



صاحب امتیاز: انجمن سازه‌های فولادی ایران

مدیر مسئول: دکتر مجید صادق آذر

سر دبیر: دکتر فرهاد دانشجو

ویراستار: دکتر علیرضا رضائیان

مدیر داخلی: دکتر مجید جمال امیدی

اعضای هیات تحریریه: (به ترتیب حروف الفبا)

نشریه علمی و پژوهشی

# سازه و فولاد

نشانی:

بزرگراه شیخ فضل ا. نوری - فاز ۲ شهرک  
فرهنگیان - خیابان نارگل - خیابان مروی  
خیابان حکمت - مرکز تحقیقات راه، مسکن و  
شهرسازی - بخش سازه  
انجمن سازه‌های فولادی ایران

تلفن:

۸۸۳۸۴۱۹۹

پایگاه اینترنتی:

[www.iss.ir](http://www.iss.ir)  
[www.journaliss.ir](http://www.journaliss.ir)

مدیر وبسایت: مهندس بهارک صفری

پست الکترونیکی:

[info@iss.ir](mailto:info@iss.ir)

|                                |                        |                          |
|--------------------------------|------------------------|--------------------------|
| دانشگاه تربیت مدرس             | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر علی اکبر آقا کوچک   |
| دانشگاه صنعتی اصفهان           | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر مجتبی ازهری         |
| دانشگاه مایرز آلمان            | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر حسین باقرنژاد       |
| دانشگاه علم و صنعت ایران       | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر ابراهیم ثنایی       |
| دانشگاه تربیت مدرس             | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر فرهاد دانشجو        |
| دانشگاه فری شیراز              | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر رضا رازانی          |
| دانشگاه تهران                  | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر مجید صادق آذر       |
| دانشگاه خواجه نصیرالدین طوسی   | (دانشیار مهندسی عمران) | دکتر سعید صبوری          |
| دانشگاه اوهایو آمریکا          | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر حجت عادلی           |
| انجمن علمی فناوری فدرال سوئیس  | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر مهدی فرشاد          |
| دانشگاه علم و صنعت             | (استاد مهندسی مواد)    | دکتر شمس‌الدین میردامادی |
| دانشگاه کالیفرنیا جنوبی آمریکا | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر فرزاد نعیم          |
| دانشگاه تهران                  | (استاد مهندسی مکانیک)  | دکتر سید احمد نور بخش    |
| دانشگاه ساری انگلیس            | (استاد مهندسی عمران)   | دکتر هشیار نوشین         |

## انجمن سازه‌های فولادی ایران

# سازه و فولاد

### اعتبار علمی و پژوهشی

کمیسیون نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران در تاریخ ۱۳۸۳/۱۱/۳ موافقت خود در خصوص اعطای درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد، تحت امثال انجمن سازه‌های فولادی ایران را طی نامه شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ اعلام نمود و طی نامه شماره ۳/۱۱/۸۴۴ مورخ ۸۸/۵/۱۲ مجوز تمدید درجه علمی و پژوهشی به نشریه سازه و فولاد اعطا گردید. همچنین به موجب قانون مطبوعات، وزارت فرهنگ و ارشاد اسلامی، پروانه انتشار این مجله را به شماره ۹۱/۳۳۷۰۱ در تاریخ ۱۳۹۱/۱۱/۱۶ صادر کرده است.

سال چهاردهم - شماره بیست و یکم

بهار و تابستان ۱۳۹۶

مقالات این مجله در پایگاه‌های ذیل نمایه می‌شوند:

۱. پایگاه استنادی علوم جهان اسلام (ISC) <http://www.srlst.com>
۲. پایگاه اطلاعات جهاد دانشگاهی (SID) <http://www.SID.ir>
۳. بانک اطلاعات نشریات کشور (Magiran) <http://www.magiran.com>

## فهرست

انجمن سازه‌های فولادی ایران..... ۲

اثر کاهش مقطع مهاربند بر نمودار بار افزون قاب‌های فولادی با مهاربندهای همگرا..... ۵  
Effect of Reduced Brace Sections on the Pushover Curve of Concentrically Steel Braced Frames  
محمدهادی علی‌پور، لادن جوکار

ارزیابی سختی نخستین پیوندهای سخت از پیش تاییدشده آلیپه فولاد ایران و اثر عدم قطعیت آن بر قابلیت اعتماد قطعی فولادی..... ۱۵  
Evaluation of Initial Stiffness of Iran Prequalified Rigid Connections and It's Effects on Reliability of Steel Frames  
محسن بمبائی‌چی، میلاد غفاری

تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق و بررسی ضخامت و جهت قرارگیری الیاف در شبکه‌کلی و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌قید تقویت شده با الیاف پلیمری (GFRP)..... ۲۹  
The Effect of Yield Stress, Plate Thickness, and Fibers Thickness and Orientation on Ultimate Capacity and Ductility of Semi-Supported Steel Plate Shear Walls Reinforced by Glass Fiber Polymers  
سید ابراهیم سادات خلردی، علیرضا جهان‌پور، محمدعلی برخوردار، میلاد فرخزاد

تئوری قابلیت اطمینان‌رزدای سازه با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو بر اساس نمونه‌گیری با اهمیت..... ۴۳  
Seismic Structural Reliability Theory Using Monte Carlo Simulation Based on Importance Sampling  
احسان جهانی، حامد حمیدی جمنای، مجید مهجور لطف آبادی

فلسفه طرح لرزهی بهینه دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن مشارکت قاب پیرامونی در رفتار سیستم..... ۵۱  
Optimal Seismic Design Philosophy of Steel Plate Shear Walls Considering Peripheral Frame Contribution in Behavior of System  
پرویز عبادی، سعید فرجلومنش

کنترل نیمه فعال سازه یک درجه آزادی با استفاده از میراگر مایع با پره قابل تنظیم..... ۶۹  
Semi-Active Control of a SDOF Structure Using Tuned Liquid Damper with Variable Baffles  
سید مهدی زهرایی، حامد عنایتی

مطالعه آزمایشگاهی رفتار دیوارهای برشی فولادی سردنورد شده با پوشش فولادی تحت بارگذاری جانبی چرخه..... ۸۱  
Experimental Study of Steel Sheathed Cold-Formed Steel Shear Wall under Cyclic Lateral Loading  
شیرین اسماعیلی نیاری، کریم عابدی، الهام قندی

شیوه نگارش..... ۹۰

فرم عضویت..... ۹۱

به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دی باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفاتی که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسطه بالا که منفع فراوانی برای مردم دارد یاد شده، همواره از جایگاه خاصی برخوردار بوده است.

امروز با وجود تولید مصالح جدید و پیشرفت‌های که در این زمینه حاصل شده فولاد کماکان به دلیلی اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سالی خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به تریقی که روز به روز بر مصرف آن در جهان افزوده شده است به طوری که مصرف سرانه فولاد در هر کشور به عنوان شاخصی از توسعه یافتگی آن کشور مطرح است. ایران نیز به عنوان کشوری در حال توسعه با هرم جمعیتی خاص که نظیر روز افزونی به مسکن دارد با مصرف رو به رشد فولاد مواجه است به طوری که مصرف فولاد در بخش عمران و صنعت در کشور ما به رقمی حدود هشت میلیون تن در سال می‌رسد و این روند روبه رشد وجود نهادهایی را می‌طلبد که بر خدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدییت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نظیر کشور
۳. اصلاح و توسعه آیین‌نامه‌های مرتبط
۴. رفع اشکالات جامعه مهندسی و به روز نگه داشتن دانش آموختگانی که سال‌ها از دانشگاه دور بوده اند در تمامی زمینه‌های طراحی، نظارت و اجرا.
۵. وارد کردن مباحث اجرایی و کاربردی در دوره‌های دانشگاهی و تقویت ارتباط دانشگاه و صنعت.
۶. تکمیل آموزش در سطوح مختلف نظیر کارگران، استادکاران، فن‌ورزان، راه‌های مکلنی و سطوح عالی.

در این راستا با همت اساتذ محترم دانشگاهی عضو انجمن در مورخ ۸۳/۱۱/۳ از طریق کمیته‌ی نشریات علمی جمهوری اسلامی ایران مجوز علمی و پژوهشی مجله سازه و فولاد، تحت امضای انجمن سازه‌های فولادی ایران به شماره ۳/۲۹۱۰/۹۵ صادر شد.

بدینوسیله از کلیه مهندسی و پژوهشگران محترم دعوت می‌شود که با ارسال مقالات علمی پژوهشی خود ما را در تداوم راه یاری نمایند.

انجمن سازه‌های فولادی ایران



# اثر کاهش مقطع مهاربند بر نمودار بار افزون قاب‌های فولادی با مهاربندهای همگرا

محمدهادی علی‌پور<sup>۱\*</sup>، لادن جوکار<sup>۲</sup>

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد تهران جنوب، تهران

۲- دانش آموخته کارشناسی ارشد، آمار، دانشگاه شیراز، شیراز

\* شیراز، صندوق پستی ۶۱۷-۷۱۵۵۵، mhalipour2010@yahoo.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۱/۰۷، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۵/۳۰)

## چکیده

در این پژوهش اثر کاهش مقطع مهاربند در قاب‌های فولادی همگرا برای مقابله با بارهای لرزه‌ای و افزایش شکل‌پذیری و تاثیر آن بر تغییرات برش پایه مورد بررسی قرار گرفته است. در این تحقیق با کاهش سطح مقطع مهاربند، دو نمونه فیوز ایجاد شده است. فیوز اول با کاهش سطح مقطع مهاربند قوطی شکل در نواحی خاص ایجاد شده است. این مهاربند با مقطع کاهش‌یافته در قاب‌های سه و هفت طبقه با تعداد دهانه‌های متفاوت بکار رفته است. فیوز دوم با کاهش سطح مقطع نبشی در مهاربند ضربدری در قاب‌های فولادی دو تا نه طبقه ایجاد شده است. مقاطع کاهش‌یافته طوری طراحی شده‌اند که ظرفیت کششی مهاربند از ظرفیت اتصال کمتر باشد. پژوهش با شبیه‌سازی کامپیوتری با نرم افزارهای ABAQUS و ETABS انجام شده و عملکرد قاب‌ها تحت بارهای جانبی بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که قاب با مهاربند با مقاطع کاهش‌یافته، انرژی وارد به سازه ناشی از بارهای لرزه‌ای را به خوبی مستهلک می‌کند و شکل‌پذیری سازه را افزایش می‌دهد. عملکرد قاب با مهاربند با مقطع کاهش‌یافته به گونه‌ای است که با تشکیل مفصل‌های پلاستیک در فیوزها از جاری شدن اتصال‌ها جلوگیری می‌شود، بدون آنکه اتصال نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشد. با عملکرد مناسب فیوزها مقادیر نیروهای انتقالی به اعضای اصلی سازه و نهایتاً مقدار برش پایه سازه نیز کاهش پیدا می‌کند که نشانه بارز عملکرد مطلوب و ارجحیت این سیستم سازه‌ای است.

## واژگان کلیدی

مهاربند با مقطع کاهش‌یافته، فیوز، شکل‌پذیری، مفصل پلاستیک، برش پایه

## Effect of Reduced Brace Sections on the Pushover Curve of Centrally Steel Braced Frames

M.H. Alipour, L. Jowkar

### Abstract

Utilization of reducing brace's section in concentrically steel braced frame to cope with seismic loads and raising ductility and its impact on the base shear variations is studied in this research. In this study, two types of fuses are created by reducing brace's cross sections. The first fuse is created by reducing the cross-section of tubox bracing in certain areas. This type of brace has been used in the frames of 3&7 story buildings with various openings. The second fuse is created by reducing the cross-section of angles in X bracing steel frames of 2 - 9 story buildings. Therefore, sections are designed such that the tensile capacity of bracing is lower than the capacity of connection. The above tasks were simulated using ETABS & ABAQUS software. Performance of the frames were examined under lateral loads. Results show that the braced frame with reduced sections dissipate applied energy from seismic loads and ductility of structure is increased. The formation of plastic hinges on the fuses prevent yielding of connections without the need for retrofitting. Transitional forces to main structural members and base shear of structures is decreased with good performance of fuses, which is an indication of optimal performance of the system and its preference.

### Keywords

Reduced brace section, Fuse, Ductility, Plastic hinge, Base shear



## ۱- مقدمه

شد. تحقیق شامل دو بخش است. سازه‌های با مهاربندهای قطری با مقاطع باکس در بخش اول و سازه‌های با مهاربندهای ضربدری با مقاطع نبشی در بخش دوم، مورد بررسی قرار گرفت. متغیرهای مستقل، ارتفاع سازه، تعداد طبقات، تعداد دهانه‌ها و محل قرارگیری مهاربند در سازه می‌باشد. متغیرهای وابسته، برش پایه، جابجایی طبقات و رفتار سازه می‌باشد.

## ۱-۲- قاب‌های با مهاربندهای قطری با مقاطع Tubox

مدل‌های اولیه تحقیق شامل ۸ عدد قاب سه و هفت طبقه با سه یا پنج دهانه بود. در ابتدا قاب‌ها با مهاربندهای قطری با مقاطع باکس، مهار شدند و پس از آن با کاهش مقطع مهاربند فیوزهایی در دو سر انتهایی عضوهای مهاربند ایجاد شد. هر یک از قاب‌ها در حالت‌های با مهاربند بدون کاهش سطح مقطع و مهاربند با مقطع کاهش یافته تحت بارگذاری قرار داده شدند. در نهایت ۱۶ مدل مختلف مطابق با مشخصات جدول (۱) مورد بررسی قرار گرفت.

جدول ۱- مشخصات قاب‌ها در بخش اول

| ردیف | تعداد طبقات | تعداد دهانه‌ها | موقعیت مهاربندها |
|------|-------------|----------------|------------------|
| ۱    | ۳           | ۳              | دو دهانه‌ی اول   |
| ۲    | ۳           | ۳              | دو دهانه‌ی دوم   |
| ۳    | ۳           | ۵              | دو دهانه‌ی اول   |
| ۴    | ۳           | ۵              | دو دهانه‌ی دوم   |
| ۵    | ۳           | ۵              | دو دهانه‌ی سوم   |
| ۶    | ۷           | ۵              | دو دهانه‌ی اول   |
| ۷    | ۷           | ۵              | دو دهانه‌ی دوم   |
| ۸    | ۷           | ۵              | دو دهانه‌ی سوم   |

در طراحی قاب‌ها، ارتفاع طبقه ۳ متر و طول دهانه قاب‌ها ۴ متر، بار مرده ۶۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع، سطح بارگیر قاب ۴ متر، نوع خاک تیپ ۳، کاربری مسکونی،  $A=0.3G$  تعیین شد.

نوع فولاد، معمولی در نظر گرفته شد و مقاطع تیر و ستون به صورت مقطع تک طراحی شد. سطح مقطع عضو مهاربند در ناحیه‌ای که فیوز قرار داشت ۲۰ درصد کاهش یافت و این کاهش سطح مقطع با کاهش ضخامت مقطع اعمال شد.

برای رسیدن به این هدف پس از طرح مهاربندها کاهش سطح مقطع انجام گردید. نمونه‌ای از مقاطع طراحی شده در جدول‌های (۲) و (۳) آمده است.

قاب‌های با مهاربند هم‌گرا سیستمی سازه‌ای است که در ساختمان‌های با ارتفاع متوسط بدلیل سهولت ساخت و اقتصاد طرح، بیش از سایر سیستم‌ها بکار می‌رود. مهاربندهای هم‌محور دارای سختی جانبی کافی هستند اما شکل‌پذیری مناسبی ندارند. کماتش مهاربند و ضعف اتصال مهاربند به ستون از جمله عواملی هستند که باعث می‌شوند سیستم مهاربندی شده شکل‌پذیری مناسبی نداشته باشد.

تحقیقات قبلی نشان دادند که قاب با مهاربند هم‌محور می‌تواند سطح عملکرد لرزه‌ای مطلوبی تامین کند اگر از شکست زودهنگام یا از پارگی اتصال مهاربند جلوگیری شود. امروزه شکل‌پذیری سازه، فلسفه طراحی مدرن و ملاک مهم در طراحی لرزه‌ای است و به عنوان طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد<sup>۱</sup> به رسمیت شناخته شده است.

ارضا کردن ضوابط طراحی بر اساس ظرفیت ممکن است به افزایش قابل توجه بارهای طراحی، افزایش وزن فولاد و افزایش هزینه ساخت و اجرا منجر گردد. بکارگیری فیوزهای مهاربند از افزایش سازه باریک در طراحی ناشی از ترکیبات بارگذاری جلوگیری می‌کند و لاغری اعضا را بدون تغییر در نظر می‌گیرد و معایب بیان شده طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد را برطرف می‌کند.

در گذشته بیشتر تحقیقات متمرکز به شناسایی رفتار لرزه‌ای المان‌های مهاربند و ورق اتصال بصورت جداگانه بوده اما تحقیقات امروز به شناسایی رفتار کلی و جامع سیستم سازه متمرکز می‌باشد [۱].

