-rise buildings. That is, the minimum number of openings that are responsible for drift of the structure is sufficient for a steel shear wall system, and the use of more openings affects the behavior of the structure and its function

ARTICLE INFO

Receive Date: 06 January 2018

Revise Date: 27 April 2018

Accept Date: 12 July 2018

Keywords:

steel plate shear wall,
special steel moment frame,
pushover analyse,
damage index,
performance level

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2018.113321.1423

*Corresponding author: : Gholhaki, M
Email address mgholhaki@semnan.ac.ir

۱- مقدمه

دیوارهای برشی فولادی به منظور مقابله با نیروهای جانبی زلزله و باد در ساختمان ها، بویژه در ساختمان های بلند در چهار دهه اخیر مطرح و مورد توجه قرار گرفته اند [۱]. دیوار برشی فولادی از ورق فولادی که توسط تیرها و ستون ها احاطه شده، تشکیل گردیده است. در ورق فولادی در صورت نیاز می توان بازشو با شکل ها و ابعاد گوناگون و مورد نظر ایجاد نمود [۲]. دیوار برشی فولادی مشابه تیرورق طره ای عمل می نماید که در آن ستون ها به منزله بال های آن، تیرهای طبقات همانند سخت کننده های آن و ورق فولادی به عنوان جان آن می باشند. در این سیستم اتصال بین تیرها و ستون ها می تواند صلب یا ساده باشد و برخلاف تیرورق ها که به علت ضعیف بودن بال در آن ها، بال ها نقش بسزایی در گرفتن نیروها ندارند، در دیوارهای برشی فولادی با توجه به قوی بودن ستون ها، ستون ها می توانند نقش خوبی را در باربری ایفا کنند [۱].

در بررسی و تجزیه و تحلیل خسارت وارد بر یک سازه پس از رخداد یک حادثه مخرب، برآورد دقیق خسارت وارد بر هر نقطه از سازه غیر ممکن به نظر می رسد. لذا معرفی شاخص هایی برای ارزیابی میزان خسارت وارد بر المان های سازه، ضروری می باشد. خسارت سازه را می توان از جهات گوناگون بررسی نمود اما به طور کلی خسارت وارد بر سازه عبارت است از کاهش ظرفیت سازه در تحمل انواع بارها نسبت به سازه سالم پیش از وقوع زلزله یا هر عامل دیگری که سبب کاهش ظرفیت سازه شده است [۳]. هدف اصلی طراحی لرزه ای بر اساس سطح عملکرد، کنترل خسارت ساختمان ها در برابر زمین لرزه می باشد [۴]. چهار سطح عملکرد تعریف شده عبارتند از: استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، آستانه فروریزش (CP) و تخریب کامل (COLLAPSE) که در این مقاله چهار سطح عملکرد مذکور مورد بررسی قرار گرفته اند.

۲- مروری بر تحقیقات انجام شده

۲-۱- مطالعات انجام شده در زمینه ی شاخص های خسارت بر روی سازه های مختلف

در سال ۲۰۰۳، تهرانی زاده و خلقتی [۵] چندین شاخص خرابی را بر روی پل های فولادی موجود بررسی کردند. بر اساس نتایج بدست آمده از این تحقیق، شاخص خسارت پارک و انگ در شدت های لرزه ای کم مقادیر نسبتاً بزرگی ارائه می دهد که دور از واقعیت است، اما شاخص آسیب بر پایه خستگی کم تواتر و شاخص McCabe, Hall چون بر پایه مفهوم جذب و استهلاک انرژی هستند، برای پل های فولادی به نحو بهتری قادر به توصیف وضعیت خرابی در سازه خواهند بود.

ونگ و همکاران [۶] در سال ۲۰۰۷ شاخص خسارت طبقه ای را برای ساختمان ها که بر اساس تحلیل ماتریسی صورت پذیرفته است ارائه کردند، که این شاخص بر اساس تحلیل فرکانسی و شکل مود اصلی سازه محاسبه شده است.

در سال ۲۰۰۸ استکانچی و همکاران [۷] شاخصی برای قابهای خمشی فولادی بر اساس روش تاریخچه زمانی ارائه کردند. که شاخص مربوطه در سطح محلی و کلی ارائه شده است. در سال ۲۰۱۲ ساعدی داریان و همکاران شاخص خرابی ساختمان های واقع در یکی از پرتردد ترین خیابان های تهران را در شرایط تصادم لرزه ای بررسی نموده و شاخص های خرابی مرتبط با آن را ارائه نمودند. [۸]

در سال ۲۰۱۲ تحقیقاتی توسط حبیبی و ایزدپناه [۹] در زمینه ی شاخص های خسارت بر روی قاب های خمشی بتن مسلح صورت پذیرفت. در این تحقیق، علاوه بر بررسی شاخص های خسارت پارک و انگ و انرژی، روشی جدید برای ارزیابی سطح عملکرد ساختمان های بتنی ارائه گردید.

در سال ۲۰۱۲ همتی [۱۰] تحقیقاتی را بر روی قاب های خمشی فولادی در زمینه شاخص های خرابی انجام داد. وی شاخص های خرابی از جمله شاخص دالی و کرول، شاخص خستگی کم چرخه و... را در سطوح شکل پذیری مختلف ساختمان ها مورد ارزیابی قرار داد.

در سال ۲۰۱۳ شاخص خرابی جدیدی توسط کاماریس و همکاران [۱۱] برای قاب های فولادی بر اساس مقاومت و سختی آنها تحت حرکت زلزله ارائه شد. همچنین این شاخص، با شاخص های دیگر از جمله شاخص پارک و انگ، شاخص رافائل و میر، شاخص بانون و... مقایسه شد.

۲-۲- مطالعات انجام شده بر روی دیوار های برشی فولادی

سال ۲۰۰۸ سیدهارتا و همکاران [۱۲] طی تحقیقاتی که در مورد طراحی دیوار برشی فولادی داشتند، با توجه به اینکه پیش بینی های آیین نامه های لرزه ای برای این سیستم مبنی بر روش طراحی بر اساس نیروی الاستیک می باشد، روش طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد را پیشنهاد دادند.

در سال ۲۰۰۹، سجادی و صبوری [۱]، به بررسی میزان جذب انرژی و ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده با بازشو و بدون بازشو پرداختند. آزمایش بر روی پنج نوع دیوار برشی فولادی که یکی از نمونه ها بدون سخت کننده و چهار نمونه دیگر نمونه های با سخت کننده و از نوع با بازشو و بدون بازشو بودند انجام گرفت. نتایج آزمایش نشان داد که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده و با سخت کننده به ترتیب برابر با ۱۶/۱ و ۱۷/۱ است، و نشان دادند که ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با بازشو با افزایش بازشوها، افزایش می یابد. و میزان جذب انرژی دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در تغییر مکانهای مختلف در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت کننده است، و همچنین آنها دریافتند که در دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه به ترتیب برابر با ۵۰ و ۶۷ درصد می باشد.

در سال ۲۰۱۰ تحقیقی در زمینه ی دیوار برشی فولادی توسط چی هان لین و همکاران [۱۳] انجام پذیرفت. یک نمونه دیوار برشی فولادی دو طبقه در مقیاس واقعی تحت تحلیل دینامیکی (با رکوردهای مختلف) قرار گرفت. در نهایت، نقاط تسلیم در تیرها و ستون ها مشخص گردید.

در سال ۲۰۱۱ طی پژوهشی که توسط انجان و همکاران [۱۴] انجام گرفت، دوره ی اصلی سیستم دیوار برشی فولادی با بازشوی دایره ای بدست آمد.

در سال ۲۰۱۱ ظرفیت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه گیردار توسط جهانپور و همکاران [۱۵] ارزیابی شد. طبق این تحقیق، رابطه جدیدی برای محاسبه ظرفیت نهایی این سیستم ارائه گردید. همچنین برای ارزیابی صحت رابطه ارائه شده، نتایج با یک نمونه ی آزمایشگاهی نیز مقایسه گردید.

در سال ۲۰۱۲ توسط صبوری و سجادی [۱۶] مطالعه ی عددی و آزمایشگاهی بر روی سیستم های دیوار برشی فولادی با و بدون سخت کننده انجام پذیرفت. نتیجه آزمایشات نشان داد که نصب سخت کننده به ورق فولادی، تأثیر ناچیزی بر روی مقاومت برشی ورق دارد اما نقش بسزایی بر روی سختی برشی و جابجایی تسلیم برشی دارد. نتایج حاکی از آنست که نصب سخت کننده، جابجایی تسلیم برشی را تا حدود ۲۵ درصد کاهش داده و سختی برشی را تا ۵۰ درصد افزایش می دهد.

در سال ۲۰۱۴ بومیک [۱۷] تحقیقاتی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام داد. در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی با چندین بازشوی دایره ای یک اندازه مورد بررسی قرار گرفت. قطر دایره ها، جانمایی و مش بندی المان ها نیز از مباحثی بودند که در این تحقیق بررسی گردید. در سال ۲۰۱۵ منگ و همکاران [۱۸] تحقیقات مشابه با مورد بالا انجام دادند. آنها در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی در حالات گوناگون (از جمله، شکل ها و جانمایی های مختلف بازشوها، مشخصات سازه و همچنین سخت کننده های مختلف) را بررسی کردند.

در سال ۲۰۱۵ نیز پوربا و برینو [۱۹] مطالعات آزمایشگاهی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام دادند. آنها در تحقیقات خود، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ها و تیرها و همچنین نوع خرابی در سازه را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین میزان تغییر مکان اعضا بصورت افقی و قائم بررسی گردید.

در سال ۲۰۱۵ تحقیقاتی توسط قلهکی و پاچیده [۲۰] در زمینه شاخص های خرابی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام پذیرفت. در این تحقیق، تعدادی قاب ساختمانی با تعداد طبقات مختلف تحت نیروی زلزله قرار گرفته و مقادیر چندین شاخص خرابی محاسبه گردید.

۳- معرفی شاخص های خسارت مورد استفاده

تاکنون شاخص های خسارت فراوانی ارائه و پیشنهاد شده که به دلیل گستردگی و بعضاً نامناسب بودن، در ادامه به چند شاخص معتبر اشاره می شود.