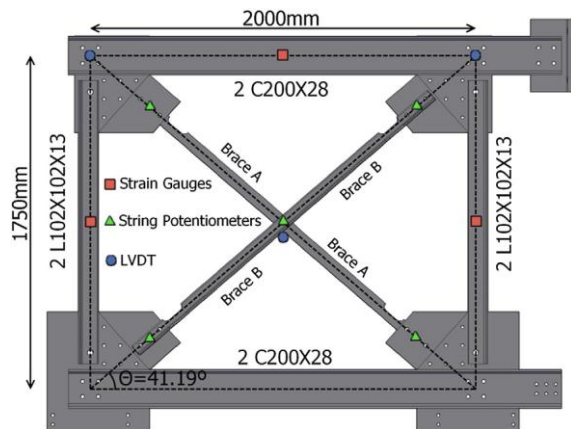
در تحقیقات قبلی توسعه سیستم فیوزهای شکل‌پذیر با کاهش سطح مقطع مهاربندهای با مقطع نبشی و تاثیر آن بر کاهش بارهای لرزه‌ای وارده به اتصال و اجتناب از مقاوم‌سازی اتصال مورد بررسی قرار گرفته است [۲]. تحقیقات قبلی بیشتر به رفتار لرزه‌ای عضو مهاربند و اتصال متمرکز بوده اما در این تحقیق رفتار لرزه‌ای کل سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد. در این پژوهش، اثر کاهش سطح مقطع مهاربند بر نمودار بار افزون قاب‌های فولادی با مهاربندهای همگرا، تغییرات برش پایه و تاثیر آن بر شکل‌پذیری سیستم مورد بررسی قرار می‌گیرد.

## ۲- مواد و روش‌ها

در این پژوهش اطلاعات و داده‌ها با روش‌های مختلف استدلال مورد تجزیه و تحلیل عقلانی قرار گرفت و در پایان نتیجه‌گیری



ابعاد و جزئیات مهاربند نبشی با مقطع کاهش یافته در شکل (۲) مشخص شده و خصوصیات هندسی و مکانیکی آن در جدول (۴) نشان داده شده است.



شکل ۱- نمونه آزمایشگاهی قاب حین تنظیمات ابزارهای اندازه گیری

[۲]

جدول ۴- خصوصیات نمونه آزمایشگاهی [۲]

| مشخصه نمونه                 | اندازه مقطع | خواص مکانیکی |          |         | هندسه |
|-----------------------------|-------------|--------------|----------|---------|-------|
|                             |             | Fu (MPa)     | Fy (MPa) | Rz (mm) |       |
| مهاربند بدون فیوز           | ۶۴×۶۴×۱۳    | ۵۴۳          | ۳۷۵      | ۱۲/۱۶   | ۱۴۴۳  |
| مهاربند با فیوز شماره F13-1 |             | ۵۴۲          | ۳۷۲      | ۷/۹۱    | ۸۵۷   |

### ۲-۳- شبیه سازی کامپیوتری

مدل سازی در نرم افزار ABAQUS انجام شد. در ابتدا ابعاد و مشخصات قاب در محیط گرافیکی رسم شد. اعضا قاب شامل تیر، ستون و مهاربندها در نرم افزار، بصورت مقطع و ایر<sup>۲</sup> ترسیم شد. خصوصیات فولاد برای تمام قابها مطابق با جدول (۵) تعریف گردید تمام مقاطع بیم<sup>۳</sup> تعریف شده است. محورهای انتخاب و مقاطع به قاب اختصاص داده شد. بارگذاری ثقلی و جانبی در دو مرحله انجام گردید.

جدول ۵- خصوصیات نمونه آزمایشگاهی [۲]

| خواص            | مقدار  | واحد              |
|-----------------|--------|-------------------|
| چگالی           | ۷/۸۵۰  | kg/m <sup>3</sup> |
| مدول الاستیسیته | ۲۰۰۰۰۰ | MPa               |
| ضریب پواسون     | ۰/۳    | ---               |

جدول ۲- قاب سه طبقه، پنج دهانه، مهاربندها در دودهانه‌ی سوم

| شماره طبقه | تیر    | ستون                   | مهاربند       | فیوز        |
|------------|--------|------------------------|---------------|-------------|
| ۳          | IPE270 | IPB100, IPB120         | TuBox ۶۰×۶۰×۴ | ۶۰×۶۰×۳/۱۵۲ |
| ۲          | IPE270 | IPB100, IPB120         | TuBox ۶۰×۶۰×۴ | ۶۰×۶۰×۳/۱۵۲ |
| ۱          | IPE270 | IPB100, IPB120, IPB140 | TuBox ۷۰×۷۰×۵ | ۷۰×۷۰×۳/۹۳۵ |

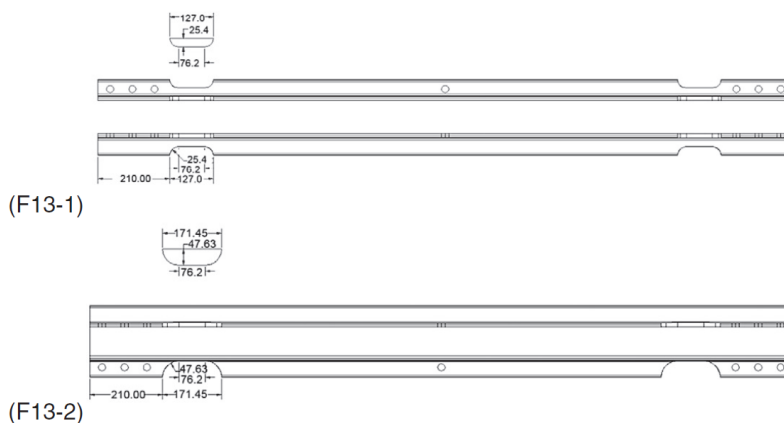
جدول ۳- قاب هفت طبقه، پنج دهانه، مهاربندها در دودهانه‌ی دوم

| شماره طبقه | تیر    | ستون                           | مهاربند           | فیوز          |
|------------|--------|--------------------------------|-------------------|---------------|
| ۷          | IPE270 | IPB100, IPB140                 | TuBox ۶۰×۶۰×۴     | ۶۰×۶۰×۳/۱۵۲   |
| ۶          | IPE270 | IPB100, IPB120, IPB140         | TuBox ۸۰×۸۰×۵     | ۸۰×۸۰×۳/۹۴۴   |
| ۵          | IPE270 | IPB120, IPB160                 | TuBox ۸۰×۸۰×۵     | ۸۰×۸۰×۳/۹۴۴   |
| ۴          | IPE270 | IPB140, IPB160, IPB200         | TuBox ۹۰×۹۰×۵     | ۹۰×۹۰×۳/۹۵۱   |
| ۳          | IPE270 | IPB140, IPB160, IPB180, IPB240 | TuBox ۱۰۰×۱۰۰×۵/۴ | ۱۰۰×۱۰۰×۴/۲۶۸ |
| ۲          | IPE270 | IPB160, IPB180, IPB200, IPB260 | TuBox ۱۰۰×۱۰۰×۵/۴ | ۱۰۰×۱۰۰×۴/۲۶۸ |
| ۱          | IPE270 | IPB160, IPB180, IPB220, IPB450 | TuBox ۱۰۰×۱۰۰×۵/۴ | ۱۰۰×۱۰۰×۴/۲۶۸ |

### ۲-۲- قاب‌های با مهاربندهای هم محور X با مقاطع نبشی

بخش دوم تحقیق شامل مدل سازی نمونه‌هایی است که به صورت آزمایشگاهی در تحقیقات گذشته ساخته شده و مورد بررسی قرار گرفته است. تحقیق گذشته به شکلی است که مهاربندهای ضربداری با مقاطع نبشی در یک قاب فولادی قرار گرفته‌اند. شکل (۱) قاب در نظر گرفته شده متشکل از تیر و ستون‌ها و مهاربندهای ضربداری را نشان می‌دهد. زاویه‌ی محور طولی مهاربند با امتداد افق ۴۱ درجه است. طول مهاربند ۲۰۳۶ میلی‌متر، ارتفاع طبقه ۱۷۵۰ میلی‌متر و عرض قاب ۲۰۰۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. مقاطع مهاربند ساخته شده مطابق شکل (۱) در قاب‌های ۲ تا ۹ طبقه قرار داده شد و مدل سازی و آنالیز را بر روی آنها انجام گرفت.

### ۲-۲-۱- انتخاب فیوز و خصوصیت فیزیکی و مکانیکی آن



شکل ۲- جزئیات فیوز بر روی اعضا نبشی (تمامی ابعاد به میلیمتر) [۲]

محاسبه می‌شود. تعیین این جابجایی بر اساس تعیین جابجایی غیرخطی سیستم یک‌درجه آزادی معادل انجام می‌شود. برای ورود داده به نرم‌افزار یکی از نقاط (نودها) طبقه آخر سازه را به عنوان نقطه کنترل در نظر می‌گیریم و حداکثر تغییرمکان جانبی برابر ۲ درصد ارتفاع سازه را مبنای آنالیزها در نظر می‌گیریم.

#### ۲-۵- آزمون آماری

آزمون آماری مورد نظر به کمک نرم‌افزار Spss v.16 انجام می‌گردد. با توجه به مقادیر جابجایی و نیرو بدست آمده از آنالیز اجزای محدود چون در دو حالت قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته و قاب بدون کاهش مقطع مهاربند، اندازه‌گیری صورت گرفته بود از آزمون تی زوجی که آزمونی وابسته به نمونه است، فرضیه یکسانی نیرو در هر دو روش را بررسی نموده، در نهایت با توجه به سطح معنی‌داری مقدار تی، درستی فرضیه را آزمون می‌نمائیم. با توجه به پراکندگی نیرو در جابجایی مختلف، از رگرسیون لگاریتمی استفاده و ضرایب معادله بدست آمد. مقدار ضرایب به خصوص شیب معادله مورد نظر، کاهش یا افزایش نیرو در قاب‌ها با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف مهاربندی را نشان می‌دهد.

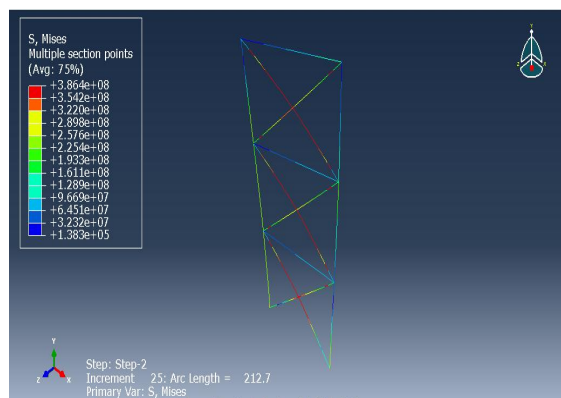
#### ۳- نتایج

نتایج حاصل از آنالیز استاتیکی غیرخطی قاب‌های با مهاربند قطری و ضربدری در دو بخش در ادامه آمده است.

#### ۳-۱- نتایج قاب‌های با مهاربندهای قطری با مقاطع Tubox

شکل‌های (۴) تا (۶) منحنی‌های بار-جابجایی بدست‌آمده از آنالیز اجزای محدود را نشان می‌دهد. حروف اختصاری زیر نمودارها به ترتیب بیان‌کننده تعداد دهانه‌های قاب، موقعیت

شکل (۳) قابی مدل‌سازی شده در محیط گرافیکی نرم‌افزار را نشان می‌دهد.



شکل ۳- توزیع تنش‌های فون میز (Pa) در قاب سه طبقه با مهاربند با مقطع کاهش یافته

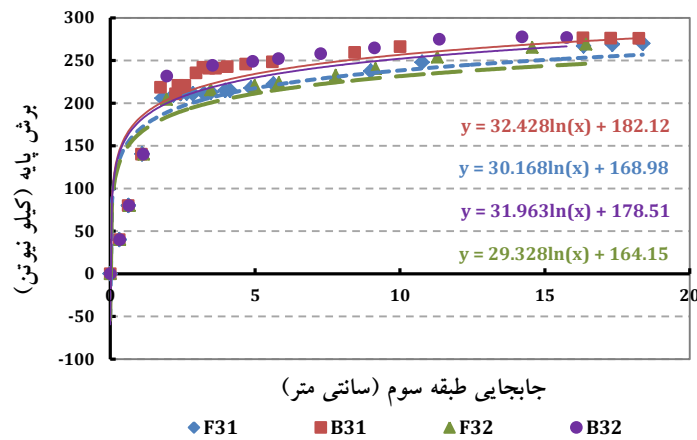
#### ۲-۴- آنالیز استاتیکی غیرخطی

پس از بارگذاری، قاب‌ها ورود به مرحله غیرخطی را تجربه می‌کند. هدف از تحلیل استاتیکی غیرخطی فزاینده، برآورد رفتار مورد انتظار یک سیستم سازه‌ای به کمک تخمین مقاومت و تغییرشکل‌های مورد نیاز می‌باشد. این برآورد بر اساس شناسایی پارامترهای مهم رفتاری شامل تغییرمکان جانبی، تغییرشکل‌های نسبی اعضا و اتصالات و ... خواهد بود. دلیل استفاده از این نوع آنالیز، سرعت بالای انجام آن، سادگی تفسیر نتایج و دقت قابل قبول آن می‌باشد.

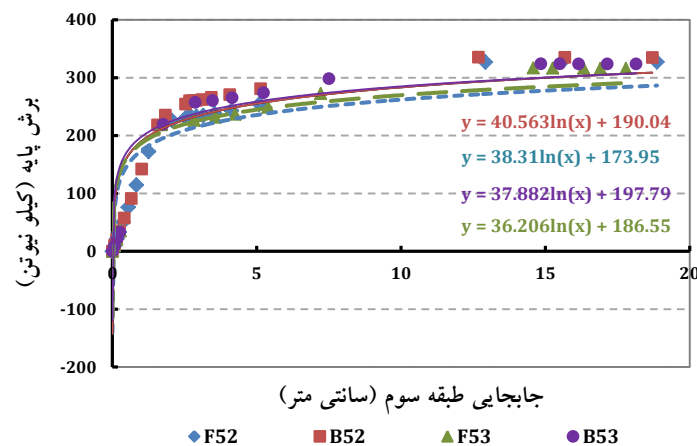
انجام آنالیز به روش جابجایی کنترل می‌باشد. برآورد نیازهای لرزه‌ای سازه‌ها در این روش به وسیله تعیین نقطه عملکرد انجام می‌شود. نقطه عملکرد در تحقیق همان جابجایی بام است. نیروها، تغییرمکان‌ها و تلاش‌های داخلی همگی در این نقطه

دهانه‌ای است که مهاربند قطری با مقطع کاهش‌یافته در دودهانه‌ی سوم قرار گرفته است. 31B نشان‌دهنده قاب سه دهانه‌ای است که مهاربند قطری معمولی (بدون کاهش مقطع) در دودهانه‌ی اول قرار گرفته است.

مهاربند در دهانه‌ها و مهاربند در حالت‌های بدون کاهش سطح مقطع و مهاربند با مقطع کاهش‌یافته می‌باشد. B نشان‌دهنده مهاربند معمولی و F نشان‌دهنده مهاربند با مقطع کاهش‌یافته (فیوز) می‌باشد. به عنوان مثال، 53F نشان‌دهنده قاب پنج



شکل ۴- منحنی بار-جابجایی قاب سه‌طبقه سه‌دهانه در حالت‌های مهاربند معمولی و مهاربند با مقطع کاهش‌یافته در دودهانه‌ی اول و دو دهانه‌ی دوم (کیلونیوتن-سانتی‌متر)



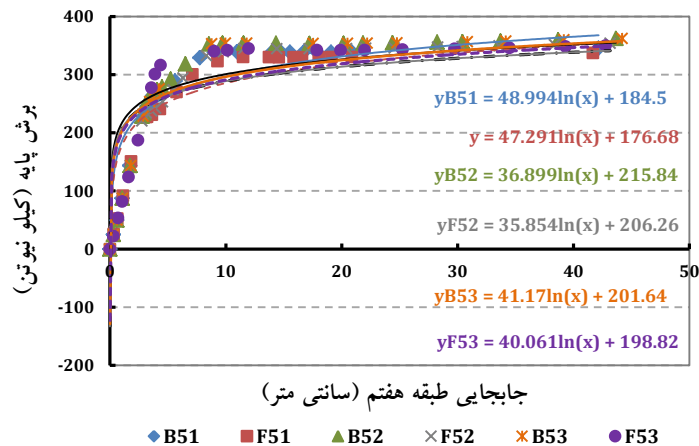
شکل ۵- منحنی بار-جابجایی قاب سه‌طبقه پنج‌دهانه در حالت‌های مهاربند معمولی و مهاربند با مقطع کاهش‌یافته در دودهانه‌ی دوم و دو دهانه‌ی سوم (کیلونیوتن-سانتی‌متر)

مورد 52 نسبت به 51 نیز اتفاق افتاده است. با قرارگیری مهاربند در دو دهانه‌ی دوم قاب اندکی شکل‌پذیرتر رفتار کرده است. شکل (۶) نشان‌دهنده نمودار بارافزون قاب هفت طبقه پنج دهانه‌ای است که مهاربندهای با مقطع کاهش‌یافته و مهاربند بدون کاهش مقطع در دهانه‌های مختلف، دودهانه‌ی اول، دوم و سوم قرار گرفته است. در این شکل روند ۶ خط و معادله لگاریتمی در تمام موارد کاهش شیب معادله را در حالت با فیوز (مقطع کاهش‌یافته) نسبت به حالت بدون فیوز نشان می‌دهد. در این جا مقدار شیب در حالت قرارگیری مهاربندها در دو

با ملاحظه شکل (۴) و با توجه به معادله‌های لگاریتمی درمی‌یابیم که در قاب سه‌طبقه ضریب شیب در حالت مهاربند با مقطع کاهش‌یافته در هر دو مورد 31F و 32F بمراتب کمتر از حالت 31B و 32B بوده که این مسئله حاکی از کاهش برش پایه در حالت با مقطع کاهش‌یافته (فیوز) است. همچنین مقایسه ۴ معادله نشان می‌دهد که در حالت 32 مقدار برش پایه کمتر از حالت 31 است. بنابراین مهاربند فیوز در دودهانه‌ی دوم بیشترین کاهش برش پایه را سبب شده است. در شکل (۵) نیز همین امر در

پایه در حالت قاب با مهاربند معمولی و قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته است و انحراف معیار تفاوت برش پایه نیز حاکی از میزان پراکندگی برش پایه در این دو نمونه است. شکل های (۷) و (۸) به ترتیب درصد کاهش برش پایه در قاب های سه طبقه و هفت طبقه در حالت های مختلف را نشان می دهد.