۳-۱- شاخص خرابی تغییر مکان نسبی حداکثر

شاخص های خسارت می توانند در چندین گروه تقسیم بندی شوند. اولین گروه از این شاخص ها، شاخص تغییر مکان نسبی حداکثر می باشد که به شاخص دریافت نیز شناخته می شود. این شاخص با نسبت حداکثر تغییر مکان بام به ارتفاع سازه تعریف می شود که در رابطه (۱) معرفی شده است:

$$DI = \frac{\Delta_m}{H} \quad (1)$$

در رابطه ی (۱)، Δ_m تغییر مکان حداکثر بام (متناظر با نقطه عملکرد) و H ارتفاع سازه می باشد. لازم به ذکر است این شاخص با استفاده از تحلیل استاتیکی و بار افزون قابل محاسبه می باشد.

۳-۲- شاخص خرابی شکل پذیری پلاستیک

شاخص شکل پذیری پلاستیک جزء شاخص های محلی و غیرتجمعی محسوب می شود. این شاخص که توسط پاول و الله آبادی [۲۱] تعریف شده است، به دلیل ماهیت ساده آن، جزء شاخص های محبوب در میان محققان می باشد. در این تحقیق، این شاخص به صورت استاتیکی و متناسب با منحنی ظرفیت کل سازه در تحلیل بار افزون، مطابق رابطه (۲) مورد استفاده قرار گرفته است:

$$DI_\mu = \frac{U_{max} - U_y}{U_{mon} - U_y} = \frac{\mu - 1}{\mu_{mon} - 1} \quad (2)$$

که در آن، U_{max} تغییر مکان حداکثر، U_y تغییر مکان تسلیم، U_{mon} تغییر مکان نهایی قابل تحمل، μ ضریب شکل پذیری و μ_{mon} ضریب شکل پذیری نهایی می باشد.

۳-۳- شاخص خرابی شکل پذیری

این شاخص جزء شاخص های غیرتجمعی خسارت می باشد. این شاخص طبق رابطه (۳) معرفی می گردد:

$$DI = \frac{\delta_m}{\delta_y} \quad (3)$$

که در رابطه ی (۳)، δ_m تغییرمکان ماکزیمم و δ_y تغییرمکان تسلیم سازه می باشد.

۴- شاخص خرابی پارک و انگ

شاخص خرابی پارک و انگ نیز جزء شاخص های تجمعی محسوب می شود. این شاخص توسط پارک و انگ در سال ۱۹۸۵ [۲۲] ارائه گردید. مزیت اصلی این شاخص در سادگی آن و تناسب درجه بندی آن با خسارت مشاهده شده می باشد که یکی از شناخته شده ترین شاخص ها در میان محققین می باشد. اگرچه این شاخص در ابتدا برای اعضای بتنی درجه بندی شده بود اما اکنون برای سازه های فولادی نیز مورد استفاده قرار گرفته و مطابق رابطه ی (۴) تعریف می شود:

$$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta_e \frac{\int dE}{F_y \cdot \delta_u} \quad (4)$$

که در آن رابطه: β_e ضریب کاهش مقاومت بر مبنای انرژی (برای اعضای فولادی مقدار ۰,۰۲۵ در نظر گرفته می شود) [۲۳]، F_y مقاومت تسلیم، δ_m تغییرمکان حداکثر مشاهده شده، δ_u تغییرمکان لحظه گسیختگی و $\int dE$ انرژی جذب شده در عضو می باشد. عبارت اول معیار تغییرمکان استاتیکی است و خسارت تجمعی را در نظر نگرفته و عبارت دوم معیار انرژی جذب شده بوده و خسارت تجمعی را در نظر می گیرد.

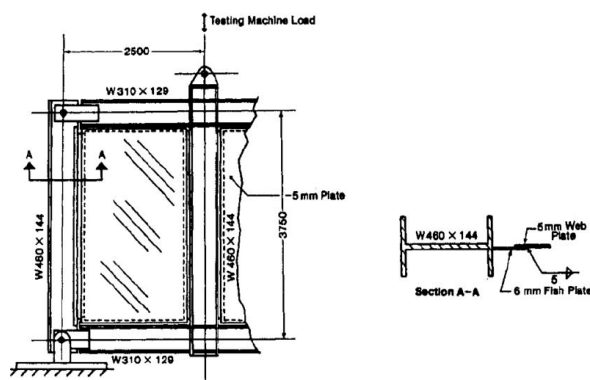
از آنجایی بدنه اصلی این تحقیق بر پایه نتایج حاصل از مدل سازی های عددی می باشد که در نرم افزار اجزا محدود ANSYS انجام شده است لذا در ادامه ابتدا توضیحاتی در خصوص نرم افزار و المان های مورد استفاده ارائه شده است و سپس با مقایسه نتایج حاصل از مدل سازی و تحلیل صورت گرفته در نرم افزار با نتایج آزمایشگاهی توانایی روش عددی در ارائه نتایج مورد قبول و منطقی نشان داده شده است.

۵- صحت سنجی مدل عددی

با توجه به اهمیت بالای دقت نتایج اجزا محدود در نتایج حاصله در این بخش دو نمونه مختلف آزمایشگاهی انتخاب و عینا در نرم افزار شبیه سازی و تحلیل شده اند. تا دقت و توانایی این روش به روشنی مشخص گردد.

۵-۱- نمونه آزمایشگاهی اول

نمونه آزمایشگاهی اول نمونه آزمایش شده توسط Timler and Kulak در سال ۱۹۸۳ [۲۴] می باشد. این نمونه آزمایشی از دو پانل به ارتفاع محور تا محور تیرها ۳۷۵ سانتی متر که طول هر پانل ۲۵۰ سانتی متر می باشد، تشکیل یافته است. مشخصات هندسی نمونه در شکل ۱ نشان داده شده است. در جدول ۱ مشخصات مکانیکی مصالح فولادی آزمایش نشان داده شده است. نمونه صحت سنجی اول قاب یک طبقه یک دهانه بوده که اتصالات قاب گیردار هستند که دقیقا مدل سازی شده است و اتصال دیوار به قاب جوش سرتاسری بوده که کاملا مرج شده است. خود قاب نیز از یک ستون مفصلی و از سوی دیگر مفصل غلتکی است که مطابق با آن در نرم افزار نیز چرخش در هر دو تکیه گاه قاب آزاد و حرکت افقی در تکیه گاه مفصل غلتکی باز گذاشته شده است.



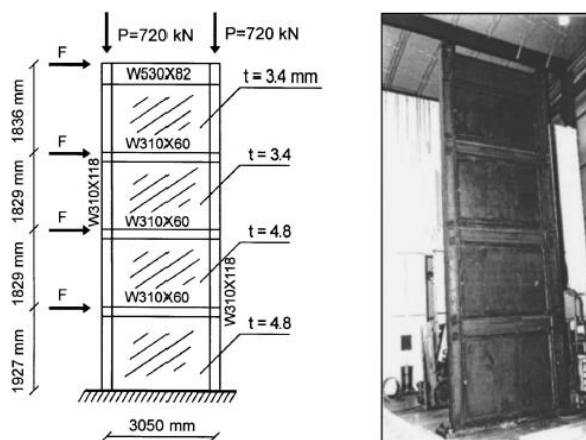
شکل ۱: مشخصات نمونه آزمایشگاهی اول

جدول ۱: مشخصات مکانیکی مصالح فولادی آزمایش

عضو فولادی	σ_0 (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
ورق پانل	270.8	200
قاب (ستون)	320	200

۵-۲- نمونه آزمایشگاهی دوم

نمونه آزمایشگاهی دومی که برای صحت سنجی در این بخش انتخاب شده است یکی از نمونه های آزمایش شده توسط Driver et al (۱۹۹۷) [۲۵] می باشد. این نمونه آزمایشی عبارتست از یک قاب چهار طبقه یک دهانه با پانل های با ضخامت متفاوت. مشخصات هندسی قاب در شکل ۲ نشان داده شده است. مشخصات مکانیکی مصالح فولادی آزمایش در جدول ۲ ارائه شده است. نمونه دوم قاب یک دهانه چهار طبقه بود که اتصالات در قاب گیردار بوده و تکیه گاه های قاب هم گیردار هستند اتصال دیوار به قاب نیز جوش سرتاسری بوده است. در اینجا نیز قاب و دیوار داخل آن به طور دقیق مدل سازی شده است و در خصوص تکیه گاه ها زیر دو ستون قاب برای هر دو تکیه گاه تمامی درجات آزادی داخل نرم افزار بسته شده اند تا گویای حالت گیردار کامل باشد.



شکل ۲: تصویر، نمای کلی و جزئیات نمونه های دیوار برشی فولادی [۲۵]

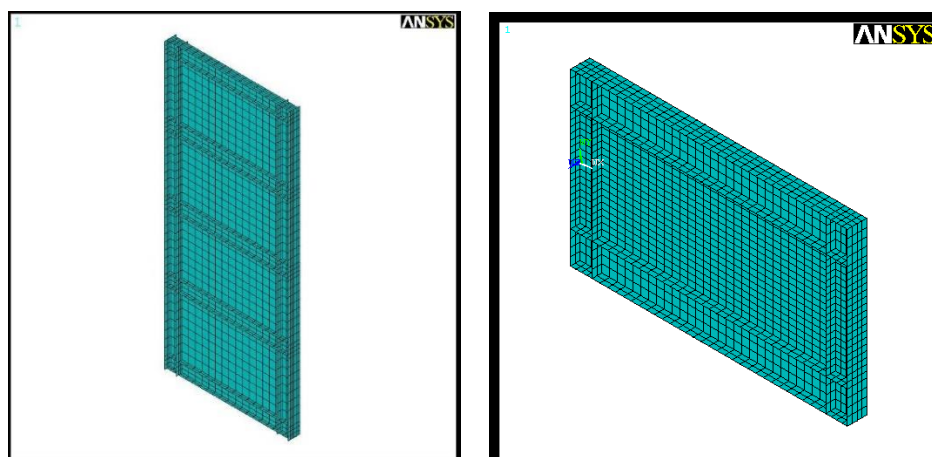
جدول ۲: مشخصات مکانیکی مصالح فولادی آزمایش [۲۵]

عضو فولادی	σ_0 (N/mm ²)	E (kN/mm ²)
ورق پانل	270.8	200
قاب (ستون)	320	200

۵-۳- مدل اجزا محدود

نمونه بصورت یک تیر عمیق دو سر مفصل می باشد که در وسط دهانه بارگذاری شده است. در مدلسازی اجزای محدود نمونه آزمایشی، با استفاده از خاصیت تقارن، فقط نصف نمونه مدلسازی شده است. کلیه گره ها در زیر نقطه اعمال بار بجز در جهت اعمال بار در سایر جهت ها مقید شده است [۲۶]. کلیه اعضای بال و جان تیرها و ستونها و همچنین پانل فولادی با استفاده از المان SHELL43 مدل شده است.

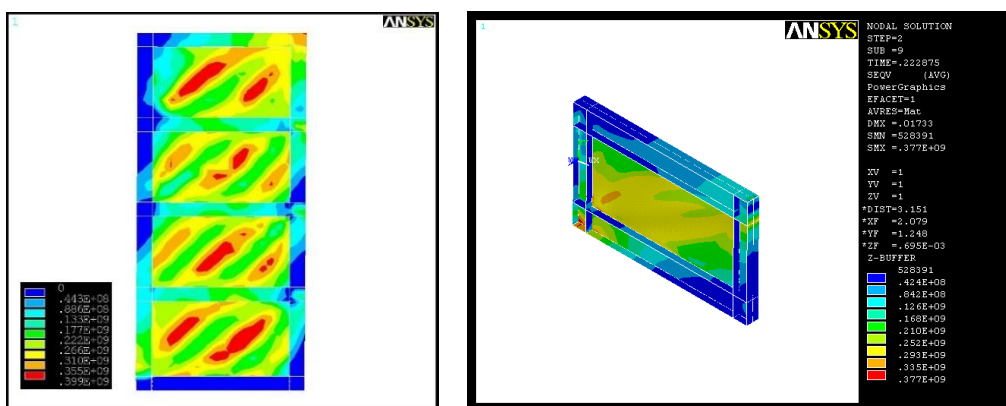
مدل اجزا محدود نمونه های آزمایشگاهی ۱ و ۲ در شکل ۳ نشان داده شده اند. همانطور که در اشکال زیر مشاهده می شود مش بندی به اندازه کافی ریز شده است که به خوبی نشان دهنده توزیع تنش ها در اعضا و تغییر شکل آنها باشد. در شکل ۴ نیز توزیع تنش در هر کدام از قاب ها بعد از تحلیل نشان داده شده است.



ب) نمونه ۲

الف) نمونه ۱

شکل ۳: مدل اجزا محدود نمونه های آزمایشگاهی

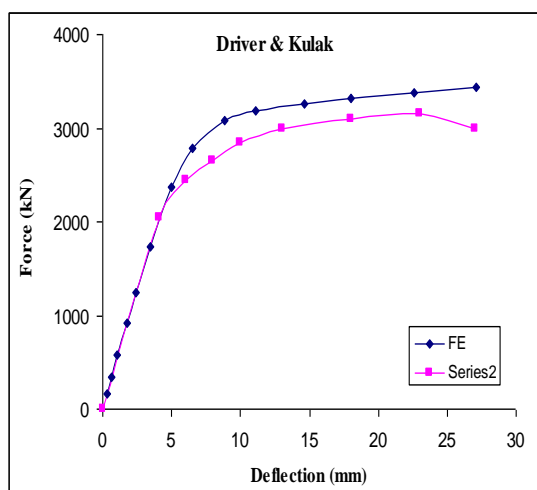


ب) نمونه ۲

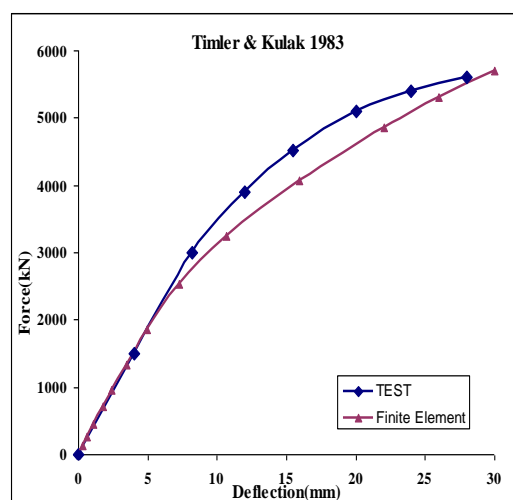
الف) نمونه ۱

شکل ۴: توزیع تنش در انتهای تحلیل

منحنی نیرو تغییرمکان حاصل از مدل اجزای محدود و نمونه آزمایشی هر دو نمونه در شکل ۵ نشان داده شده است.



ب) نمونه ۲



الف) نمونه ۱

شکل ۵: مقایسه مدل اجزا محدود و نمونه آزمایشی

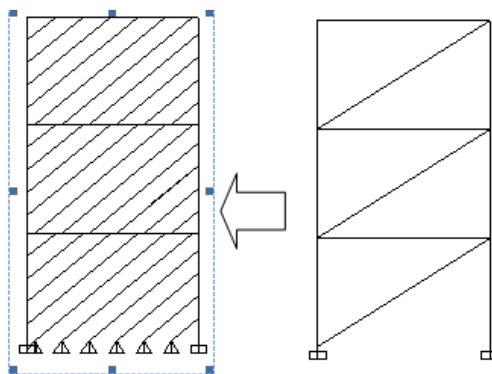
حال در ادامه با اطمینان از صحت نتایج حاصل از مدل سازی و تحلیل انجام گرفته در نرم افزار موضوع اصلی تحقیق مورد توجه قرار گرفته است. به منظور بررسی رفتار قاب های کوتاه، متوسط و بلند لازم است در ابتدا قاب های مورد نظر طراحی شوند به این منظور در ادامه در خصوص روش طراحی دیوارهای برشی فولادی توضیحاتی ارائه شده است.

۶ - طراحی دیوارهای برشی فولادی با استفاده از الگوی نواری

در آیین نامه ی فولاد کانادا [۲۷] و آمریکا [۲۸]، به منظور طراحی دیوارهای برشی فولادی با ورق نازک، ابتدا طراحی اولیه مقاطع تیر، ستون و ورق دیوارها مشابه یک خرپای قائم با مهاربندهای صرفاً کششی انجام می شود. بر این اساس بجای هر ورق فولادی، یک بادبند معادل در نظر گرفته می شود (شکل ۶).

پس از تعیین سطح مقطع هر مهاربند، ضخامت ورق فولادی از رابطه ی (۵) زیر محاسبه می شود:

$$t = \frac{\sqrt{A_b} \sin \theta \sin 2\theta}{L \sin^2 \alpha} \quad (5)$$



شکل ۶: مهاربند معادل و مدل نواری [۲۳]

که در آن θ زاویه بین مهاربند و ستون، L عرض دهانه قاب، A_b سطح مقطع مهاربند معادل و α زاویه تشکیل میدان کشش قطری در ورق فولادی بوده که از رابطه (۶) بدست می آید:

$$\tan^2 \alpha = \frac{1 + \frac{t \cdot L}{\sqrt{A_c}}}{1 + t \cdot h_s \left(\frac{1}{A_b} + \frac{h_s}{36 \cdot I_c \cdot L} \right)} \quad (6)$$

که در آن A_c و I_c به ترتیب سطح مقطع و ممان اینرسی ستونهای کناری، h_s ارتفاع طبقه و A_b سطح مقطع تیر می باشد. پس از تعیین ضخامت، هر ورق به تعدادی نوار مورب تبدیل می شود که سطح مقطع هر نوار از رابطه (۷) بدست می آید:

$$A_s = \frac{L \cos \alpha + h_s \sin \alpha}{n} \cdot t \quad (7)$$

که در آن n تعداد نوارهاست. مطالعات متعددی در زمینه تعیین تعداد نوار مورد نیاز انجام شده که نتایج نشان دهنده ی کفایت ۱۰ عدد نوار مورب برای آنالیز یک دیوار برشی فولادی با ورق نازک است. با توجه به این که ستون ها ممکن است تحت تأثیر میدان کشش قطری دچار کماتش شوند لذا سختی ستونهای کناری باید از رابطه (۸) تبعیت نماید:

$$I_c \geq \frac{0.00307 \square h_s^4}{L} \quad (8)$$

همچنین به منظور جلوگیری از خمش تیر فوقانی دیوار برشی فولادی ناشی از اثر میدان کششی قطری نامتقارن، رابطه (۹) بایستی کنترل گردد:

$$M_{fpb} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^3}{\lambda} \sin^2 \alpha \quad (9)$$

که در آن M_{fpc} لنگر پلاستیک مقطع تیر و σ_{ty} تنش نهایی میدان کشش قطری بوده که برای ورق های نازک فولادی تقریباً برابر تنش تسلیم آن است. با توجه به تفاوت اندک شدت میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور، کنترل این رابطه فقط برای تیر انتهایی الزامی بوده، اما اگر تفاوت میدان کشش قطری بین دو طبقه مجاور زیاد باشد رابطه مذکور برای تیرهای میانی نیز باید کنترل گردد. به منظور حصول اطمینان از این که ستون های محیطی بتوانند تنش های وارده ناشی از بارهای محیطی، به همراه تنش های ناشی از اثر میدان کششی را تحمل نمایند، لازم است که رابطه ی (۱۰) برای ستونها نیز رعایت شود:

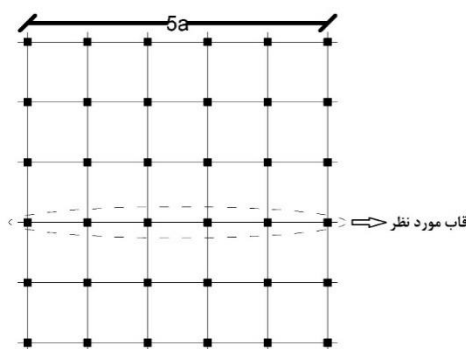
$$M_{fpc} \geq \frac{\sigma_{ty} t h^2}{\phi} \cos^2 \alpha \quad (10)$$

که در آن M_{fpc} لنگر پلاستیک مقطع ستون است. در زمان کنترل رابطه بالا بایستی بار محوری ستون ها نیز در نظر گرفته شود.