دهانه ی دوم به مراتب کمتر از دودهانه ی اول و دودهانه ی سوم است که بیانگر کمترین برش پایه حاصل شده است. جدول های (۶)، (۷) و (۸) پارامترهای آماری بدست آمده از آزمون و اختلاف برش پایه قاب با مهاربند معمولی و قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته در حالت های مختلف را نشان می دهد. در این جداول منظور از میانگین، متوسط تفاضل برش



شکل ۶- منحنی بار-جابجایی قاب هفت طبقه پنج دهانه در حالت های مهاربند معمولی و مهاربند با مقطع کاهش یافته در دودهانه ی اول و دو دهانه ی دوم و دودهانه ی سوم (کیلو نیوتن-سانتی متر)

جدول ۶- جدول پارامترهای آماری و آزمون T اختلاف برش پایه در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته و مهاربند معمولی، قاب های سه طبقه سه دهانه، مهاربندها در دودهانه ی اول و دودهانه ی دوم

| موقعیت مهاربند در دهانه | میانگین | خطای استاندارد | مقدار t | درجه آزادی | سطح معنی داری | متوسط کاهش برش (%) |
|-------------------------|---------|----------------|---------|------------|---------------|--------------------|
| دو دهانه ی اول          | ۱۴/۳۸۵  | ۲/۵۴۸          | ۵/۶۴۶   | ۱۹         | ۰/۰۰۰**       | ۶/۸۸               |
| دو دهانه ی دوم          | ۱۵/۶۵۶  | ۳/۴۷۰          | ۴/۵۱۲   | ۱۲         | ۰/۰۰۱**       | ۷/۸۶               |

جدول ۷- جدول پارامترهای آماری و آزمون T اختلاف برش پایه در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته و مهاربند معمولی، قاب های سه طبقه پنج دهانه، مهاربندها در دودهانه ی اول و دودهانه ی دوم

| موقعیت مهاربند در دهانه | میانگین | خطای استاندارد | مقدار t | درجه آزادی | سطح معنی داری | متوسط کاهش برش (%) |
|-------------------------|---------|----------------|---------|------------|---------------|--------------------|
| دو دهانه ی اول          | ۱۷/۵۲۵  | ۲/۹۹۲          | ۵/۸۵۸   | ۱۹         | ۰/۰۰۰**       | ۳/۶                |
| دو دهانه ی دوم          | ۱۱/۹۶۵  | ۳/۱۸۹          | ۳/۷۵۲   | ۱۴         | ۰/۰۰۲**       | ۸/۹۱               |

جدول ۸- جدول پارامترهای آماری و آزمون T اختلاف برش پایه در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته و مهاربند معمولی، قاب های هفت طبقه پنج دهانه، مهاربندها در دودهانه ی اول و دودهانه ی دوم و دودهانه ی سوم

| موقعیت مهاربند در دهانه | میانگین | خطای استاندارد | مقدار t | درجه آزادی | سطح معنی داری | متوسط کاهش برش (%) |
|-------------------------|---------|----------------|---------|------------|---------------|--------------------|
| دو دهانه اول            | ۹/۶۱۴   | ۲/۴۶۲          | ۴/۱۰۹   | ۲۰         | ۰/۰۰۱**       | ۳/۷۹               |
| دو دهانه دوم            | ۱۱/۱۶۸  | ۱/۸۹۳          | ۵/۹۰۰   | ۲۵         | ۰/۰۰۰**       | ۴/۱                |
| دو دهانه سوم            | ۴/۹۸۳   | ۴/۰۱۶          | ۱/۲۴۱   | ۱۹         | ns۰/۲۳۰       | ۱/۹۱               |



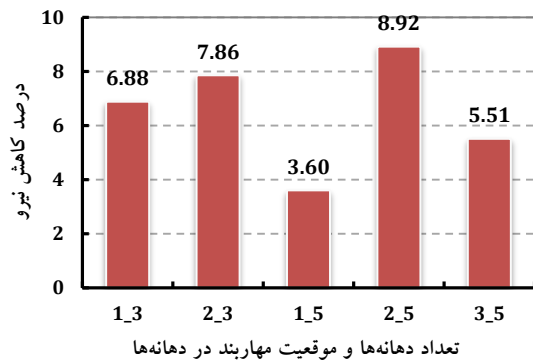
شکل (۹) منحنی بارافزون قاب‌های دو تا نه طبقه با مهاربندهای معمولی (بدون کاهش مقطع) را نشان می‌دهد. عددها نشان‌دهنده تعداد طبقات قاب می‌باشد. شکل (۱۰) نیز منحنی بارافزون همین قاب‌های دو تا نه طبقه می‌باشد با این تفاوت که مهاربندها با مقطع کاهش یافته در آنها بکار رفته‌است.

مقایسه نمودارها نشان می‌دهد که در همه قاب‌ها شیب معادلات در حالت قاب با مهاربند با مقاطع کاهش یافته بر مراتب کوچکتر از حالت قاب با مهاربند معمولی است که این امر حکایت از کاهش برش پایه در حالت قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته نسبت به حالت قاب با مهاربند معمولی است.

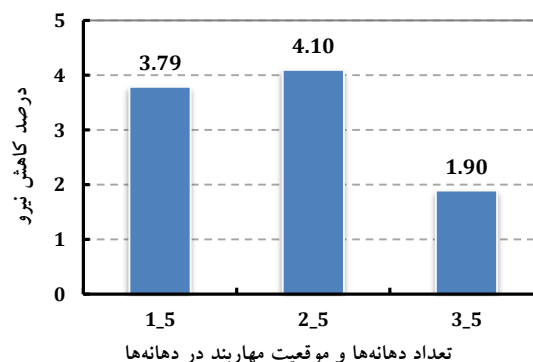
با توجه به آزمون آماری انجام شده، مقادیر جابجایی و نیرو در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته و مهاربند بدون کاهش مقطع با طبقات مختلف مورد بررسی قرار گرفت.

مقایسه مقادیر جابجایی در قاب با مهاربند بدون کاهش مقطع و قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته، حکایت از آن دارد که در قاب دو طبقه مقادیر جابجایی در سطح ۱٪ معنادار است، به عبارتی جابجایی قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته بیشتر از جابجایی قاب با مهاربند معمولی است. همان‌گونه که شکل (۱۱) نشان می‌دهد، در قاب‌های ۳ تا ۸ طبقه جابجایی قاب‌ها در هر دو حالت تفاوت معناداری با یکدیگر ندارند. در قاب ۹ طبقه، جابجایی قاب با مهاربند معمولی به مراتب بیش از قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته است.

این در حالی است که مقدار نیرو در کل قاب‌ها با طبقات مختلف، تفاوت معناداری در دو حالت قاب با مهاربند معمولی و قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته داشته‌اند.

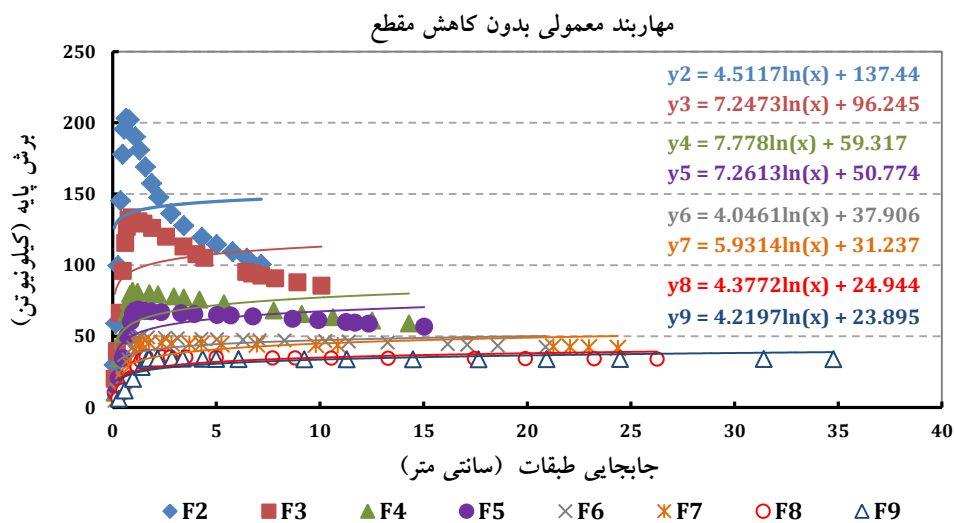


شکل ۷- درصد کاهش برش پایه در قاب‌های سه طبقه با سه و پنج دهانه با مهاربند قطری با مقطع کاهش یافته به نسبت قاب با مهاربند قطری معمولی در دهانه‌های مختلف



شکل ۸- درصد کاهش برش پایه در قاب‌های هفت طبقه با پنج دهانه با مهاربند قطری با مقطع کاهش یافته به نسبت قاب با مهاربند قطری بدون کاهش مقطع در دهانه‌های مختلف

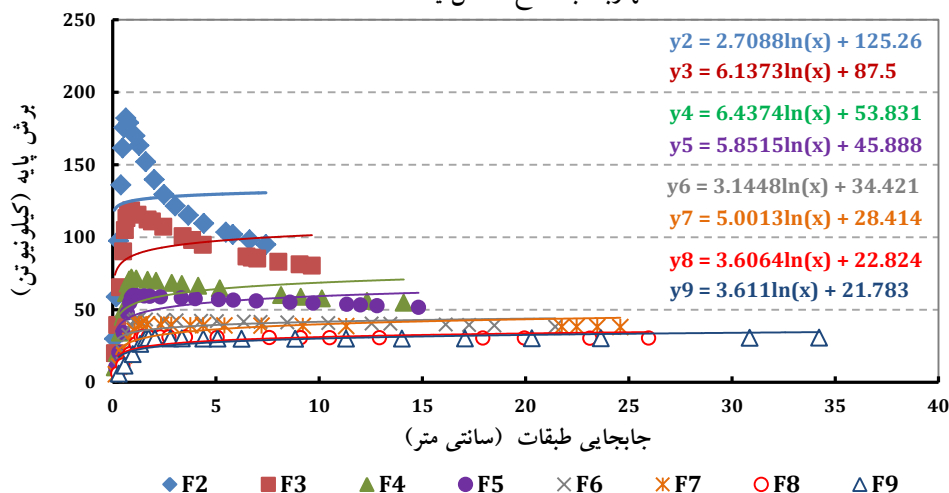
### ۳-۲- نتایج قاب‌های با مهاربند ضربدری و مقاطع نبشی



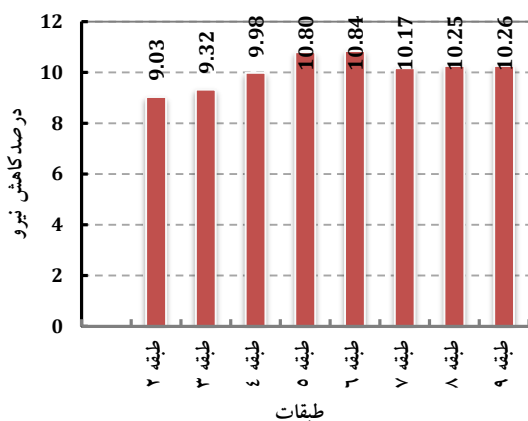
شکل ۹- منحنی بار-جابجایی قاب‌های دو تا نه طبقه در حالت قاب با مهاربند بدون کاهش مقطع (کیلو نیوتن-سانتی متر)



مهاربند با مقطع کاهش یافته



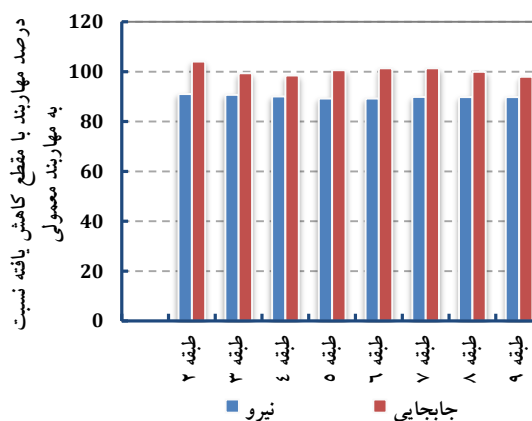
شکل ۱۰- منحنی بار-جابجایی قاب‌های دو تا نه طبقه در حالت قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته (کیلو نیوتن-سانی متر)



شکل ۱۲- درصد کاهش برش پایه در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته به نسبت قاب با مهاربند بدون کاهش مقطع در سازه با تعداد طبقات مختلف

مقادیر کرنش نشان می‌دهد که مهاربندهای با مقطع کاهش یافته در مقایسه با مهاربندهای معمولی، بیشتر وارد مرحله پلاستیک شدند و ناحیه تشکیل مفصل تا اندازه‌ای از بر اتصال دور شد. قاب‌های پنج دهانه به نسبت قاب‌های سه دهانه، بیشتر وارد مرحله غیرخطی شدند.

به عنوان نتیجه در قاب با تعداد طبقات و دهانه‌های مختلف با قرارگیری مهاربند با مقطع کاهش یافته در دهانه دوم، بیشترین درصد کاهش برش پایه بدست آمده است و مهاربند با مقطع کاهش یافته با قرارگیری در دهانه دوم در تمامی حالت‌ها بهترین عملکرد را داشته است.



شکل ۱۱- تغییرات نیرو و جابجایی قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته در مقایسه با قاب با مهاربند بدون کاهش مقطع در سازه با تعداد طبقات مختلف

شکل (۱۲) درصد کاهش نیرو در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته در سازه با طبقات مختلف را نشان می‌دهد. مقدار برش پایه در قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته کمتر شده است.

#### ۴- بحث و نتیجه‌گیری

##### ۴-۱- قاب‌های با مهاربندهای قطری با مقاطع Tubox

نتایج بدست آمده از آنالیز قاب‌های با مهاربند قطری نشان داد: قاب با مهاربند با مقطع کاهش یافته بیشتر وارد ناحیه غیرخطی شد و اعضا مهاربند تنش‌های جاری شدن بزرگتری را تجربه کردند.



## ۵- مراجع

- [1] Roeder, C.W. and Lehman, D.E. (2008), "Seismic Design and Behavior of Concentrically Braced Steel Frames", Structure Magazine, pp. 37-39.
- [2] Legeron, F., Desjardins, E. and Ahmed, E. (2014), "Fuse Performances on Bracing of Concentrically Steel Braced Frames under Cyclic Loading", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 95, pp. 242-255.
- [3] Desjardins, E., Legeron, F. and Ahmed, E. (2012), "Performances of Ductile Fuses in Reducing Seismic Demand on Connections of Concentrically Steel Braced Frames", Proceeding of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- [4] Eglhoff, O., Tremblay, R., Vincent, R. and Dussault, S. (2012), "A Finite Element Analysis of Ductile Fuses for W-shape Steel Bracing Members", Proceeding of the 15<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal.
- [5] Giugliano, M.T., Longo, A., Montuori, R. and Piluso, V. (2010), "Plastic Design of Cb-frames With Reduced Section Solution for Bracing Members", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 66, No. 5, pp. 611-621.
- [6] Naghipour, M., javadi, N. and Naghipour, A. (2011), "Investigation of RBS Connection Ductility in Eccentrically Braced Frame", Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 743-752.
- [7] Ward, K.M., Fleischman, R.B. and Federico, G. (2012), "A Cast Modular Bracing System for Steel Special Concentrically Braced Frames", Engineering Structures, Vol. 45, pp. 104-116.
- [۸] وزارت راه و شهرسازی. دفتر مقررات ملی ساختمان. (۱۳۹۲). مبحث دهم، طرح و اجرای ساختمانهای فولادی.
- [۹] سازمان مدیریت و برنامه‌ریزی کشور. (۱۳۸۵). دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، نشریه ۳۶۰.
- [10] AISC, (2005), Seismic Provisions.