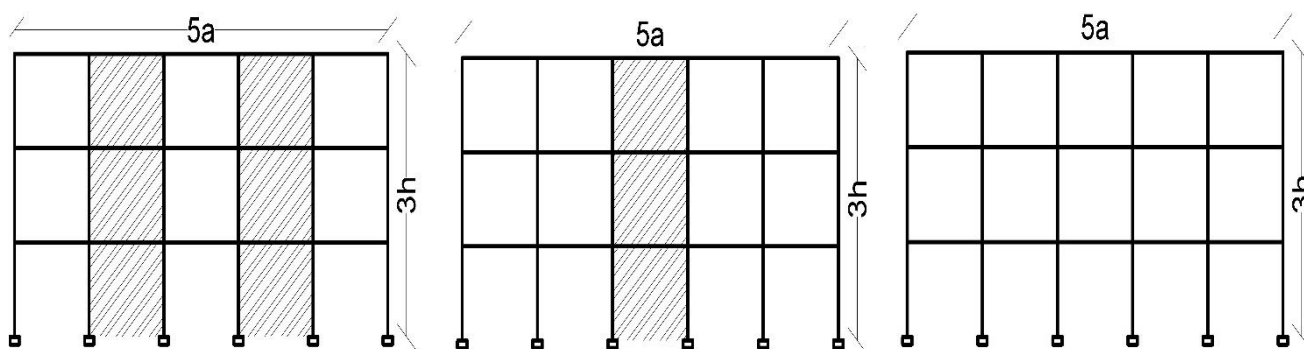
بر مبنای نکات ارائه شده در این قسمت در ادامه طراحی قاب های فولادی مورد استفاده در این تحقیق مورد توجه قرار گرفته است :

۷- فرضیات بارگذاری و طراحی دیوارهای برشی فولادی مورد بررسی

در این تحقیق، مدل های ۳ و ۷ و ۱۵ طبقه که به ترتیب نماد ساختمان های کوتاه مرتبه، میان مرتبه و بلندمرتبه می باشند، تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار گرفته اند. هر ساختمان دارای سه حالت قاب خمشی فولادی ویژه، قاب خمشی با یک دهانه دیوار برشی فولادی و قاب خمشی با دو دهانه دیوار برشی فولادی می باشد. طراحی دیوارهای برشی فولادی و تعیین ضخامت آنها با استفاده از مدل نواری صورت گرفت. در شکل ۷ نمای کلی از پلان و و در شکل ۸ نمای کلی ارتفاع قاب نمونه ۳ طبقه نمایش داده شده است. در جدول ۳ نیز ابعاد پلان و ارتفاع قاب ها برای هر نمونه ذکر شده است. برای بارگذاری ثقلی از مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران [۲۹]، کاربری ساختمانها، مسکونی و شدت بار مرده طبقات، بار مرده بام، بار زنده طبقات و بار زنده بام به ترتیب ۵۰۰، ۶۰۰، ۲۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع ساختمان بر اساس آیین نامه زلزله ایران (۲۸۰۰) [۳۰] و با فرض نوع خاک تیپ ۲، شتاب مبنای طرح ۰٫۳۵، ضریب اهمیت ۱ و ضریب رفتار ۱۲ (بر اساس آیین نامه AISC07-35) صورت پذیرفت. در طراحی ها تمامی فولادها از نوع ST37 در نظر گرفته شد. مقاطع ستونها از قوطی، تیرها از IPE و مقاطع مهاربند معادل از UNP انتخاب گردیده است.



شکل ۷: نمای کلی پلان نمونه های طراحی شده



الف) قاب خمشی فولادی ویژه ب) قاب فولادی با ۱ دهانه دیوار برشی فولادی ج) قاب فولادی با ۲ دهانه دیوار برشی فولادی

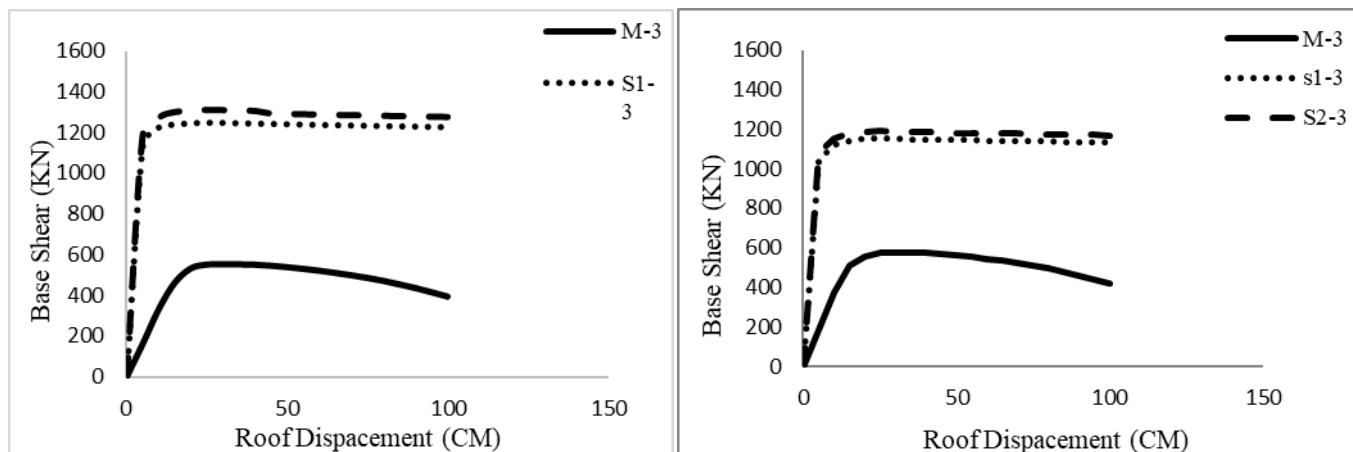
شکل ۸: نمونه قاب ۳ طبقه مورد تحلیل

جدول ۳: ابعاد و ارتفاع هر دهانه از قاب های مورد نظر

شماره نمونه	a(m)	h(m)
1	4	3.7
2	6	3.7
3	8	3.7
4	4	3.7
5	6	3.7
6	8	3.7
7	4	3.7
8	6	3.7
9	8	3.7

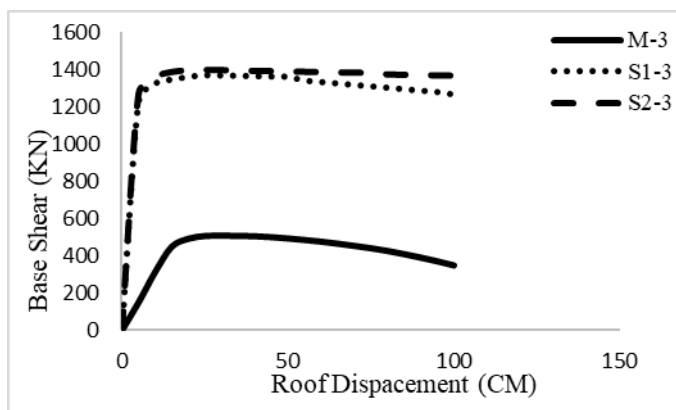
۸- نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون

بعد از طراحی ۲۷ نمونه اشاره شده در بخش قبل، کلیه نمونه ها در نرم افزار اجزا محدود مدل سازی شدند و تحلیل استاتیکی غیرخطی بر روی نمونه ها انجام شده است. بار جانبی به منظور تحلیل های بارافزون با استفاده از توزیع بارگذاری جانبی بر اساس نسبت های تغییرمکانی شکل مود اصلی نوسان سازه (تقریباً مثلثی شکل) در ارتفاع قاب ها صورت پذیرفته است. در شکل ۹، ۱۰ و ۱۱ نتایج حاصل از تحلیل بارافزون قاب ها ارائه شده است:



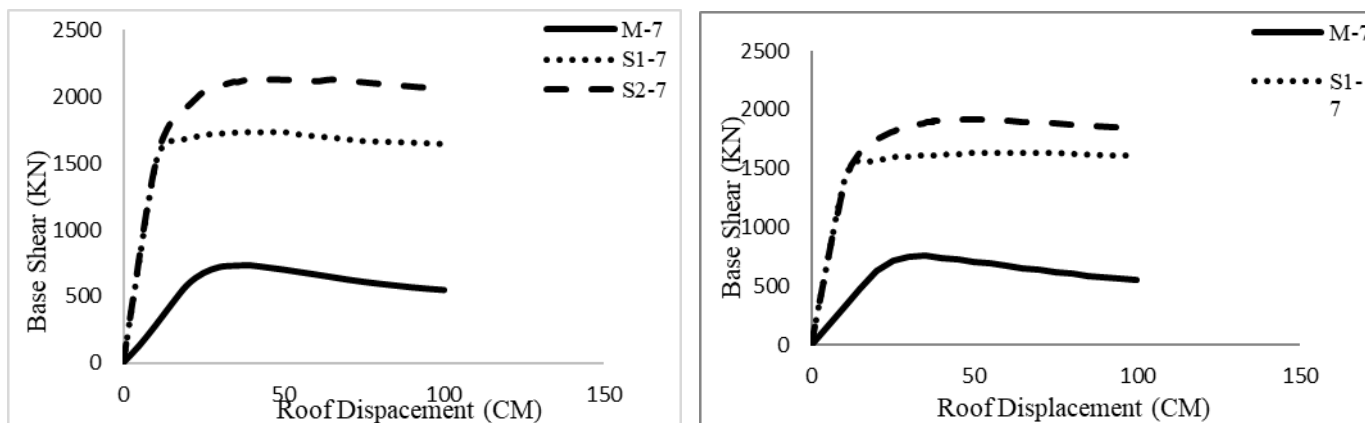
(ب) دهانه های ۶ متری

(الف) دهانه های ۴ متری



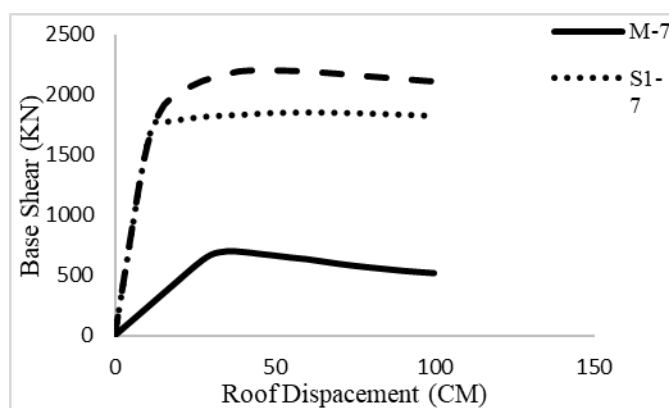
(ج) دهانه های ۸ متری

شکل ۹: نمودار برش پایه - تغییر مکان قاب های ۳ طبقه



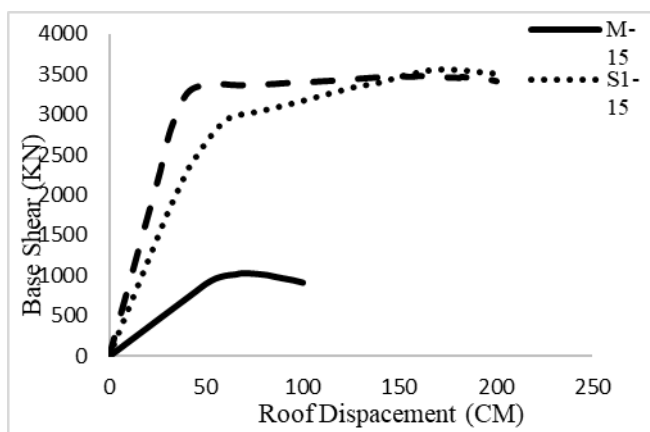
(ب) دهانه های ۶ متری

(الف) دهانه های ۴ متری

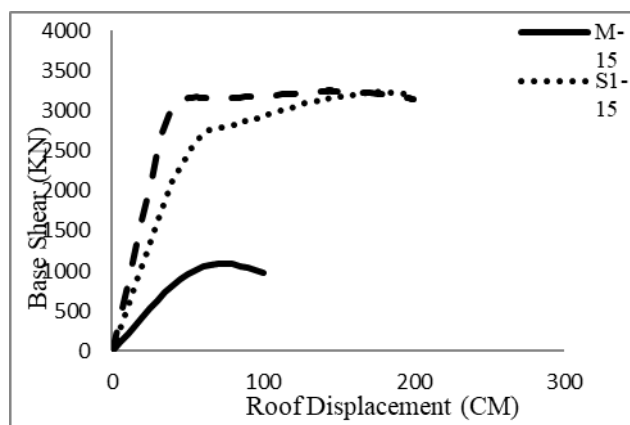


ج) دهانه های ۸ متری

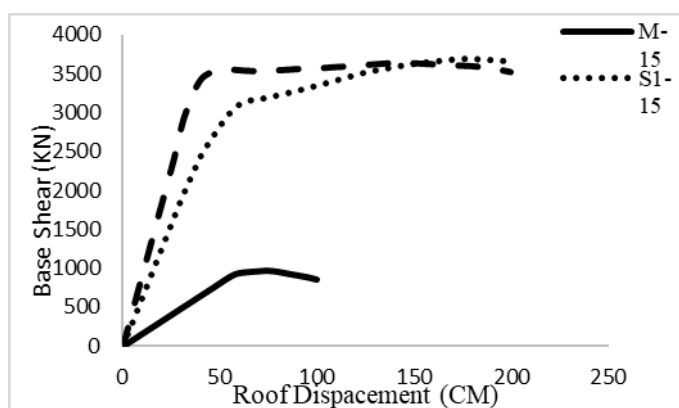
شکل ۱۰: نمودار برش پایه-تغییر مکان قاب های ۷ طبقه



ب) دهانه های ۶ متری



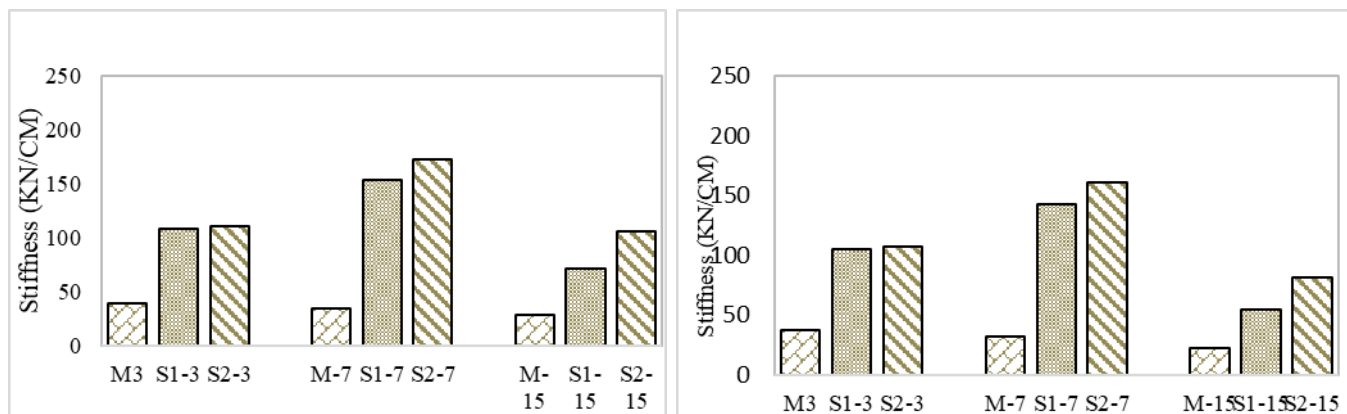
الف) دهانه های ۴ متری



ج) دهانه های ۸ متری

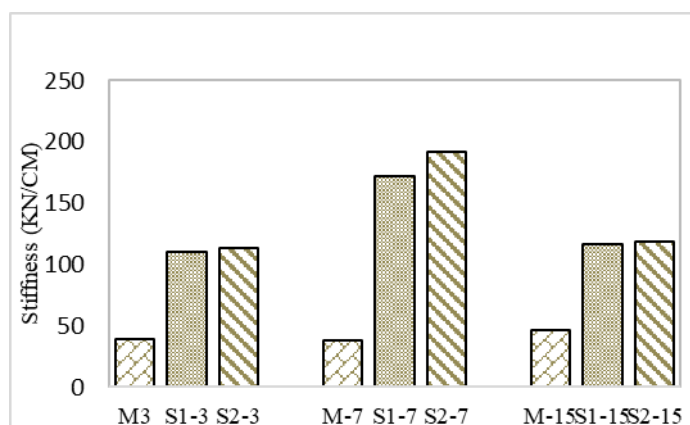
شکل ۱۱: نمودار برش پایه-تغییر مکان قاب های ۱۵ طبقه

همانطور که مشاهده می شود، مقاومت تسلیم، مقاومت نهایی، تغییرمکان تسلیم و نهایی و شکل پذیری قاب ها در شکل های ۱۲ تا ۱۷ با یکدیگر مقایسه شده است.



ب) دهانه ۶ متری

الف) دهانه ۴ متری



ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۲: نمودار مقایسه ای سختی سازه ها

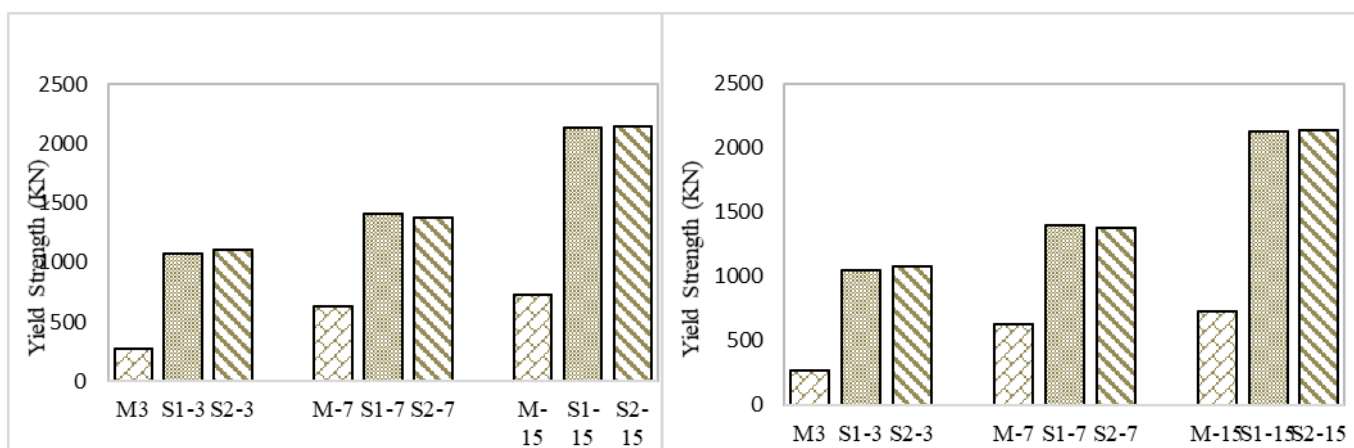
همانطور که در شکل ۱۲ ملاحظه می شود سختی قاب های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه قاب خمشی فولادی ویژه به ترتیب رو به کاهش می باشد.

در قاب هایی که از یک دهانه دیوار برشی فولادی استفاده شده است، ساختمان ۷ طبقه بیشترین سختی را داشته و ساختمان ۱۵ طبقه کمترین میزان سختی را دارد. بر خلاف قاب های خمشی فولادی ویژه که قاب ۳ طبقه سخت ترین سازه است در این حالت قاب ۷ طبقه بیشترین سختی را دارد. مشابه حالت قبل، در این حالت نیز قاب ۱۵ طبقه سختی کمتری نسبت به قاب های ۳ و ۷ طبقه دارد.

در قاب هایی که از دو دهانه دیوار برشی فولادی استفاده شده است، مشابه حالت یک دهانه، قاب ۷ طبقه بیشترین و قاب ۱۵ طبقه کمترین سختی را دارد.