درصد کاهش برش پایه در تمام قاب‌های با مهاربند با مقاطع کاهش‌یافته بین ۲ تا ۹ درصد نسبت به قاب با مهاربند معمولی است.

## ۴-۲- قاب‌های با مهاربند ضربداری و مقاطع نبشی

قاب مهاربندی شده با مقاطع کاهش‌یافته انرژی وارد شده به سازه ناشی از بارهای لرزه‌ای را به خوبی مستهلک کرد. فیوز بکار گرفته جذب انرژی بالایی از خود آشکار ساخت. عملکرد قاب با مهاربند با مقطع کاهش‌یافته به گونه‌ای بود که با تشکیل مفصل‌های پلاستیک در فیوزها از جاری شدن اتصال‌ها جلوگیری شد، بدون آنکه اتصال نیاز به مقاوم‌سازی داشته باشد.

همان‌گونه که در شکل‌ها مشاهده می‌شود مقادیر برش پایه در قاب‌های ۲ تا ۹ طبقه، بین ۹ تا ۱۱ درصد کاهش یافته است. به طور کلی مقادیر جابجایی قاب در دو روش با یکدیگر تفاوت معناداری ندارند اما مقادیر نیرو در قاب با مهاربند با مقطع کاهش‌یافته به مراتب کمتر از قاب با مهاربند معمولی است.

با عملکرد مناسب فیوزها، مقادیر نیروهای انتقالی به اعضای اصلی سازه و در نهایت مقدار برش پایه سازه کاهش پیدا کرد که نشانه بارز عملکرد مطلوب این سیستم و ارجحیت بیشتر این سیستم سازه‌ای می‌باشد.

آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی در تحقیقات آینده می‌تواند بر روی قابها انجام شود تا رفتار این نوع سیستم سازه‌ای حین زلزله بهتر مشخص گردد.

## پی نوشت

<sup>1</sup> Performance-based Seismic Design

<sup>2</sup> Wire

<sup>3</sup> Beam





# ارزیابی سختی نخستین پیوندهای سخت از پیش تاییدشده آیین نامه فولاد ایران و اثر عدم قطعیت آن بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی

محسن بمبائی‌چی<sup>۱\*</sup>، میلاد غفاری<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه مهندسی فناوری‌های نوین قوچان، قوچان

۲- دانشجوی کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه مهندسی فناوری‌های نوین قوچان، قوچان

\* قوچان، صندوق پستی ۶۷۳۳۵-۹۴۷۷۱، m.bambaechee@qiet.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۴/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۰۴)

## چکیده

عامل‌های گوناگونی در تحلیل و طرح قاب‌های فولادی وجود دارند که تصادفی پنداشتن هر یک از آن‌ها می‌تواند اثر قابل توجهی در ایمنی سازه داشته باشد. در این میان، سختی نخستین پیوند تیر به ستون، می‌تواند به عنوان یکی از این عامل‌ها پنداشته شود. بر این پایه، در این مقاله، اثر عدم قطعیت در سختی نخستین پیوندهای BUEEP، WFP و BSEEP، از میان پیوندهای سخت (اتصالات گیردار) از پیش تاییدشده آیین‌نامه فولاد ایران، بر جابه‌جایی نسبی یک قاب فولادی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در آغاز، سختی نخستین پیوندها با روش مکانیکی آیین‌نامه اروپایی (EC3) و راهکار عددی جزءهای محدود، بر پایه نرم‌افزار تجاری ABAQUS الگوسازی می‌شود. با سنجش پاسخ‌های دو روش با یافته‌های آزمایشگاهی، سختی به دست آمده از راهکار جزءهای محدود به عنوان سختی‌های مناسب‌تر اختیار می‌گردند. در ادامه، برای انجام تحلیل احتمالاتی، روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به کار می‌رود. باید افزود، برای سختی هر یک از پیوندها، توزیع‌های یکنواخت، نرمال و لگ‌نرمال با ضریب‌های پراکندگی ۵ تا ۲۰ درصد در نظر گرفته می‌شود و جابه‌جایی نسبی قاب برای هزار نمونه شبیه‌سازی در دسترس قرار می‌گیرد. پاسخ‌هایی که مقدار آن‌ها از جابه‌جایی نسبی مجاز آیین‌نامه بیشتر باشد، بیانگر شمار شکست در سازه است. بر این پایه، سازه ۷۲۰۰۰ مرتبه تحلیل می‌گردد و به ارزیابی احتمال شکست آن پرداخته خواهد شد. در ادامه، قابلیت اعتماد قاب از نمودارهای تابع توزیع تجمعی پاسخ‌ها (CDF)، به دست می‌آید. همچنین، یک ضریب کاهنده برای دستیابی به قابلیت اعتماد ۱۰۰ درصد و هماهنگی تغییرمکان جانبی قاب با مقدار مجاز آیین‌نامه ایران در دسترس قرار می‌گیرد.

## واژگان کلیدی

تحلیل احتمالاتی، روش مکانیکی، سختی نخستین پیوند، شبیه‌سازی مونت‌کارلو، ABAQUS

## Evaluation of Initial Stiffness of Iran Prequalified Rigid Connections and It's Effects on Reliability of Steel Frames

M. Bambaechee, M. Ghaffari

### Abstract

There are various factors in the analysis and design of steel frames that uncertainty of them can have a significant effect on the structural safety. Accordingly, study of these factors to understand the actual behavior of the structure are important. Meanwhile, the initial stiffness of beam-to-column connection, can be considered as one of these variable. Therefore, in this paper, the effects of uncertainty in the initial stiffness of BUEEP, WFP and BSEEP connections, from rigid connections pre-qualified of Iran steel codes, on drift of simple steel frame are evaluated. In the firstly, the initial stiffness of mentioned connections based on the mechanical method of the European Code (EC3) and numerical method based on the finite element method by using of the commercial software ABAQUS obtained. By evaluating the responses of the two methods with experimental findings, stiffness obtained from finite element method selected as appropriate stiffness. Then, the probabilistic analysis performed by using of the Monte Carlo simulation method. It should be added, for stiffness of any connections, uniform distribution, normal distribution and lognormal distribution with coefficient of variation from 5 up to 20 percent are considered and drift of frames for thousands simulation are calculated. Results that exceed the allowable drift of Iran code, indicating count of failure of structure. Accordingly, the structure analysis performed 72000 times and probability of the failure will be evaluated. For all connections, the probability of failure for different distributions and coefficients of variation graphically displayed. In the following, reliability of the frame obtained from graphs of cumulative distribution function (CDF). Moreover, for any of the connections and in all investigated cases, a reduction coefficient to achieve 100% reliability and coordination of lateral displacement of with allowable drift with Iran codes becomes available.

### Keywords

Probability analysis, Mechanical method, Initial stiffness connection, Monte-Carlo simulation, ABAQUS

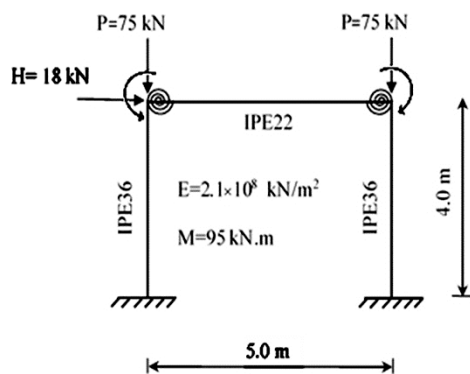
نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۵



آن گونه که آمد، عامل‌های گوناگونی در تحلیل و طرح قاب‌های فولادی وجود دارند که تصادفی پنداشتن هر یک از آن‌ها می‌تواند اثر قابل توجهی در ایمنی سازه داشته باشد. در این میان، سختی نخستین پیوند تیر به ستون، می‌تواند به عنوان یکی از عامل‌ها پنداشته شود. بر این پایه، پژوهش کنونی، با تصادفی پنداشتن سختی نخستین پیوند، در آغاز، سختی نخستین شش نمونه از پیوندهای WFP، BUEEP و BSEEP، از میان پیوندهای از پیش تاییدشده آیین‌نامه ایران را در دسترس قرار می‌دهد. سپس، با بهره‌جویی از رابطه‌سازی پیشنهادی و روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو به تحلیل احتمالاتی<sup>۴</sup> اثر سختی این پیوندها بر جابه‌جایی نسبی قاب ساده پرداخته می‌شود. در ادامه، پاسخ‌های هر یک از پیوندها بررسی خواهد گردید. افزون بر این، قابلیت اعتماد سازه برای هر پیوند با توزیع‌های متفاوت ارزیابی می‌شود. باید افزود، برای پیوندهایی که قابلیت اعتماد در آن‌ها پایین است، یک ضریب کاهش برای دستیابی به قابلیت اعتماد ۱۰۰ درصد در دسترس قرار می‌گیرد.

## ۲- معرفی قاب و پیوندهای تیر به ستون

پژوهش کنونی، بر روی یک قاب ساده فولادی یک طبقه و یک دهانه انجام می‌پذیرد. مشخصه‌های هندسی و بارگذاری این سازه در شکل (۱) آمده است.



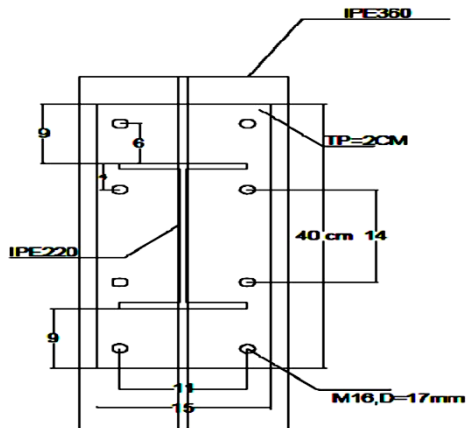
شکل ۱- مشخصه‌های هندسی و بارگذاری قاب فولادی

بار قائم در ستون‌ها به مقدار ۷۵ کیلو نیوتن و لنگر گرہ‌ها برابر ۹۵ کیلو نیوتن در متر می‌باشند. نیروی جانبی نیز به صورت متمرکز برابر ۱۸ کیلو نیوتن پنداشته می‌شود. بر این پایه، مقطع تیر و ستون‌ها طرح شده‌اند که مقطع ستون‌ها از نوع IPE36 و تیر IPE22 می‌باشند. سپس، سه گونه از پیوندهای سخت از پیش تاییدشده آیین‌نامه ایران (WFP، BUEEP و BSEEP) با ویژگی‌های متفاوت، برای این قاب و بر پایه بارهای وارده با

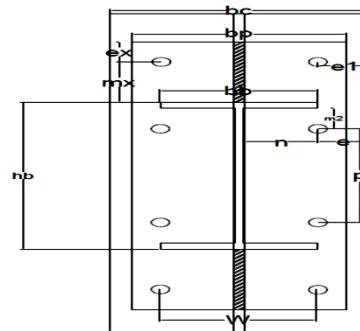
به سبب وجود عدم قطعیت‌های فراوان در سازه‌ها، استفاده از روش‌های مبتنی بر دانش آمار و احتمال کاربرد گسترده‌ای در فرآیندهای تحلیل و طراحی و تعیین احتمال خرابی سازه‌ها پیدا کرده است. در سال‌های کنونی، مطالعه رفتار سازه‌ها در فضای عدم قطعیت و تصادفی پنداشتن سختی پیوندها (اتصالات)، مورد توجه بسیاری از پژوهشگران قرار گرفته است. از آن میان، Gao و Haldar به بررسی برآورد ایمنی سازه‌های قابی با پیوندهای نرم پرداخته‌اند [۱]. عدم قطعیت مشخصه‌های مواد در پایداری سازه‌ها به وسیله Zhang و Ellingwood مورد ارزیابی قرار گرفت [۲]. Zhang و Ellingwood الگویی برای برآورد قابلیت اطمینان<sup>۱</sup> قاب‌های فولادی خمشی با پیوندهای جوشی ارائه نمودند. آن‌ها قابلیت اطمینان لرزه‌ای و احتمال شکست این گونه قاب‌ها را نیز مورد بررسی قرار دادند [۳ و ۴]. Sakurai و همکارانش به تحلیل جزء‌های محدود احتمال اندیشانه قاب‌های فولادی با پیوندهای نرم پرداختند. آن‌ها با تصادفی پنداشتن سختی نخستین پیوند<sup>۲</sup>، احتمال شکست شش سیستم قابی را بر پایه سه معیار ظرفیت لنگر خمشی کشسان، بیشینه جابه‌جایی افقی و بیشینه نسبت تغییر مکان طبقه برآورد نمودند [۵]. راهکار نوینی برای تحلیل قابلیت اطمینان لرزه‌ای قاب‌های با پیوند نرم، به وسیله Huh و Haldar پیشنهاد گردید [۶]. Hadianfard و Razani رفتار نرمی پیوندها را در تحلیل قابلیت اطمینان قاب‌های فولادی وارد نمودند. آن‌ها با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو<sup>۳</sup>، احتمال گسیختگی قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه‌سخت را بررسی نمودند [۷]. Duan و همکارانش با بهره‌جویی از راهکار شبیه‌سازی مونت‌کارلو، به بررسی اثر نقص نخستین، بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی ساده با پیوندهای نرم پیچی پرداختند [۸]. طرح قاب‌های فولادی با عضوهای نامنشوری، بر پایه قابلیت اطمینان و برآورد احتمال شکست سازه، به وسیله Chen و Lui معرفی گردید [۹]. با به کارگیری فن مونت‌کارلو، قابلیت اعتماد پایداری قاب‌های فولادی با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم به وسیله Rezaiee-Pajand و همکارانش مورد بررسی قرار گرفت [۱۰]. Kala تحلیل حساسیت پایداری قاب‌های فولادی ساده را واکاوی نمود [۱۱]. Negin و Lotfolahi-Yaghin به بررسی اثر انحنای اولیه اعضا بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی پرداختند [۱۲]. آن‌ها با بهره‌گیری از روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو، احتمال شکست این گونه قاب‌ها را به دست آوردند.

اندازه ورق‌ها، مشخصات پیچ‌ها و ...، بر پایه بارهای وارد به پیوند، طرح شده‌اند.

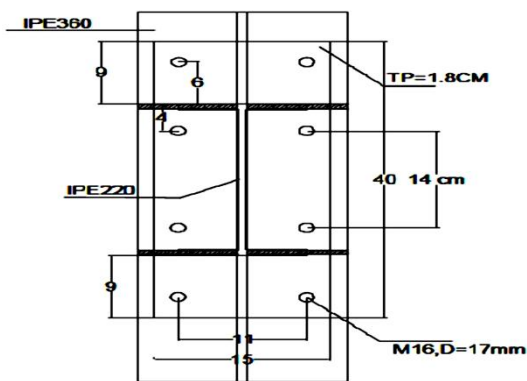
روش تنش مجاز طرح شده‌اند. شکل‌های (۲) تا (۸) هر یک از این پیوندها را به همراه جزءهایشان نشان می‌دهند. یادآوری می‌کند، تمامی مشخصه‌های پیوندهای مورد بررسی (ضخامت و



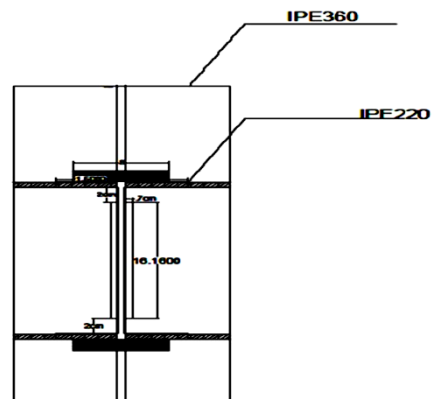
شکل ۳- پیوند گیردار فلنجی چهار پیچی بدون لچکی (BUEEP) با ورق انتهایی ۲ سانتی‌متر و پیچ ۱۶ میلیمتر - پیوند شماره ۱



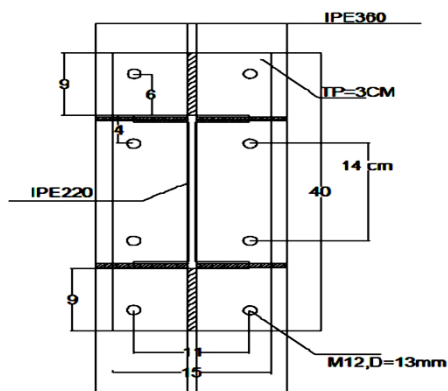
شکل ۲- عامل‌های پیوندها



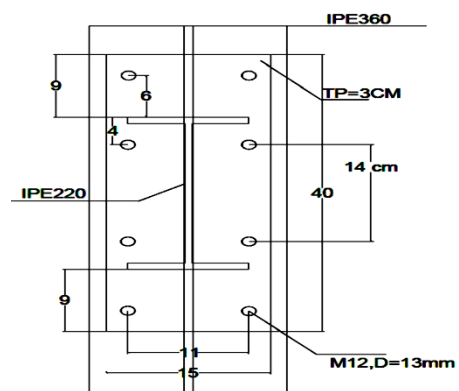
شکل ۵- پیوند گیردار فلنجی چهار پیچی بدون لچکی (BUEEP) با سخت‌کننده جان ستون - پیوند شماره ۳



شکل ۴- پیوند با ورق زیرسری و روسری جوشی (WFP) - پیوند شماره ۲



شکل ۷- پیوند گیردار فلنجی چهار پیچی با ورق لچکی (BSEEP) - پیوند شماره ۵

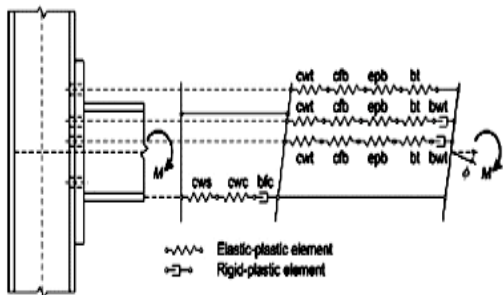


شکل ۶- پیوند گیردار فلنجی چهار پیچی بدون لچکی (BUEEP) با ورق انتهایی ۳ سانتی‌متر و پیچ ۱۲ میلیمتر - پیوند شماره ۴

یافتن رفتار پیوندها وجود دارد، که از آن میان می‌توان به روش‌های تحلیلی، تجربی، آزمایشگاهی، مکانیکی، داده‌ای (اطلاعاتی) و عددی اشاره نمود.

### ۳-۱- روش مکانیکی آیین‌نامه اروپایی (EC3)

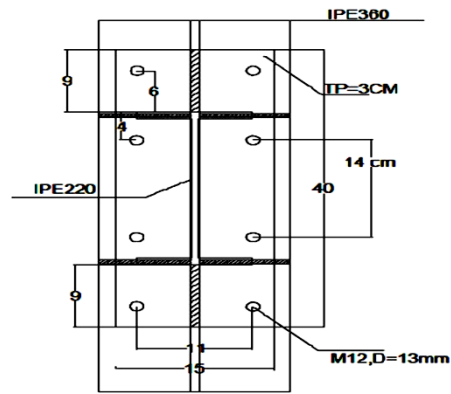
الگوی مکانیکی یا فنر، یک پیوند را با استفاده از ترکیب جزءهای شکل‌پذیر و سخت، بیان می‌کند. این جزءها به وسیله مقدارهای سختی و مقاومت به دست آمده از رابطه‌های تجربی در دسترس قرار می‌گیرند. در این روش به وسیله قانون‌های بنیادی که برای جزءهای فنر استفاده می‌شوند، پاسخ‌ها به دست می‌آیند. شکل (۹)، الگوی مکانیکی Faella و همکارانش را برای پیوند تیر به ستون با ورق انتهایی نشان می‌دهد [۱۵].



شکل ۸- الگوی فنر Faella و همکارانش [۱۵]

برای ایجاد یک الگوی مکانیکی سه گام بنیادی مورد نیاز است. نخست، شناسایی آن دسته از جزءهای اصلی پیوند که نقش مهمی در تغییرشکل و شکست پیوند دارد. دوم، تعیین رفتار هر جزء با استفاده از روش‌های عددی، آزمایشگاهی و تحلیلی و سوم، روی هم‌گذاری اثر همه جزءها، برای یافتن نمودار لنگر- دوران.

روش فنر، بسیار گسترده است، به طوری که می‌تواند به گونه‌های متفاوتی از پیوندهای جوشی یا پیچی اختصاص پیدا کند. سبب گستردگی این شیوه آن است که تنها چیزی که نیاز دارد، رفتار جزءهای پیوند است. روش مولفه‌ها یک فنر مکانیکی است [۱۶]. این شیوه، یک پیوند را با استفاده از فنرها و جزءهای سخت الگوسازی می‌نماید که هر فنر نماینده یک قسمت از پیوند با همان مقاومت و سختی است. در نتیجه، در این راهکار، رفتار یک پیوند به وسیله شناخت ویژگی‌های هندسی و مکانیکی جزءهای تشکیل دهنده آن به دست می‌آید. باید افزود، این روش نتیجه‌های بسیار خوبی، به ویژه هنگامی که پیوند تحت اثر لنگر خالص با حداقل نیروی محوری باشد، به دست می‌دهد. از این رو، آیین‌نامه اروپایی (EC3) این شیوه را



شکل ۸- پیوند گیردار فلنجی هشت پیچی با ورق لچکی (BSEEP) - پیوند شماره ۶

### ۳- روش‌های الگوسازی و یافتن سختی نخستین پیوند

قاب‌های فولادی در گذشته با پنداشتن اینکه پیوند تیر به ستون یا به طور کامل ساده و یا به صورت کامل گیردار بوده‌اند، طراحی می‌گردید. پنداشت پیوند به طور کامل ساده، یعنی هیچ لنگری نمی‌تواند از تیر به ستون انتقال پیدا کند. به سخن دیگر، پیوند، هیچ سختی دورانی ندارد، اگر چه می‌تواند نیروی محوری و برشی را به عضوهای پیوند شده منتقل کند. از سوی دیگر، پیوند به طور کامل گیردار یا سخت، دارای قابلیت دوران است؛ بنابراین، تمام حالت‌های بار را بین تیر و ستون منتقل می‌کند. ویژگی مهم در تحلیل این پیوندها این است که رفتار آن‌ها جدا از تحلیل سازه است. اگرچه این مسئله، فرآیند تحلیل و طراحی پیوند را آسان می‌کند اما این هزینه را نیز در بر دارد که نمی‌توان درک درستی از رفتار پیوند به دست آورد. به سخن دیگر، همه پیوندها دارای سختی دورانی مشخصی می‌باشند، بنابراین، به نوعی نیمه‌سخت هستند. در قرن کنونی، روش‌های تحلیل پیوندهای نیمه‌سخت به صورت قابل توجهی گسترش پیدا کرده است تا پاسخ درست سازه‌ای را به دست آورند. این فرآیند، در سال ۱۹۳۰، با رابطه شیب-تغییرمکان و روش‌های پخش لنگر آغاز شد [۱۳]، در سال ۱۹۶۰، با راهکارهای ماتریس سختی ادامه پیدا کرد و این روزها با شیوه‌های پیچیده تحلیل تکراری که تحلیل سازه را با پیوندها مرتبط می‌سازد، ادامه دارد [۱۴]. رفتار درست یک پیوند می‌تواند به وسیله نمودار لنگر- دوران به تحلیل کلی سازه وابسته شود. نمودار لنگر- دوران با تعیین ویژگی‌های مکانیکی پیوند مانند سختی دورانی، لنگر مقاوم و ظرفیت دورانی که از ویژگی‌های مکانیکی و هندسی آن هستند، به دست می‌آید. راهکارهای متفاوتی برای

برای دست یافتن به سختی نخستین پیوندهای فولادی در دسترس قرار داده است [۱۷]. برای به دست آوردن سختی نخستین پیوندها با این فن، در آغاز، باید یک الگو برای پیوند مورد نظر ایجاد نمود که فنرهای موازی و سری تشکیل دهنده این الگو هستند. به سخن دیگر، هر یک از فنرها نماینده یک جزء از پیوند می‌باشند. سپس، سختی هر فنر با روش ارائه شده به وسیله آیین‌نامه اروپایی (EC3) به دست می‌آید. سرانجام، سختی نخستین پیوند از جمع سختی این فنرها و با بهره‌جویی از رابطه (۱) در دسترس قرار می‌گیرد.

$$S_{j,ini} = \frac{EZ^2}{\sum \frac{1}{K_i}} \quad (1)$$

در این رابطه،  $S_{j,ini}$  سختی نخستین پیوند،  $E$  ضریب کشسانی فولاد،  $Z$  بازوی لنگر و  $K_i$  سختی هر جزء پیوند هستند که بر پایه رابطه‌های آیین‌نامه اروپایی به دست می‌آیند.

### ۲-۳- روش عددی جزءهای محدود

تحلیل جزءهای محدود به صورت مطلوب به منظور تعیین دوران در پیوند مناسب است [۱۸]. در این تحلیل، نمودار لنگر-دوران، نتیجه فرآیندهای پیچیده میان جزءهای یک پیوند می‌باشد. در نتیجه این راهکار از نگاه محاسباتی بسیار زمان‌بر است. تحلیل پیوندهای فولادی نیازمند معرفی درست هندسه و ناخطی بودن مواد جزءهای یک پیوند، پیش بارگذاری پیچ‌ها و پاسخ آن‌ها تحت اثر توزیع تنش‌های کلی و برهم‌کنش‌های میان پیچ‌ها و جزءهای صفحه‌ای، مانند: پیچ و پایه آن، ارتباط پیچ و مهره، تنش‌های فشاری و مقاومت مالشی، خطا در چفت شدن پیچ و سوراخ و مانند آن‌ها است. به طور معمول، روش جزءهای محدود مقدمه‌ای بر الگوسازی موردی‌هایی مانند: تغییر شکل‌های بزرگ، جاری شدن، سخت‌شدگی کرنش، اثرهای ناپایداری، معرفی کرنش‌های بزرگ، ارتباط بین ورق‌ها و پیچ‌ها با پیش‌تنش خواهد بود. در سال ۱۹۷۲، Bose و همکارانش نخستین مطالعه را بر روی پیوند تیر به ستون جوشی با روش جزءهای محدود انجام دادند که دربرگیرنده جاری شدن، سخت‌شدگی کرنش و کماتش بود [۱۹]. پاسخ‌ها با یافته‌های به دست آمده از آزمایش‌ها سنجیده شدند و هم‌خوانی خوبی داشتند. از این رو، برای انجام تحلیل جزءهای محدود در این مقاله از نرم‌افزار تجاری ABAQUS بهره‌جویی شده است. خاطر نشان می‌کند، پنداشت‌های زیر برای الگوسازی پیوندها در نرم‌افزار به کار رفته‌اند:

- طول تیر طره، برابر ۴۰ سانتی متر پنداشته می‌شود.

- ضریب اصطکاک کلمب برابر ۰/۳ است.

- برای معیار شکست از معیار فون-میزس بهره‌جویی می‌گردد و شکست زمانی رخ می‌دهد که فون-میزس از ۰/۰۱ تجاوز کند.

- برای الگوسازی تیر، ستون، پیچ، ورق انتهایی و سخت‌کننده‌ها از جزءهای سخت سه بعدی بهره‌گیری می‌شود. این جزءها، عضوهای ۸ گره‌ای با سه درجه آزادی هستند (C3D8).

- برای ارتباط بین جزءهایی که نسبت به هم دارای حرکت هستند، مانند ورق انتهایی و تیر، پیچ‌ها و ورق انتهایی و ستون، ستون و سخت‌کننده‌ها و نظیر آن، جزءهای تماسی (Contact Elements) اختیار می‌شوند.

- برای الگوسازی ارتباط بین جزءهایی که نسبت به هم حرکت ندارند، مانند تیر و ورق انتهایی، از جزءهای سخت (Restraint) بهره‌جویی شده است.

- از پیش بارگذاری پیچ‌ها چشم‌پوشی می‌گردد.

- برای وارد نمودن بار، یک جابه‌جایی به انتهای تیر وارد شده و مقدار لنگر و دوران در وسط محور ستون اندازه‌گیری خواهد شد.

- کل زمان بارگذاری ۱۰ ثانیه است و بار در بازه‌های زمانی ۰/۱ به پیوند وارد می‌شود.

### ۴- تحلیل احتمالاتی

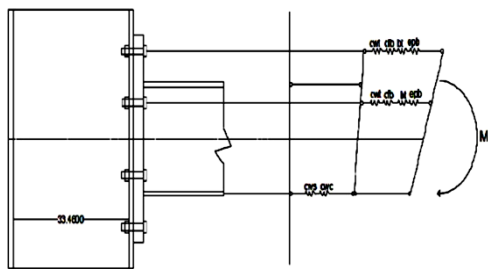
راهکارهای گوناگونی برای برآورد احتمال شکست سازه‌ها وجود دارد که یکی از ساده‌ترین و پرکاربردترین آن‌ها، روش شبیه‌سازی مونت‌کارلو می‌باشد. این شیوه، با وجود سادگی، یکی از قوی‌ترین روش‌ها در تحلیل‌های احتمال اندیشانه است. بر پایه راهکار مونت‌کارلو، احتمال شکست سازه از رابطه (۲) به دست می‌آید.

$$P_f = \frac{n_f}{n_i} \quad (2)$$

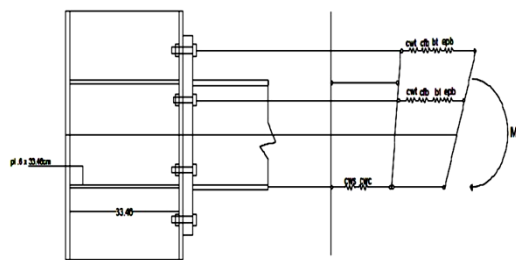
در این رابطه،  $n_i$  شمار کل شبیه‌سازی‌ها و  $n_f$  شمار حالت‌هایی است که در یک شبیه‌سازی، سازه نتواند هدف‌های طرح را برآورده سازد. باید افزود، هدف طرح در اینجا جابه‌جایی نسبی مجاز آیین‌نامه است. بر این پایه،  $n_f$  شمار حالت‌هایی است که تغییر مکان جانبی سازه از مقدار مجاز بیشتر شود. در این بخش، نخست، برنامه رایانه‌ای منبع [۲۰] گسترش داده می‌شود. این برنامه برای تحلیل مرتبه دوم قاب‌های فولادی با پیوندهای نیمه سخت به کار می‌رود. باید افزود، بر پایه این برنامه، اثرهای مرتبه دوم نیروی محوری و نرمی پیوندها در ماتریس سختی عضوها



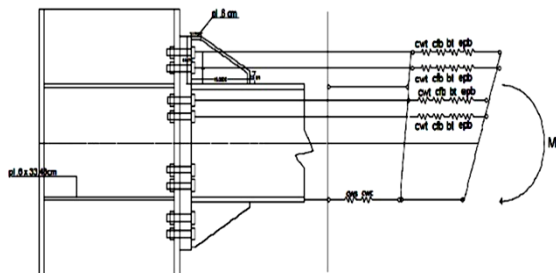




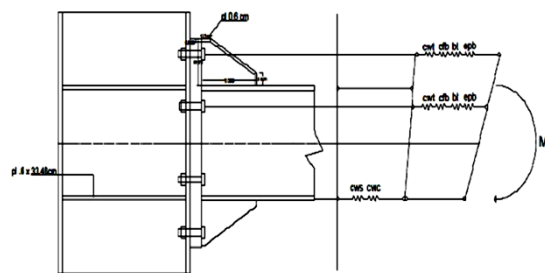
شکل ۱۳- الگوی فنر پیوند شماره ۴



شکل ۱۲- الگوی فنر پیوند شماره ۳



شکل ۱۵- الگوی فنر پیوند شماره ۶



شکل ۱۴- الگوی فنر پیوند شماره ۵

جدول ۲- سختی نخستین پیوندهای گوناگون با روش جزءهای

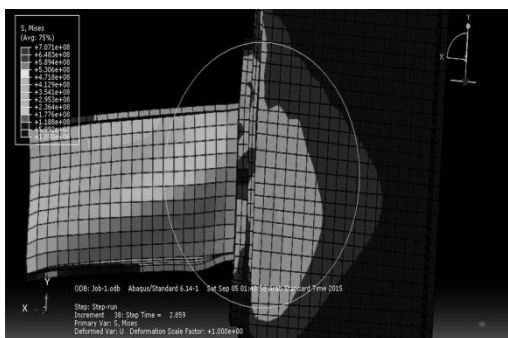
محدود بر حسب کیلونیوتن در متر بر میلی رادیان

| شماره پیوند                | ۱    | ۲    | ۳    | ۴    | ۵    | ۶    |
|----------------------------|------|------|------|------|------|------|
| $S_{f,ini}$<br>(kN.m/mrad) | ۱۱/۲ | ۱۲/۶ | ۱۴/۲ | ۱۴/۷ | ۱۸/۱ | ۱۸/۳ |

جدول ۱- سختی نخستین پیوندهای گوناگون با روش آیین نامه

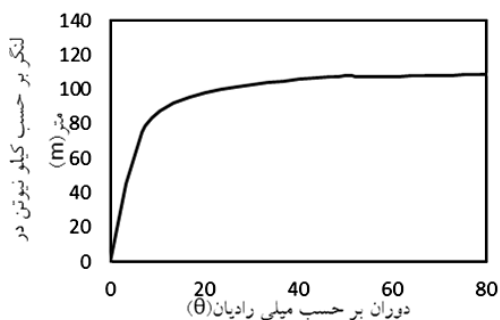
اروپایی (EC3) بر حسب کیلونیوتن در متر بر میلی رادیان

| شماره پیوند                | ۱   | ۲   | ۳    | ۴   | ۵    | ۶    |
|----------------------------|-----|-----|------|-----|------|------|
| $S_{f,ini}$<br>(kN.m/mrad) | ۸/۷ | ۹/۶ | ۱۰/۴ | ۹/۱ | ۲۱/۲ | ۲۳/۶ |



شکل ۱۶- نمودار مرزهای هم تنش (کانتور تنش) و تغییر شکل

پیوند شماره ۱



شکل ۱۷- نمودار لنگر-دوران پیوند شماره ۱

## ۲-۶- یافتن سختی نخستین پیوند با روش عددی جزءهای

محدود

همان گونه که پیش تر آمد، یکی از راهکارها برای یافتن سختی نخستین پیوند، بهره جویی از روش های عددی جزءهای محدود است. در این بخش، با به کارگیری نرم افزار تجاری ABAQUS، شش پیوند یاد شده، الگوسازی می شوند و نمودار لنگر-دوران آن ها در دسترس قرار خواهد گرفت. در ادامه، سختی نخستین پیوند از روی نمودار لنگر- دوران آن به دست می آید. برای نمونه، تغییر شکل یافته پیوند شماره ۱ در شکل (۱۶) آمده است. سپس، نمودار لنگر دوران در شکل (۱۷) رسم می گردد و با یافتن شیب خط در ناحیه خطی، همانند شکل (۱۸)، سختی نخستین در دسترس قرار می گیرد.