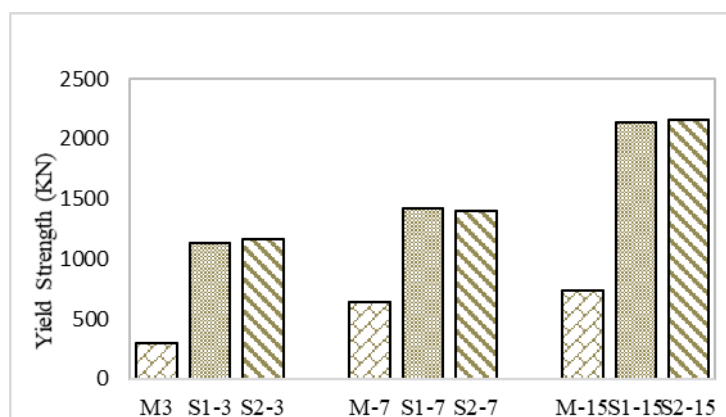
بطور کلی می توان گفت که با افزایش تعداد دهانه های مورد استفاده از دیوار برشی فولادی در قاب ها، سختی سازه افزایش می یابد. همچنین وجود سیستم دیوار برشی فولادی در ساختمان، باعث افزایش سختی سازه تا حدود ۲ الی ۵ برابر سختی قاب خمشی فولادی ویژه می گردد.

از میان ۲۷ قاب ساختمانی که بررسی شده است، قاب ۷ طبقه با دو دهانه دیوار برشی فولادی سخت ترین سازه و قاب ۱۵ طبقه خمشی فولادی ویژه کمترین سختی را داشته که تقریباً اختلاف ۸ برابری را نشان می دهند.



ب) دهانه ۶ متری

الف) دهانه ۴ متری



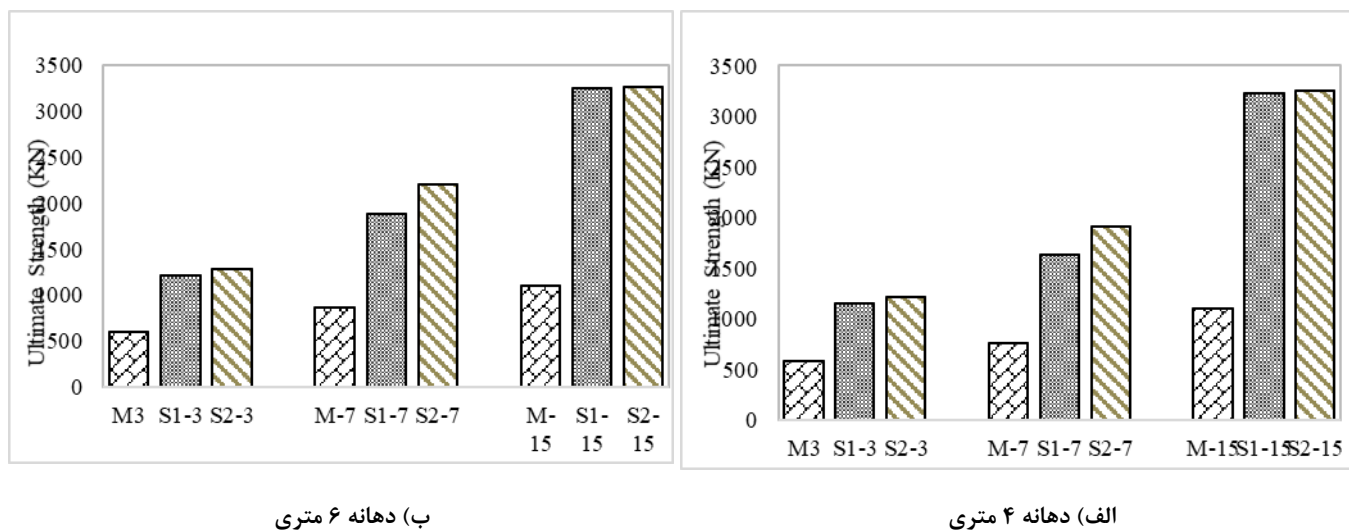
ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۳: نمودار مقایسه ای مقاومت تسلیم سازه ها

همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می شود، در تمامی طبقات در حالتی که از دیوار برشی فولادی در ساختمان استفاده شده است (چه یک دهانه و چه دو دهانه)، مقاومت تسلیم سازه ها تقریباً با هم برابر می باشد.

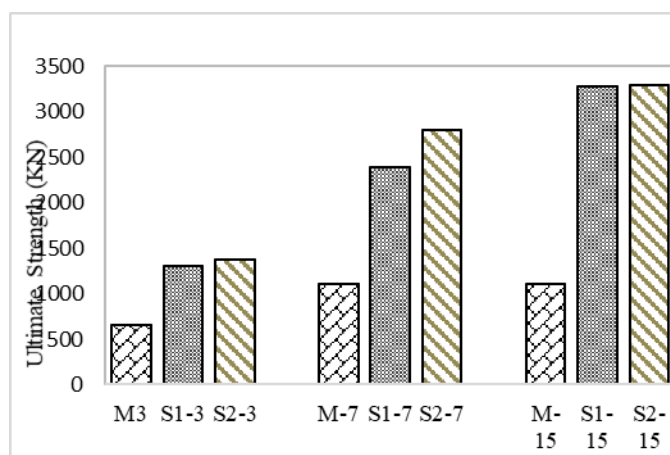
اما با افزایش تعداد طبقات در قاب های خمشی فولادی ویژه، مقاومت تسلیم سازه ها افزایش یافته است.

هر چه ارتفاع سازه بیشتر شده و دیوار برشی فولادی در دهانه های بیشتری مورد استفاده قرار گرفته است، مقاومت تسلیم سازه افزایش یافته است. بنابراین کمترین مقاومت تسلیم مربوط به قاب خمشی فولادی ۳ طبقه و بیشترین آن مربوط به قاب خمشی با دو دهانه دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۵ طبقه بوده که تقریباً اختلافی در حدود ۸ برابر دارند.



ب) دهانه ۶ متری

الف) دهانه ۴ متری



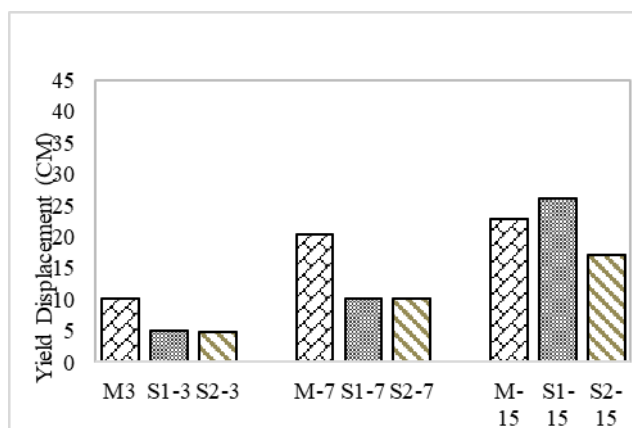
ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۴: نمودار مقایسه ای مقاومت نهایی سازه ها

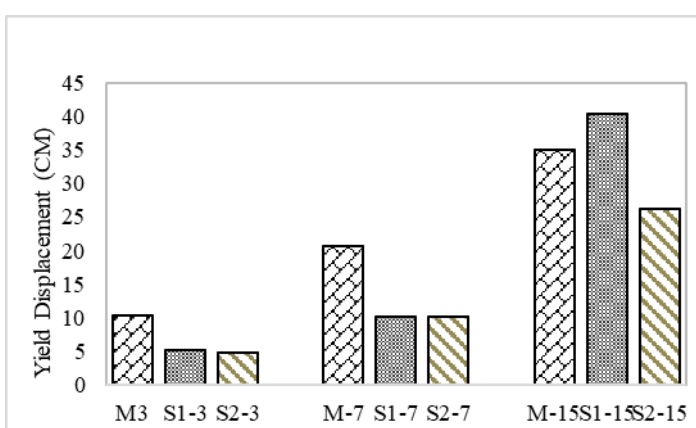
همانطور که در شکل ۱۴ مشاهده می شود، مقاومت نهایی در سازه ها، روندی مشابه با مقاومت تسلیم آنها دارد. کمترین مقاومت نهایی مربوط به قاب خمشی فولادی ویژه در قاب ۳ طبقه و بیشترین آن مربوط به قاب خمشی با دو دهانه دیوار برشی فولادی در ساختمان ۱۵ طبقه می باشد.

بطور کلی می توان گفت وجود دیوار برشی فولادی در قاب، باعث افزایش حدوداً ۳ برابری در مقاومت نهایی سازه گردیده است.

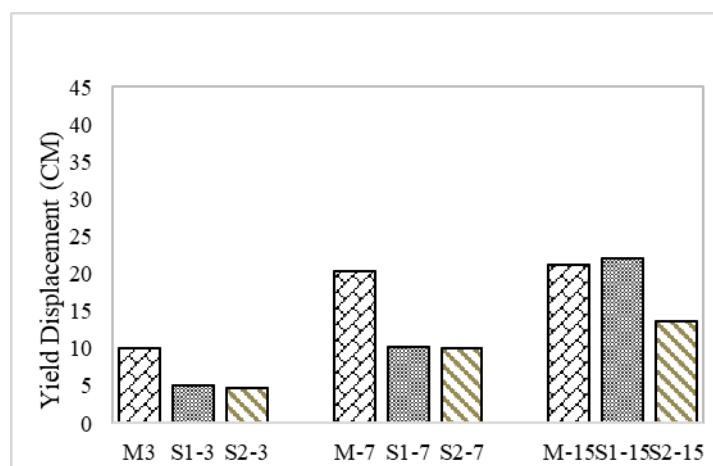
اختلاف مقاومت نهایی در بین تمامی ساختمان ها، تقریباً ۵,۵ برابر می باشد.