بر پایه شکل (۱۸)، سختی نخستین پیوند شماره ۱ به قرار زیر خواهد بود:

$$S_{aj,ini} = 11.24 \text{ k.m/mrad} \quad (۵)$$

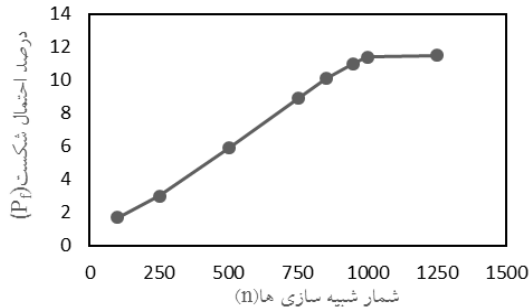
جدول (۲)، سختی نخستین هر یک از پیوندها را بر پایه راهکار چند مولفه ای نشان می دهد.

**جدول ۴- سنجش پژوهش کنونی برپایه روش عددی جزءهای محدود با روش آزمایشگاهی و روش عددی جزءهای محدود Baei و همکارانش [۲۱]**

| روش آزمایشگاهی | پژوهش کنونی بر پایه ABAQUS | Baei و همکارانش [۲۱] |
|----------------|----------------------------|----------------------|
| ۲۰/۲۹          | ۱۶/۴۳                      | ۱۸/۰۲۸               |

#### ۶-۴- تحلیل احتمالاتی

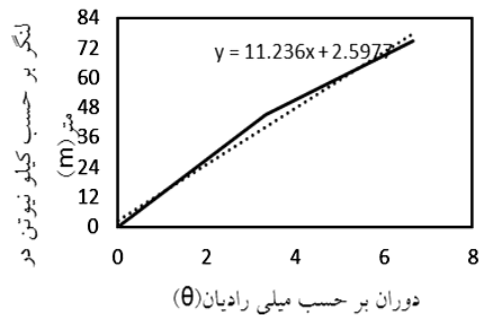
در این بخش، نخست، با گسترش برنامه منبع [۲۰] تحلیل مرتبه دوم بر پایه فن شبیه‌سازی مونت کارلو، برای هر یک از پیوندها و برای سه توزیع احتمال نرمال، لگ نرمال و یکنواخت، با ضریب‌های پراکندگی ۵ تا ۲۰ درصد بر روی قاب شکل (۱) انجام می‌شود. سپس، برای هر یک از پیوندها با توجه به معیار پاسخ سازه، شمار شکست‌ها و به دنبال آن، احتمال شکست قاب ( $P_f$ )، در دسترس قرار می‌گیرد. باید افزود، برای بررسی کفایت شمار شبیه‌سازی، نمودار احتمال شکست قاب در برابر شمار شبیه‌سازی‌ها برای توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد برای پیوند شماره ۱، در شکل (۱۹) آمده است. می‌توان دید، هنگامی که شمار شبیه‌سازی هزار نمونه باشد، احتمال شکست از دقت کافی برخوردار خواهد بود. بر این پایه، برای هر بار تحلیل، از هزار نمونه شبیه‌سازی بهره‌جویی می‌گردد.



**شکل ۱۹- نمودار درصد احتمال شکست در برابر شمار شبیه‌سازی‌ها برای پیوند شماره ۱ با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد و توزیع نرمال**

برای نمونه، شکل‌های (۲۰) تا (۲۲)، به ترتیب، نمودار توزیع پاسخ‌های به دست آمده برای پیوند شماره ۱ با توزیع‌های احتمال نرمال، لگ‌نرمال و یکنواخت با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد را نشان می‌هند. می‌توان دید، توزیع پاسخ‌ها برای هر سه توزیع به طور تقریبی به شکل تابع لگ‌نرمال می‌باشد.

همان‌گونه که در شکل‌های (۲۳) تا (۲۸) دیده می‌شود، در تمامی پیوندها، توزیع نرمال، بیشترین و توزیع یکنواخت، کمترین احتمال شکست را دارند. همچنین، برای ضریب



**شکل ۱۸- نمودار لنگر-دوران پیوند شماره ۱ در ناحیه خطی**

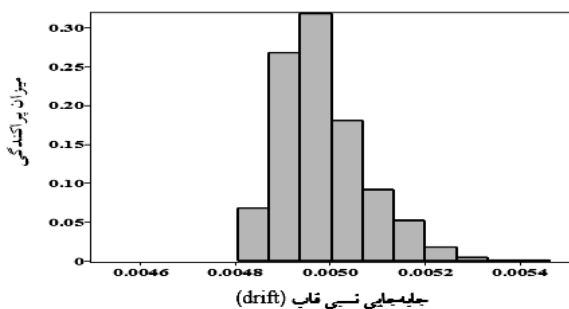
#### ۶-۳- سنجش پاسخ‌های EC3 و ABAQUS با یافته‌های آزمایشگاهی

همان‌گونه که از جدول‌های (۱) و (۲) دیده می‌شود، نتیجه‌های به دست آمده از روش عددی و روش مکانیکی تفاوت‌های زیادی با یکدیگر دارند، نکته قابل توجه این است که این تفاوت‌ها با یکدیگر نسبت مستقیم ندارند. برای نمونه در پیوندهای شماره ۱ و ۲، سختی به دست آمده از راهکار عددی نسبت به روش مکانیکی، مقدارهای بیشتری دارد در حالی که این نسبت در پیوندهای شماره ۵ و ۶ وارونه شده است و سختی به دست آمده از روش عددی در سنجش با سختی به دست آمده از فن مکانیکی، مقدارهای کمتری دارند. همانند این نتیجه‌ها را می‌توان در منبع [۱۸]، دید. باید افزود، در آیین‌نامه اروپایی در برخی از پیوندها اثر برخی عامل‌ها در الگوسازی وارد نمی‌شوند که می‌تواند یکی از سبب‌های عدم همخوانی نتیجه‌ها با پاسخ‌های روش جزءهای محدود باشد. از سوی دیگر، بر پایه سنجش پاسخ منبع‌های [۱۸] و [۲۱] با راهکارهای پژوهش کنونی که به ترتیب، در جدول‌های (۳) و (۴) آمده‌اند، می‌توان دریافت که سختی‌های به دست آمده از روش عددی نسبت به روش مکانیکی هم‌خوانی بهتری با نتیجه‌های آزمایشگاهی دارند. از این رو، می‌توان بیان کرد که سختی‌های به دست آمده از روش عددی جزءهای محدود، درست‌تر هستند. بر این پایه، در تحلیل‌های قطعی و احتمالاتی، از سختی‌های نخستین به دست آمده از روش عددی جزءهای محدود بهره‌جویی خواهد شد.

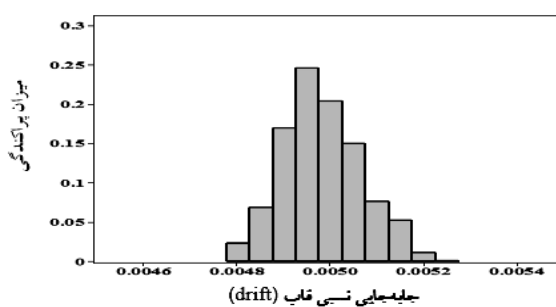
**جدول ۳- سنجش پژوهش کنونی برپایه روش آیین‌نامه اروپایی با روش آزمایشگاهی و روش مکانیکی Mofid و Shooreh [۱۸]**

| روش آزمایشگاهی | پژوهش کنونی بر پایه EC3 | Mofid و Shooreh [۱۸] |
|----------------|-------------------------|----------------------|
| ۶۶/۰۲          | ۳۴/۳۶                   | ۳۳/۳                 |

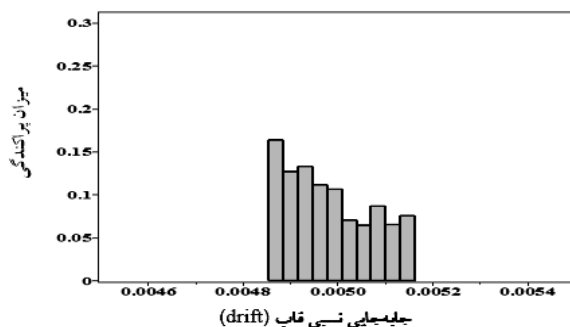




شکل ۲۱- نمودار توزیع پاسخها، برای توزیع لگ نرمال سختی نخستین با ضریب ۲۰ درصد برای پیوند شماره ۱



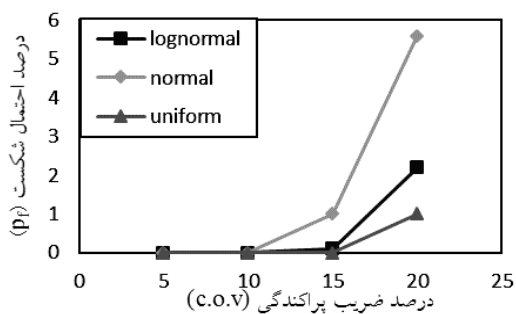
شکل ۲۰- نمودار توزیع پاسخها، برای توزیع نرمال سختی نخستین با ضریب ۲۰ درصد برای پیوند شماره ۱



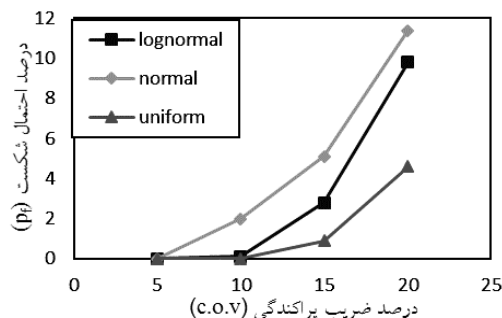
شکل ۲۲- نمودار توزیع پاسخها، برای توزیع یکنواخت سختی نخستین با ضریب ۲۰ درصد برای پیوند شماره ۱

ضریب ۲۰ درصد با شیب تندی افزایش پیدا می‌کند. همچنین، در همه پیوندها، به جز پیوند شماره ۳، شیب نمودار برای حالت نرمال همیشه از حالت لگ نرمال بیشتر است. به سخن دیگر، این پیوندها نسبت به توزیع احتمال نرمال از حساسیت بیشتری برخوردار هستند؛ در حالی که، سختی پیوند شماره ۳ نسبت به توزیع لگ نرمال حساس تر است.

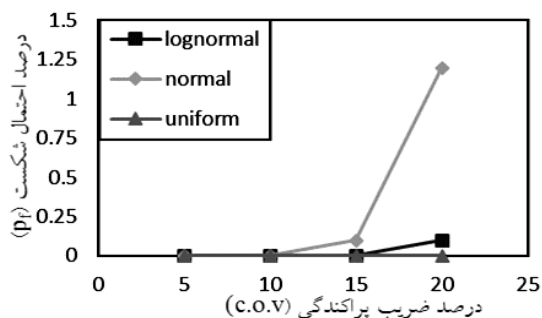
پراکندگی‌های کم، احتمال شکست ناچیز است، ولی با زیاد شدن مقدار ضریب پراکندگی سختی پیوند، احتمال شکست سازه افزایش می‌یابد. از طرفی، می‌توان دید که با افزایش ضریب پراکندگی، درصد احتمال شکست در پیوندهای شماره ۲ و ۳ و ۴ تا ضریب ۱۰ درصد ناچیز، و پس از آن با شیب بیشتری افزایش پیدا می‌کند. باید افزود، در پیوندهای شماره ۵ و ۶ احتمال شکست برای توزیع نرمال، تا ضریب ۱۵ درصد صفر است و در



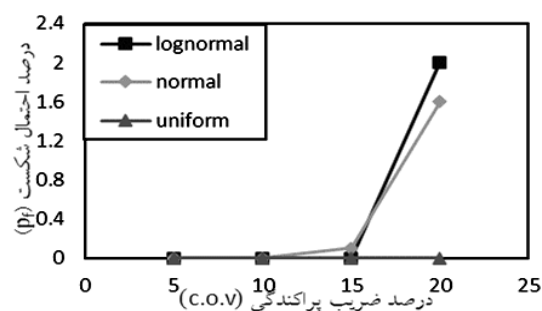
شکل ۲۴- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۲



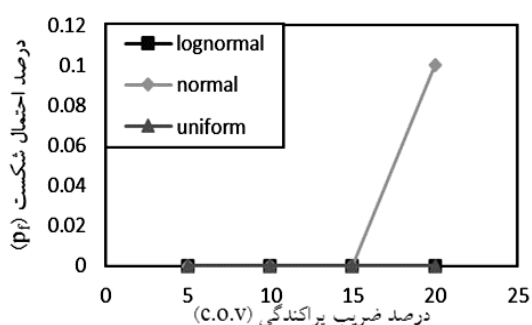
شکل ۲۳- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۱



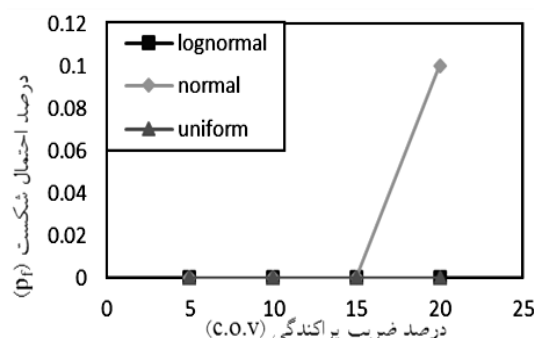
شکل ۲۶- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۴



شکل ۲۵- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۳



شکل ۲۸- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۶



شکل ۲۷- نمودار درصد احتمال شکست در برابر ضریب‌های پراکندگی سختی پیوند شماره ۵

شکل‌های (۲۹) تا (۳۴)، نمودار تابع توزیع تجمعی پاسخ‌ها (CDF) را برای پیوندهای یاد شده با توزیع‌های نرمال، نشان می‌دهد. باید افزود، عدد فراوانی نسبی برای نسبت  $\frac{DRIFIT_i}{DRIFT_{all}}=1$  در نمودار تابع توزیع تجمعی پاسخ‌ها، قابلیت اعتماد سازه ( $Re$ ) را نشان می‌دهد. برای نمونه و همانند شکل (۳۵)، این مقدار برای توزیع نرمال با ضریب ۲۰ درصد در پیوند شماره ۱، برابر با  $Re=0.887$  خواهد بود. همچنین، قابلیت اعتماد با در اختیار داشتن احتمال شکست ( $P_f$ )، از رابطه (۶) به دست می‌آید.

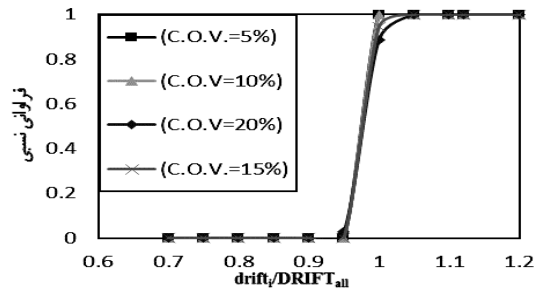
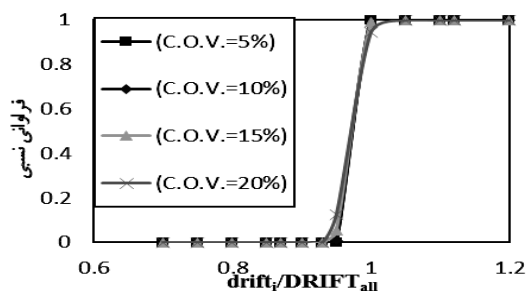
$$Re = 1 - P_f \quad (6)$$

در ادامه، درصد قابلیت اعتماد نمونه‌های یکم تا ششم، برای توزیع‌ها و ضریب‌های پراکندگی متفاوت در جدول (۵) آمده است. با سنجش پاسخ‌ها می‌توان دید، افزایش سختی نخستین پیوند، قابلیت اعتماد قاب را افزایش می‌دهد. می‌توان دید، پیوندهای شماره ۵ و ۶ بیشترین درصد قابلیت اعتماد را دارند. به سخن دیگر، به جز در توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد، در تمامی حالت‌ها، درصد قابلیت اعتماد ۱۰۰ درصد می‌باشد. از سوی دیگر، پیوند شماره ۱، همواره کمترین قابلیت اعتماد را دارد.

باید افزود، پیوند شماره ۱ که کمترین سختی را دارد، به هر سه توزیع تصادفی حساس می‌باشد. از سوی دیگر، پیوندهای شماره ۵ و ۶ که دارای بیشترین سختی هستند، رفتار همانندی دارند و دارای کمترین احتمال شکست می‌باشند. یادآوری می‌کند، پیوندهای شماره ۱ و ۴ از نوع (BUEEP) و بدون سخت کننده هستند، با این تفاوت که در پیوند شماره ۴ ضخامت ورق انتهایی افزایش یافته و قطر پیچ‌ها کاهش پیدا کرده است. می‌توان دید، این تفاوت، با افزایش سختی پیوند، احتمال شکست را برای همه ضریب‌ها و توزیع‌های متفاوت، کاهش می‌دهد.

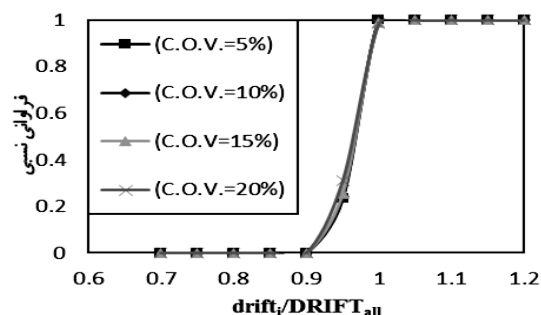
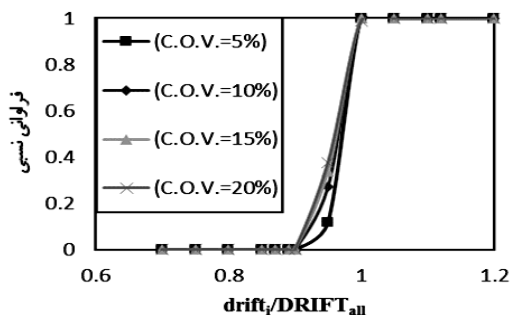
سه توزیع تصادفی حساس می‌باشد. از سوی دیگر، پیوندهای شماره ۵ و ۶ که دارای بیشترین سختی هستند، رفتار همانندی دارند و دارای کمترین احتمال شکست می‌باشند. یادآوری می‌کند، پیوندهای شماره ۱ و ۴ از نوع (BUEEP) و بدون سخت کننده هستند، با این تفاوت که در پیوند شماره ۴ ضخامت ورق انتهایی افزایش یافته و قطر پیچ‌ها کاهش پیدا کرده است. می‌توان دید، این تفاوت، با افزایش سختی پیوند، احتمال شکست را برای همه ضریب‌ها و توزیع‌های متفاوت، کاهش می‌دهد.





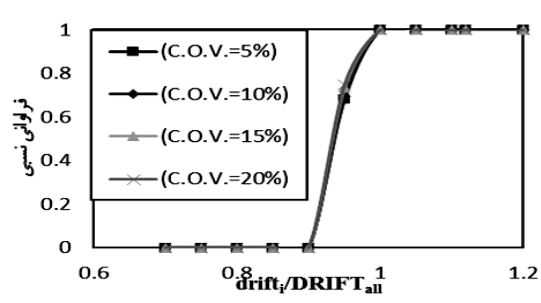
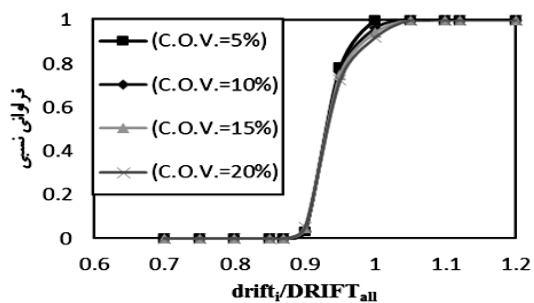
شکل ۲۹- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۱

شکل ۳۰- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۲



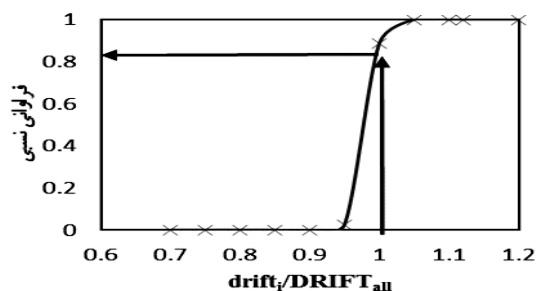
شکل ۳۱- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۳

شکل ۳۲- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۴



شکل ۳۳- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۵

شکل ۳۴- نمودار تجمعی پاسخ‌های قاب ساده فولادی  
برای توزیع نرمال در پیوند شماره ۶



شکل ۳۵- نمودار تجمعی پاسخ‌های (CDF) برای توزیع نرمال با ضریب ۲۰ درصد برای پیوند شماره ۱

جدول ۵- درصد قابلیت اعتماد برای همه پیوندها با توزیع‌ها و

ضریب‌های پراکندگی متفاوت

| توزیع احتمال (PDF) | ضریب پراکندگی (C.O.V) | پیوند شماره ۱ | پیوند شماره ۲ | پیوند شماره ۳ | پیوند شماره ۴ | پیوند شماره ۵ | پیوند شماره ۶ |
|--------------------|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| یکنواخت            | %۱۰                   | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۱۵                   | ۹۹/۱          | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۲۰                   | ۹۵/۴          | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
| نرمال              | %۱۰                   | ۹۹/۸          | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۱۵                   | ۹۴/۴          | ۹۹/۸          | ۹۹/۹          | ۹۹/۹          | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۲۰                   | ۸۸/۷          | ۹۴/۴          | ۹۸/۸          | ۹۸/۸          | ۹۹/۹          | ۹۹/۹          |
| لگ‌نرمال           | %۱۰                   | ۹۹/۱          | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۱۵                   | ۹۷/۳          | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           | ۱۰۰           |
|                    | %۲۰                   | ۹۰/۳          | ۹۹/۸          | ۹۹/۸          | ۹۹/۸          | ۱۰۰           | ۱۰۰           |

جدول ۶- ضریب کاهنده تغییرمکان جانبی برای همه پیوندها با

توزیع‌ها و ضریب‌های پراکندگی متفاوت

| توزیع احتمال (PDF) | ضریب پراکندگی (C.O.V) | پیوند شماره ۱ | پیوند شماره ۲ | پیوند شماره ۳ | پیوند شماره ۴ | پیوند شماره ۵ | پیوند شماره ۶ |
|--------------------|-----------------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|
| یکنواخت            | %۱۰                   | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             |
|                    | %۱۵                   | ۰/۹۹          | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             |
|                    | %۲۰                   | ۰/۹۸          | ۰/۹۹          | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             |
| نرمال              | %۱۰                   | ۰/۹۹          | ۰/۹۶          | ۰/۹۷          | ۰/۹۸          | ۰/۹۹          | ۱             |
|                    | %۱۵                   | ۰/۹۶          | ۰/۹۳          | ۰/۹۴          | ۰/۹۵          | ۰/۹۷          | ۰/۹۸          |
|                    | %۲۰                   | ۰/۹۳          | ۰/۹۱          | ۰/۹۲          | ۰/۹۳          | ۰/۹۵          | ۰/۹۷          |
| لگ‌نرمال           | %۱۰                   | ۰/۹۹          | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             |
|                    | %۱۵                   | ۰/۹۸          | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             | ۱             |
|                    | %۲۰                   | ۰/۹۶          | ۰/۹۷          | ۰/۹۸          | ۰/۹۹          | ۱             | ۱             |

### ۶-۵- ضریب کاهنده تغییرمکان جانبی قاب

در این بخش، برای هریک از پیوندها و در همه حالت‌های بررسی شده، یک ضریب کاهنده برای دستیابی به قابلیت اعتماد ۱۰۰ درصد و هماهنگی تغییرمکان جانبی قاب با مقدار مجاز آیین‌نامه ایران در دسترس قرار می‌گیرد. ضریب مورد نظر، در پیوندهایی که جابه‌جایی نسبی آن‌ها از مقدار مجاز بیشتر است، با تقسیم تغییرمکان مجاز به مقدار بیشترین جابه‌جایی و همانند رابطه (۷) به دست می‌آید. بر این پایه، احتمال شکست برابر صفر خواهد گردید. به سخن دیگر، این ضریب، بیشینه تغییرمکان نسبی را به جابه‌جایی نسبی مجاز تبدیل می‌نماید. جدول (۶)، مقدارهای این ضریب را برای شش پیوند بررسی شده در قاب شکل (۱) نشان می‌دهد.

$$\alpha = \frac{DRIFT_{all}}{(DRIFT_i)_{max}} \quad (7)$$

### ۷- نتیجه‌گیری

در این مقاله، نخست، شش پیوند، از میان سه گروه از پیوندهای از پیش تایید شده آیین‌نامه فولاد ایران (BUEEP, WFP و BSEEP) طرح گردید و سختی هر یک از آن‌ها با دو روش مکانیکی فنرها و عددی جزءهای محدود به دست آمد. در ادامه، با اختیار جابه‌جایی نسبی مجاز قاب ساده فولادی به عنوان معیار شکست و با به کارگیری فن شبیه‌سازی مونت‌کارلو، قاب یادشده، ۷۲۰۰۰ بار برای پیوندهای متفاوت با ضریب‌ها و توزیع‌های گوناگون تحلیل شد. با بررسی پاسخ‌های نمونه‌های مورد مطالعه، یافته‌های زیر در دسترس قرار گرفت:

۱- سختی‌های نخستین به دست آمده از روش عددی جزءهای محدود (ABAQUS)، نسبت به روش پیشنهادی آیین‌نامه اروپایی (EC3)، با نتیجه‌های آزمایشگاهی هم‌خوانی مناسب‌تری دارند.

۲- سختی نخستین پیوند به عنوان یکی از عامل‌های عدم قطعیت، در تحلیل سازه‌های فولادی بایستی وارد شود. پاسخ‌ها نشان می‌دهند، کاهش سختی نخستین یک پیوند، احتمال شکست در قاب ساده فولادی را افزایش می‌دهد.

۳- برای توزیع‌های یکنواخت، نرمال و لگ‌نرمال سختی نخستین پیوند، جابه‌جایی نسبی قاب به طور تقریبی، دارای توزیعی به شکل لگ‌نرمال می‌باشد.

۴- برای همه پیوندها، به جز پیوند شماره ۳، شیب نمودار احتمال شکست در برابر ضریب پراکندگی سختی پیوند، برای حالت نرمال، همواره بیشتر از حالت لگ‌نرمال می‌باشد. به سخن دیگر، پیوند شماره ۳ نسبت به توزیع لگ‌نرمال حساس‌تر است و درصد احتمال شکست برای این پیوند در توزیع لگ‌نرمال مقدارهای بیشتری دارد.

۵- پیوندهای شماره ۱ و ۲، به ترتیب در گروه‌های BUEEP و WFP، با توزیع نرمال و ضریب پراکندگی ۲۰ درصد، دارای بالاترین احتمال شکست می‌باشند که مقدار آن‌ها، به ترتیب، برابر با ۱۱/۳ و ۵/۶ درصد است.

۶- پیوندهای شماره ۵ و ۶، در گروه BSEEP، بیشترین درصد قابلیت اعتماد را دارند. به بیان دیگر، به جز توزیع نرمال با ضریب پراکندگی ۲۰ درصد، در تمام حالت‌ها، درصد قابلیت اعتماد آن‌ها ۱۰۰ می‌باشد.



[9] Chen, W.F. and Lui, E.M., (1991), "Stability Design of Steel Frames", Boca Raton: CRC Press.

[۱۰] رضایی پزند، م.، شهاییان، ف. و بمبائی چی، م. (۱۳۹۳)، "تحلیل احتمالاتی پایداری قاب‌های فولادی ساده و دروازه‌ای با پیوندها و تکیه‌گاه‌های نرم"، نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد، سال دهم، شماره‌ی شانزده، ص. ۵۱-۷۹.

[11] Kala, Z. (2011), "Sensitivity Analysis of Stability Problems of Steel Plane Frames", Thin-Walled Structures, Vol. 49, No. 5, pp. 645-651.

[۱۲] لطف‌اللهی یقین، م.ع. و نگین، م. (۱۳۸۹)، "مطالعه اثر اتحنای اولیه تصادفی اعضا بر قابلیت اعتماد قاب‌های فولادی"، مجله علمی پژوهشی مدرس عمران، دوره‌ی دهم، ص. ۵۷-۶۹.

[13] Young, C.R. and Jackson, K.B. (1934), "The Relative Rigidity of Welded and Riveted Connections", Canadian Journal of Research, Vol. 11, No. 1-2, pp. 62-134.

[14] Concepcion, D., Pascual, M., Mariano, V. and Osvaldo, M.Q. (2011), "Review on the Modelling of Joint Behaviour in Steel Frames", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp.741-758.

[15] Faella, C., Piluso, V. and Rizzano, G. (2000), "Elastic Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software", Boca Raton: CRC Press.

[16] Liew, J.Y., White, D.W. and Chen, W.F. (1993), "Limit States Design of Semi-rigid Frames Using Advanced Analysis: Part 1: Connection Modeling and Classification", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 26, No. 1, pp. 1-27.

[17] European Committee for Standardisation (CEN), (1998), Eurocode 3: Annex J: Joints in Building Frames (ENV 1993-1-1:1992/A2), Brussels.

[18] Mohamadi-shooreh, M.R. and Mofid, M. (2008), "Parametric Analyses on the Initial Stiffness of Flush End-Plate Splice Connections Using FEM", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 64, No. 10, pp. 1129-1141.

[19] Bose, S.K., McNeice, G.M. and Sherbourne, A.N. (1972), "Column Webs in Steel Beam to Column Connections Part I: Formulation and Verification", Computers and Structures, Vol. 2, No. 1, pp.253-279.

[20] Rezaiee-Pajand, M., Bambaeechee, M. and Sarafrazi, S.R. (2011), "Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Steel Frame with Semi-rigid Connections", International Journal of Engineering, Vol. 24, No. 3, pp. 203-220.

[21] Baei, M., Ghassemieh, M. and Goudarzi, A. (2012), "Numerical Modeling of End-Plate Moment Connection Subjected to Bending and Axial Forces", Journal of Mathematics and Computer Science, Vol. 4, No. 3, pp. 3463-3472.

۷- برای قاب یک طبقه و یک دهانه مورد مطالعه و در میان پیوندهای بررسی شده، کوچک‌ترین ضریب‌های کاهنده پیشنهادی به پیوندهای شماره ۱ و ۲ تعلق دارد. بر این پایه، برای توزیع نرمال و ضریب پراکندگی ۲۰ درصد، ضریب کاهنده برای این پیوندها، به ترتیب، ۰/۹۳ و ۰/۹۴ می‌باشد. به سخن دیگر، طرح قاب مورد مطالعه با پیوندهای شماره ۱ و ۲، به ترتیب در گروه‌های BUEEP و WFP، بر پایه معیار تغییرمکان جانبی، کمترین قابلیت اعتماد را دارد. شایان توجه است، تعیین ضریب کاهنده و قابلیت اعتماد قاب با تغییر عامل‌هایی همچون شمار دهانه‌ها و طبقه‌ها نیازمند بررسی بیشتری خواهد بود.

#### ۸- مراجع

[1] Gao, L. and Haldar, A. (1995), "Safety Evaluation of Frames with PR Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 7, pp. 1101-1109.

[2] Zhang, J. and Ellingwood, B. (1995), "Effects of Uncertain Material Properties on Structural Stability", Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 4, pp. 705-716.

[3] Song, J. and Ellingwood, B. (1999), "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: I", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 4, pp. 357-371.

[4] Song, J. and Ellingwood, B. (1999), "Seismic Reliability of Special Moment Steel Frames with Welded Connections: II", Journal of Structural Engineering, Vol. 125, No. 4, pp. 372-384.

[5] Sakurai, S., Ellingwood, B.R., and Kushiya, S. (2001), "Probabilistic Study of the Behavior of Steel Frames with Partially Restrained Connections", Journal of Structural Engineering, Vol. 23, No. 11, pp. 1410-1417.

[6] Huh, J. and Haldar, A. (2002), "Seismic Reliability of Non-Linear Frames with PR Connections Using Systematic RSM", Probabilistic Journal of Engineering Mechanics, Vol. 17, No. 2, pp. 177-190.

[7] Hadianfard, M.A. and Razani, R. (2003), "Effects of Semi-Rigid Behavior of Connections in the Reliability of Steel Frames", Journal of Structural Safety, Vol. 25, No. 2, pp. 123-138.

[8] Duan, H.J., Zhao, J.C. and Song, Z.S. (2011), "Effects of Initial Imperfection of Bolted End-plate Connections in the Reliability of Steel Portal Frames", Procedia Engineering, Vol. 14, pp. 2164-2171.