(ب) دهانه ۶ متری



(الف) دهانه ۴ متری



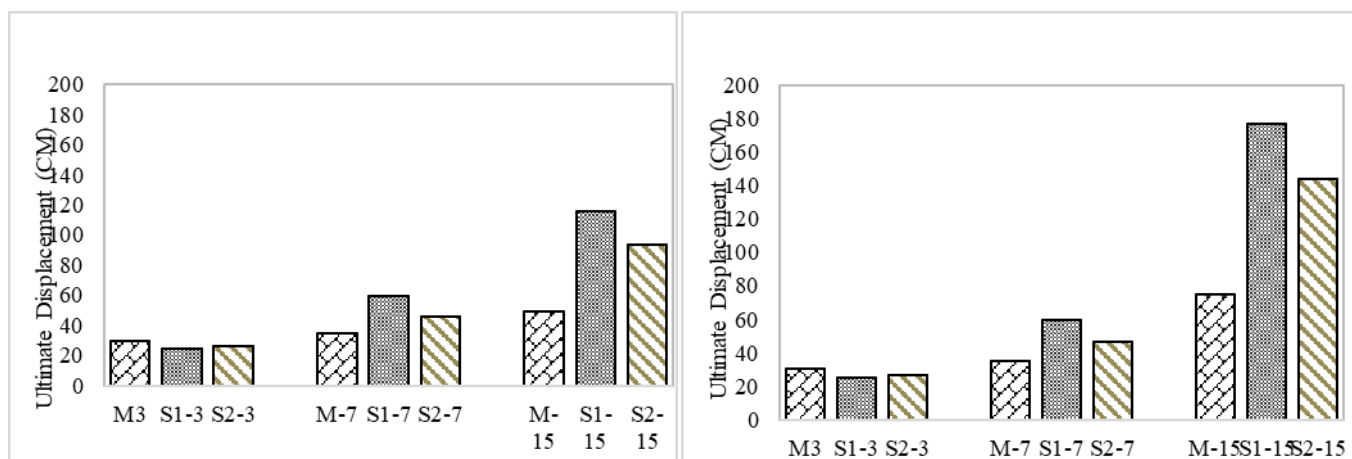
(ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۵: نمودار مقایسه ای تغییر مکان تسلیم سازه ها

همانطور که در شکل ۱۵ مشاهده می شود، در قاب های ۳ و ۷ طبقه، با افزایش دیوار برشی فولادی در دهانه ها، تغییر مکان تسلیم سازه کاهش یافته اما در قاب های ۱۵ طبقه روند به گونه ای دیگر است. در این قاب ها بیشترین تغییر مکان تسلیم مربوط به قاب خمشی با یک دهانه دیوار برشی فولادی می باشد.

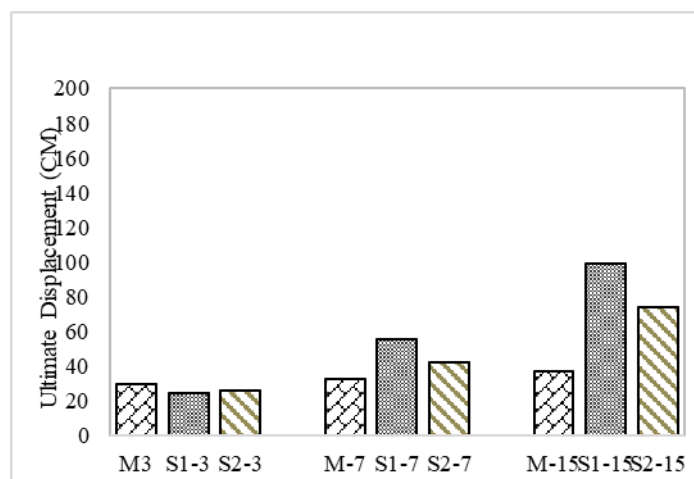
با بکار بردن سیستم دیوار برشی فولادی در سازه های ۳ و ۷ طبقه، تغییر مکان تسلیم سازه تقریباً به نصف کاهش یافته اما در ساختمان های ۱۵ طبقه تفاوتی در حدود ۲۰٪ الی ۳۰٪ وجود دارد.

از مقایسه تغییر مکان تسلیم قاب های خمشی فولادی ویژه و قاب خمشی با یک دهانه دیوار برشی فولادی و قاب خمشی فولادی با دو دهانه دیوار برشی فولادی با یکدیگر، می توان به این نتیجه رسید که با افزایش تعداد طبقات، تغییر مکان تسلیم نیز افزایش خواهد یافت.



الف) دهانه ۴ متری

ب) دهانه ۶ متری



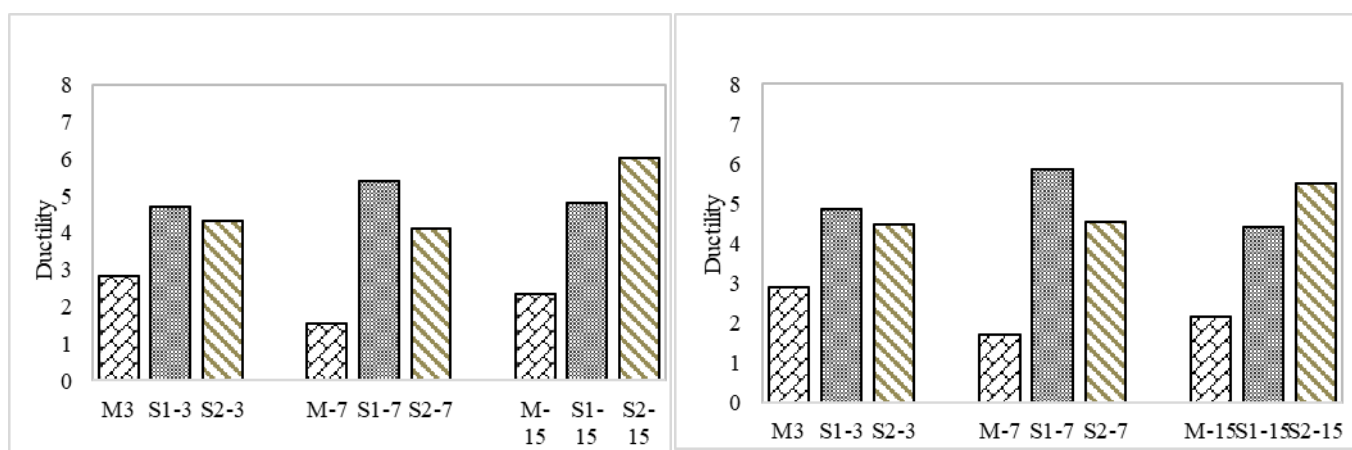
ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۶: نمودار مقایسه ای تغییرمکان نهایی سازه ها

نتایج شکل ۱۶ نشان می دهد، بطور کلی با افزایش تعداد طبقات، تغییرمکان نهایی سازه افزایش خواهد یافت.

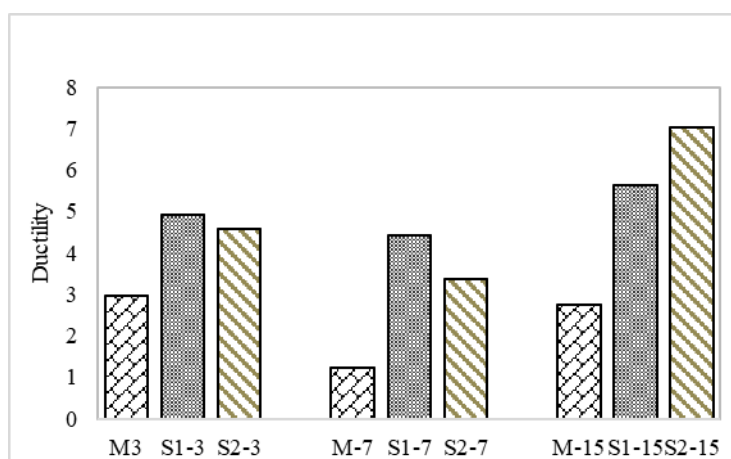
در قاب های ۷ و ۱۵ طبقه تغییرمکان نهایی قاب خمشی با یک دهانه دیوار برشی فولادی بیشترین مقدار را داشته اما در قاب ۳ طبقه کمترین مقدار را دارد.

مشابه با حالت تغییرمکان تسلیم، ساختمان قاب خمشی با یک دهانه دیوار برشی فولادی ۱۵ طبقه بیشترین تغییرمکان نهایی را در بین ۹ قاب مورد بررسی دارد.



ب) دهانه ۶ متری

الف) دهانه ۴ متری



ج) دهانه ۸ متری

شکل ۱۷: نمودار مقایسه ای شکل پذیری سازه ها

همانطور که در شکل ۱۷ مشاهده می شود، در بین مقادیر نمودارها بی نظمی هایی مشاهده می شود. بعنوان مثال، شکل پذیری ساختمان های قاب خمشی فولادی ویژه ۳، ۷ و ۱۵ طبقه به ترتیب کاهش و سپس افزایش یافته است. یعنی شکل پذیری سازه الزاماً با افزایش تعداد طبقات، زیاد نشده و گاهی کاهش یافته است.

اما در قاب های با یک دهانه دیوار برشی فولادی این روند ابتدا افزایش یافته و سپس کاهش می یابد. در ساختمان های با دو دهانه دیوار برشی فولادی مقادیر شکل پذیری تغییر چندانی نداشته و با یکدیگر برابر می باشند.

به بیان دیگر افزایش تعداد دهانه های دیوار برشی فولادی در ساختمان الزاماً باعث افزایش شکل پذیری سازه نخواهد شد.

۹. بررسی عملکرد شاخص های خرابی تحت تحلیل بار افزون بر روی قاب ها

جدول ۴ خلاصه نتایج سطوح عملکرد هر قاب به همراه شاخص های خرابی را نشان می دهد. در ستون آخر جدول، برای هر یک از ۲۷ قاب، شاخصی که با بقیه تفاوت داشته بعنوان شاخص پرت معرفی گردیده و اگر تمامی مقادیر شاخص ها برای هر قاب متفاوت باشد، بدین معنی است که همگی شاخص ها پرت هستند و نمی توان به جمع بندی کلی رسید.

جدول ۴: خلاصه نتایج سطوح عملکرد قاب ها و شاخص های خرابی

سازه	شاخص خرابی پارک و انگ	شاخص خرابی تغییر مکان نسبی حداکثر	شاخص خرابی شکل پذیری (نرمی)	شاخص خرابی شکل پذیری پلاستیک	شاخص خرابی پرت
قاب خمشی فولادی ویژه	۳ طبقه	IO	LS	1.45	وجود ندارد
	۷ طبقه	COLLAPSE	LS	2.08	تغییر مکان نسبی حداکثر
	۱۵ طبقه	COLLAPSE	LS	2.59	تغییر مکان نسبی حداکثر
قاب خمشی به همراه یک دهانه دیوار برشی فولادی	۳ طبقه	IO	IO	1.19	وجود ندارد
	۷ طبقه	LS	LS	2.71	وجود ندارد
	۱۵ طبقه	LS	LS	2.09	وجود ندارد
قاب خمشی به همراه دو دهانه دیوار برشی فولادی	۳ طبقه	IO	IO	1.11	وجود ندارد
	۷ طبقه	CP	LS	1.88	تغییر مکان نسبی حداکثر
	۱۵ طبقه	LS	LS	2.57	وجود ندارد

۱۰- نتیجه گیری

در این مقاله تعداد ۲۷ قاب خمشی و دیوار برشی فولادی مختلف مورد بررسی قرار گرفتند. به کمک تحلیل بار افزون، نمودارهای برش پایه-تغییر مکان سازه برای هر قاب بدست آمد. سپس با توجه به روابط هریک از شاخص ها، مقادیر و سطوح عملکرد هر ساختمان بدست آمد.

- تمامی پارامترهای بدست آمده از نمودار برش پایه - تغییرمکان بر روی سازه های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه از قبیل سختی، مقاومت تسلیم و نهایی، تغییر مکان تسلیم و نهایی، شکل پذیری و... در حالت قاب خمشی فولادی با یک دهانه دیوار برشی فولادی و دو دهانه دیوار برشی فولادی تفاوت چندانی نداشته، لذا نسبت آنها تقریباً برابر ۱ می باشد.

- پارامترهای سختی، مقاومت تسلیم و نهایی، تغییرمکان تسلیم و نهایی، شکل پذیری و... در ساختمان ۳ طبقه برای نسبت قاب خمشی به همراه یک دهانه دیوار برشی فولادی به قاب خمشی فولادی ویژه، دچار تغییراتی محسوس گردیده است. بطوری که سختی و مقاومت تسلیم و نهایی بیش از ۲ برابر گردیده اما تغییرمکان های تسلیم و نهایی حدوداً به نصف کاهش یافته است. شکل پذیری سازه نیز ۱/۶ برابر گردیده است.

- در ساختمان های ۷ طبقه با بکار بردن دیوار برشی فولادی تمامی پارامترها بجز تغییرمکان های تسلیم و نهایی به بیش از ۲ برابر افزایش یافته است، اما تغییرمکان تسلیم نصف و تغییرمکان نهایی کمتر از ۱ برابر گردیده است. در ساختمان های ۱۵ طبقه نیز تقریباً تمامی پارامترها بیش از ۲ برابر گردیده است.

- با بکار بردن یک دهانه دیوار برشی فولادی، تقریباً شکل پذیری به میزان ۲ برابر افزایش یافته اما با بکار بردن دو دهانه دیوار برشی فولادی، شکل پذیری نسبت به قاب خمشی فولادی ویژه تغییر چندانی نداشته است. می توان گفت که با افزایش بیش از حد استفاده از دیوار برشی فولادی در دهانه ها، لزوماً همه ی مشخصات سازه بهبود نخواهد یافت.

- با توجه به نتایج بدست آمده، تقریباً اکثر شاخص ها محدوده های یکسانی را نشان داده و تنها شاخص تغییرمکان نسبی حداکثر، کمی با دیگر شاخص ها متفاوت است.

- با توجه به اینکه یکی از کامل ترین و جامع ترین شاخص های تجمعی، شاخص پارک و انگ می باشد بنابراین نتایج بدست آمده از این شاخص قابل اطمینان تر بوده، همچنین این شاخص همه ی سطوح عملکرد IO، CP،LS و COLLAPSE را برای قاب های مورد بررسی در نظر گرفته است.

- از آنجایی که در ابتدا تمامی ساختمان ها با توجه به آیین نامه های موجود، در نرم افزار ایتبس طراحی شده اند لذا طبیعتاً از یک طراحی درست باید نتایج صحیحی نیز حاصل شود، به همین علت ۷۸٪ سازه ها در محدوده مناسبی از عملکرد قرار داشته و اعضای سازه ای آسیبی ندیده، تنها اجزای غیرسازه ای ممکن است کمی آسیب ببینند. اما ۲۲٪ باقیمانده که در محدوده های آستانه فرو ریزش و تخریب کامل قرار دارند، باز هم بعلا اینکه طراحی صحیح و محافظه کارانه ای داشتیم لذا می توان به این نتیجه رسید که ممکن است این ۲۲٪ ناشی از ضعف های خود شاخص ها باشد.

- از میان سه قابی که دارای شاخص پرت (شاخصی که با بقیه تفاوت دارد) بوده اند، تنها شاخص پرت، شاخص تغییرمکان نسبی حداکثر می باشد. بنابراین می توان گفت که بطور کلی نتایج بدست آمده از این شاخص، نزدیک به نتایج شاخص های دیگر نمی باشد. پس توصیه می شود در بررسی رفتار و عملکرد ساختمان های با دیوار برشی فولادی از استفاده از شاخص تغییر مکان نسبی حداکثر خودداری نمود.

مراجع:

- [1] Sabouri-Ghomi, S. (2001). resistant systems against side loads, an introduction to steel plate shear wall, 1rd ed. Tehran. Angizeh publication.
- [2] Tehranizadeh, M., Safi. M. (2003). Displacement based seismic design of ductile brace steel frames. European Earthquake Engineering, Vol. 3, pp.10-26.
- [3] Rahaei, A. (2004). Evaluation of performance on concrete constructs and methods to strengthen them. Tehran.
- [4] Fajfar P, Krawinkler H. (1997). Seismic design methodologies for the next generation of codes. Bled; Rotterdam: Balkema. 24-27.
- [5] Tehranizadeh, M. Khelghati, S. (2003). Evaluation of seismic vulnerability and determination of damage indexes for existing steel brifges. Scientific-promotional journal of civil engineers association, 16 & 17, 1-16.
- [6] Wang Jer-Fu. And Lin Chi-Chang. And Yen Shih-Min. (2007). a atory damage index of seismically-excited building based on modal frequency and mode shape, engineering structures, 2143-2157.
- [7] Estekanchi H.E. and Arjomandi K. and Vafai A. (2008). estimating structural damage of steel moment frames by endurance time method, journal of constructional steel research, 145-155.
- [8] Mirtaheri, S. M., Zandi, A. P., Mavandadi, S., Daryan, A. S., & Ziaei, M. (2012). "Study the possibility of seismic collision between adjacent structures: a case study of Karimkhan avenue in Tehran." The Structural Design of Tall and Special Buildings 21.3, 194-214.
- [9] Habibi A.R. and Izadpanah M. (2012). new method for the design of reinforced concrete moment resisting frames with damage control, scientia iranica, 19(2), 234-241.
- [10] Hemmati, S. (2012). Performance of local damage indexes for seismic analysis of steel ductile frames. AM.Sc thesis, semnan university.
- [11] Kamaris George S. and Hatzigeorgiou George D. and Beskos Dimitri E. (2013). a new damage index for plane steel frames exhibiting strength and stiffness degradation under seismic motion, engineering structures, 727-736.
- [12] Ghosh, S. Adam, F. Das, A. (2009). Design of steel plate shear walls considering inelastic drift demand, Journal of Constructional Steel Research, ScienceDirect.
- [13] Lin, CH. Tsai, KC. Quc, B. Bruneaud, M. (2010). Sub-structural pseudo-dynamic performance of two full-scale two-story steel plate shear walls. Journal of Constructional Steel Research. 66, 1467-1482.
- [14] Anjan K. Gilbert Y. Grondin, Robert G. Driver. (2011). Estimating fundamental periods of steel plate shear walls. Engineering Structures. 33, 1883-1893.
- [15] Jahanpour, A. Moharrami, H. Aghakoochak, A. (2011). Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel plate shear walls. Journal of Constructional Steel Research. 67, 1022-1030.
- [16] Sabouri-Ghomi, S. Asad Sajjadi, SR. (2012). Experimental and theoretical studies of steel plate shear walls with and without stiffeners. Journal of Constructional Steel Research. 75, 152-159.
- [17] Anjan K. (2014). seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations, thin-walled structures, 30-42.
- [18] Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J. (2015). seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials, journal constructional steel research, 194-210.
- [19] Ronny, P. Bruneau, M. (2015). experimental investigation of steel plate shear walls in-span plastification along

horizontal boundary elements, engineering structures, 68-79.

[20] Gholhaki M, Pachideh G. (2015). Investigating of damage indexes results due to presence of shear wall in building with various stories and spans. *International Journal Of Review in Life Sciences*. 5(1), 992-997.

[21] Powell H. Graham. (1988). Allahabadi R. Seismic damage prediction by deterministic methods, *Concepts and Procedures, Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 16, 719-734.

[22] Park YJ. Ang AHS. (1985). Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 111, No. 4, PP.722-739.

[23] Castiglioni CA, Pucinotti, R. (2009). Failure criteria and cumulative damage models for steel components under cyclic loading. *Journal of Construction Steel Research*. 65:751-765.

[24] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1983). "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls," *Structural Engineering Report No. 114*, Department of Civil Engineering, University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada.

[25] Driver RG, Kulak GL, Kennedy DL, Elwi AE. (1997). Finite element modelling of steel plate shear walls. *Proceedings of structural stability research council annual technical session*, Toronto. 253-64.

[26] Mahmoud, Y. Saedi Daryan, A. Ziaei, M. Mirtaheri, SM. (2011). "Wind effect on milad tower using computational fluid dynamics." *The Structural Design of Tall and Special Buildings* 20, no. 2, 177-189.

[27] CAN/CSA. (2001). Canadian Standards Association (CAN/CSA-S16-01). *Limit States Design Of Steel structures*. (Ontario, Canada).

[28] AISC. (2005). American Institute of Steel Construction. *Seismic Provisions for Structural Steel Building*. Chicago (IL, USA).

[29] Iran loading code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, (2013). BHRC, Tehran, Iran.

[30] Standard No.2800. (2016). Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. BHRC Publication. Forth Edition.