#### پی نوشت

<sup>1</sup> Reliability

<sup>2</sup> Initial stiffness of connection

<sup>3</sup> Monte-Carlo simulation method

<sup>4</sup> Probabilistic analysis





# تأثیر فولاد نرم و تغییرات ضخامت ورق و بررسی ضخامت و جهت قرارگیری الیاف در شکل‌پذیری و مقاومت نهایی دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه (GFRP)

سید ابراهیم سادات خلردی<sup>۱\*</sup>، علیرضا جهان‌پور<sup>۲</sup>، محمدعلی برخوردار<sup>۳</sup>، میلاد فرخزاد<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر

۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه ملایر، ملایر

۳- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران

۴- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، دانشگاه علم و صنعت، تهران

\* ملایر، صندوق پستی ۹۵۸۶۳-۶۵۷۱۹، kholerdiabrahim55@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۱/۳۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۲/۱۲)

## چکیده

نوع جدیدی از دیوارهای برشی فولادی که دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید نامیده می‌شود برخلاف دیوار برشی فولادی سنتی که ورق فولادی به ستون‌های اصلی سازه متصل است، ورق فولادی به ستون‌های فرعی که وظیفه تحمل نیروهای پس‌کمانش ورق را دارند متصل می‌شود. برای بهبود عملکرد دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید می‌توان از الیاف پلیمری استفاده کرد. این مقاله، تأثیر تنش تسلیم و ضخامت ورق و همچنین ضخامت و جهت قرارگیری الیاف بر دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید تقویت شده با الیاف پلیمری از جنس شیشه (GFRP) را مورد بررسی قرار می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد استفاده از ورق با تنش تسلیم پایین در سیستم دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید تقویت شده با الیاف، رفتار سیستم را بهبود بخشیده و جذب انرژی و شکل‌پذیری را افزایش می‌دهد. بعلاوه افزایش ضخامت ورق، سختی داخلی را افزایش داده و در افزایش مقاومت نهایی نسبت به افزایش تنش تسلیم مؤثرتر است همچنین پارامترهای لرزه‌ای سیستم پیشنهاد شده با افزایش ضخامت الیاف، تا حد بهینه افزایش می‌یابند.

## واژگان کلیدی

دیوار برشی فولادی، نیمه‌مقید، فولاد نرم، الیاف پلیمری

## The Effect of Yield Stress, Plate Thickness, and Fibers Thickness and Orientation on Ultimate Capacity and Ductility of Semi-Supported Steel Plate Shear Walls Reinforced by Glass Fiber Polymers

S.E. Sadat Kholerdi, A.Jahanpour, M.A.Barkhordari, M.Farokhzad

### Abstract

In this new type of steel plate shear wall, called semi-supported steel plate shear wall, steel plates are connected to secondary columns which are responsible for undergoing post-buckling force of plates while in the traditional steel plate shear walls, steel plates are connected to main columns. Fiber polymers can be utilized to improve the functionality of semi-supported steel plate shear walls. The effect of yield stress, plate thickness, and fibers thickness and orientation on semi-supported steel plate shear walls reinforced by glass fiber polymers has been investigated in this study. The results exhibit that the behavior of system as well as its energy absorption and ductility can be enhanced by using plates with lower amounts of yield stress. Increasing each of plates thickness or yield stress improves ultimate resistance although the effect of plates thickness is much more remarkable than that of yield stress. Moreover, increasing the fibers thickness increases seismic parameters of the supposed system up to an optimal limit.

### Keywords

Steel shear wall, Semi rigid, Low yield point steel (LYP), Fiber polymer

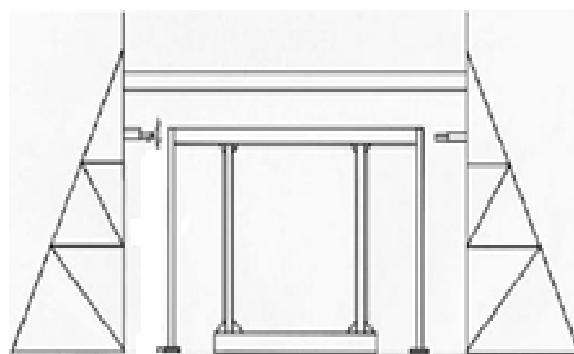


نتیجه گرفتند که اگر ورق فقط به تیرها متصل شده باشد، اقتصادی‌ترین سیستم حاصل شده و در عین حال سازه دارای رفتاری مناسب می‌باشد. Driver و همکارانش [۱۶] در سال ۲۰۰۱ پیشنهاد دادند که ورق دیوار به همراه اعضای خود با تیرهای واسطه‌ای که در تراز تیرهای اصلی هستند، به اعضای قاب متصل شوند. آن‌ها تأکید کردند، اگرچه ستون را می‌توان طوری طراحی کرد که هم در برابر بارهای جانبی (مهار میدان کشش و نیروهای داخلی اعضای قاب به سبب بار جانبی) و هم برای بارهای قائم مقاوم باشد، اما جدا کردن این دو حالت می‌تواند سودمند باشد. در ادامه سیستم جدیدی توسط Moharrami و همکارانش [۱۷ و ۱۸] پیشنهاد شد که دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید (SSSSW)<sup>۲</sup> نام داشت و همان‌طور که در شکل (۱) نمایش داده شده است در این نوع از دیوار برشی فولادی، ورق فولادی به ستون‌های اصلی قاب که وظیفه تحمل بار ثقلی را دارند متصل نیست، بلکه به ستون‌های ثانویه‌ای وصل است که تحت بار قائم قرار ندارند. بعدها Jahanpour و همکارانش [۱۹] ظرفیت باربری نهایی این سیستم را مورد ارزیابی قرار دادند. از سوی دیگر مطالعات اخیر نشان می‌دهد الیاف تقویت شده پلیمری (FRP)<sup>۳</sup> با افزایش مقاومت نهایی، سختی و شکل‌پذیری برای بهبود پارامترهای لرزه‌ای سازه‌های فلزی آسیب دیده و یا غیراستاندارد مناسب هستند. الیاف FRP تا نقطه گسیختگی رفتار خطی از خود نشان می‌دهند که این امر می‌تواند سبب افزایش سختی و مقاومت نهایی سازه شود [۲۰ و ۲۱].

دیوار برشی فولادی (SSW)<sup>۱</sup> شبیه یک تیر ورق است که به صورت قائم در تمام ارتفاع ساختمان قرار داده شده است. استفاده از دیوار برشی فولادی به علت سختی و شکل‌پذیری بالا و پایداری حلقه‌های هیستریزیس به عنوان سیستم مقاوم لرزه‌ای در تمام دنیا در حال افزایش است [۱]. تعداد زیادی از محققان در جهان مثل Driver [۲ و ۳]، Elgaaly [۴]، Astaneh-Asl [۵ و ۶] و Sabouri-Ghomi و همکارانش [۷ و ۸]، تمرکز تحقیقاتشان را بر روی رفتار دیوار برشی فولادی قرار داده‌اند و بررسی‌های تئوری و آزمایشگاهی فراوانی انجام داده‌اند. سختی، شکل‌پذیری و جذب انرژی مناسب دیوارهای برشی فولادی باعث شده است تا به عنوان یک سیستم باربر جانبی کارآمد مورد استفاده قرار گیرد. در رابطه با سه پارامتر ذکر شده به عنوان پارامترهای لرزه‌ای یک سیستم باربر جانبی، نیز، محققین زیادی به مطالعه و پژوهش پرداختند [۹-۱۴]. اساس ایده دیوار برشی فولادی استفاده از رفتار پس‌کمانشی ورق می‌باشد که تنش زیادی به ستون‌ها وارد می‌کند بنابراین برای جلوگیری از تغییرشکل‌های بزرگ ستون و فروریختن سازه باید از ستون‌های قوی استفاده کرد که این امر موجب غیراقتصادی شدن سیستم می‌شود [۳]. محققین برای رفع این مشکل پیشنهاداتی را ارائه کردند. Lu و Xue برای اولین بار در یک تحقیق عددی در سال ۱۹۹۴ [۱۵] شکل دیوار برشی فولادی را طوری در نظر گرفتند که لبه‌های ورق دیوار آزاد بوده و به ستون‌ها متصل نشود و بدین ترتیب میدان کشش از ورق به ستون‌ها منتقل نگردد. آن‌ها



شکل آزمایشگاهی (ب)



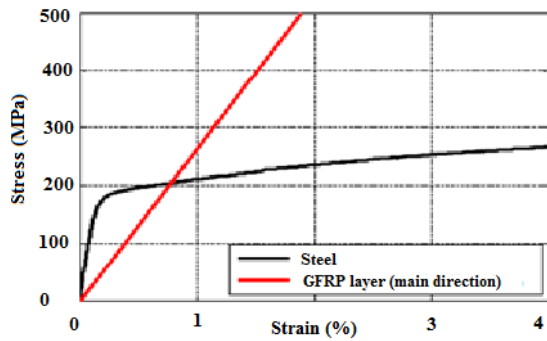
شکل شماتیک (الف)

شکل ۳- شکل دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید Moharrami و همکارانش [۱۸]

فولادی نیمه‌مقید مرکب با الیاف (CSSSSW)<sup>۵</sup> می‌پردازد و در کنار آن تأثیر ضخامت ورق فولادی، استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین (LYP)<sup>۶</sup>، ضخامت الیاف پلیمری و جهت قرار

برای بهبود رفتار دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید می‌توان از الیاف پلیمری شیشه (GFRP)<sup>۴</sup> استفاده کرد. این مقاله با کمک نرم‌افزار ABAQUS به بررسی پارامترهای لرزه‌ای دیوار برشی

دو خطی).



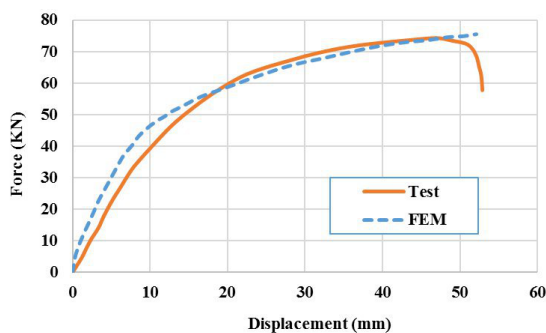
شکل ۲- مقایسه نمودار تنش- کرنش فولاد و الیاف [۲۱]

### ۲-۲- روش مطالعه

برای مدل کردن آنالیز الاستیک غیرخطی المان محدود، از نرم‌افزار ABAQUS نسخه (6.5.1) [۲۳] استفاده شده است. برای مدل کردن ورق، تیر و ستون از المان Solid از نوع سه بعدی ۱۰ گرهی (C3D10) و برای مدل کردن لایه‌های GFRP از المان S4R (المان پوسته‌ای ۴ گره‌ای با انتگرال کاهش یافته) استفاده شد.

### ۲-۳- صحت‌سنجی مدل

به منظور صحت‌سنجی نتایج بدست آمده از نرم‌افزار، این نتایج با نتایج نمونه ساخته شده توسط محرمی در مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن که در شکل (۱) نشان داده شده است مورد مقایسه قرار گرفته است (شکل (۳)). همانطور که از شکل (۳) پیداست، سازگاری بسیار مناسبی بین نتایج بدست آمده برقرار است.



شکل ۳- مقایسه منحنی نیرو-جابجایی به دست آمده از آزمایش [۱۸] با نتایج مدل المان محدود

در جدول (۲) مشخصات هندسی و در جدول (۳) مشخصات مکانیکی مدل مورد آزمایش توسط محرمی و همکاران ارائه شده است.

گیری لایه‌ها را نیز مورد بررسی قرار می‌دهد. نتایج نشان می‌دهد استفاده از فولاد LYP در سیستم پیشنهادی مناسب بوده و آن را به سمت شکل‌پذیری و جذب انرژی بالاتر سوق می‌دهد، به علاوه افزایش ضخامت ورق فولادی بیش از افزایش تنش تسلیم فولاد در پارامترهای لرزه‌ای مؤثر است. همچنین با افزایش ضخامت لایه‌های GFRP تا حد بهینه می‌توان ظرفیت برشی سیستم و شکل‌پذیری آن را افزایش داد.

## ۲- تحلیل عددی

### ۲-۱- فرضیات اساسی در تحلیل

مدل‌سازی‌های انجام شده برای بررسی تأثیر ضخامت و تنش تسلیم ورق و همچنین تأثیر ضخامت و جهت قرارگیری الیاف در سیستم CSSSW انجام شده است.

برای تقویت کلیه سیستم‌ها در هر سمت ورق از تعداد ۵ لایه ۱ میلیمتری الیاف پلیمری در فواصل یکسان در هر یک از راستاهای قطری ورق استفاده شده است. مشخصات مکانیکی الیاف پلیمری در مدل‌های المان محدود در جدول (۱) ذکر شده و نمودار تنش- کرنش آن‌ها در شکل (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی الیاف پلیمری شیشه (GFRP) [۲۱]

| $T_y$ | $T_x$ | $G_{23}$ | $G_{13}$ و $G_{12}$ | $E_y$ | $E_x$ |
|-------|-------|----------|---------------------|-------|-------|
| MPa   | MPa   | MPa      | MPa                 | GPa   | GPa   |
| ۲۳    | ۵۳۷   | ۳۴۲۵     | ۵۶۰۸                | ۷/۰۷  | ۲۶/۴۹ |

\*  $E_y$  و  $E_x$  به ترتیب مدول الاستیسیته کششی الیاف در جهت  $x$  و  $y$  می‌باشند،  $G_{12}$ ،  $G_{13}$  و  $G_{23}$  به ترتیب مدول الاستیسیته برشی در صفحات  $xy$ ،  $xz$  و  $yz$  هستند و  $T_x$  و  $T_y$  بیانگر مقاومت کششی در جهت  $x$  و  $y$  می‌باشند.

در تحلیل‌های پوش آور رفتار الیاف پلیمری به صورت لایه-ای و کامپوزیت در نظر گرفته می‌شود. همچنین به جهت ساده‌سازی مدل‌سازی عددی در نرم‌افزار، فرضیات زیر در نظر گرفته شده است:

- ۱- رفتار لایه‌های GFRP الاستیک خطی در نظر گرفته می‌شود.
- ۲- هیچ لغزشی در محل چسبندگی بین لایه‌های GFRP و فولاد وجود ندارد.
- ۳- الیاف پلیمری و ماده چسبنده در مدل المان محدود، هر دو به عنوان یک‌لایه در نظر گرفته می‌شوند.
- ۴- از تئوری فون مایز (Von Misses) به دلیل دقت بالا در مدل‌سازی‌ها استفاده شده است [۲۱].
- ۵- از حرکت خارج از صفحه ستون‌ها در تمامی مدل‌ها جلوگیری شده است.
- ۶- فولاد مورد استفاده دارای رفتار غیرخطی است (رفتار دو

جدول ۲- مشخصات مکانیکی اعضای فولادی در آزمایش [۱۸]

| المان‌ها  | مدول الاستیسته<br>GPa | تنش تسلیم<br>MPa | تنش نهایی<br>MPa |
|-----------|-----------------------|------------------|------------------|
| تیر       | ۲۰۰                   | ۳۶۰              | ۴۵۰              |
| ستون اصلی | ۲۰۰                   | ۳۶۰              | ۴۵۰              |
| ستون فرعی | ۲۰۰                   | ۳۶۰              | ۴۵۰              |
| ورق       | ۲۰۰                   | ۲۴۰              | ۳۰۰              |

جدول ۳- مشخصات هندسی اعضای فولادی در آزمایش [۱۸]

| المان     | ارتفاع<br>جان (h)<br>mm | پهنای<br>بال (b)<br>mm | ضخامت<br>بال (t <sub>f</sub> )<br>mm | ضخامت<br>جان (t <sub>w</sub> )<br>mm |
|-----------|-------------------------|------------------------|--------------------------------------|--------------------------------------|
| تیر       | ۲۴۰                     | ۱۲۰                    | ۹/۸                                  | ۶/۲                                  |
| ستون اصلی | ۱۶۰                     | ۸۲                     | ۷/۴                                  | ۵                                    |
| ستون فرعی | ۱۲۰                     | ۵۵                     | ۹                                    | ۷                                    |

#### ۲-۴- مدل‌سازی‌های انجام شده

نمونه ساخته شده توسط محرمی و همکارانش به عنوان مدل اولیه (S) در نظر گرفته شد. در این مقاله سعی شده است تا از خاصیت بالا بودن مقاومت کششی نهایی و همچنین پایین بودن مدول الاستیسته یالیاف در مقایسه با فولاد استفاده و از این مواد به عنوان عضو کمکی در کنار ورق فولادی برای تحمل بارهای جانبی استفاده شود. همچنین تأثیر این تسلیم در ضخامت‌های متغیر ورق و یالیاف، تنش‌های متفاوت ورق فولادی و طرز قرارگیری یالیاف نیز مورد بررسی قرار گرفته است. برای این منظور مدل‌سازی‌هایی طبق جدول (۴) انجام شده است.

#### ۲-۵- تحلیل نتایج

نتایج بدست آمده برای مدل‌های مختلف که طبق جدول (۴) ساخته شده‌اند در جدول (۵) ارائه شده است. نتایج برای ورق با ضخامت و تنش تسلیم متفاوت با و بدون یالیاف و همچنین تأثیر ضخامت و جهت قرارگیری یالیاف بر روی مقاومت و شکل‌پذیری دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید در لبه‌ها ارائه شده‌اند. در این جدول‌ها زاویه قرارگیری یالیاف به صورت صفر درجه (افقی)، ۹۰ درجه (عمودی) و ۴۵ درجه است که مدل آن‌ها در شکل (۴) نشان داده شده است.

تأثیر تغییرات تنش تسلیم ورق بر مقاومت نهایی، جذب انرژی و شکل‌پذیری به ترتیب در شکل‌های (۵)، (۶) و (۷) نشان داده شده‌اند. از شکل (۵) می‌توان فهمید که با افزایش تنش تسلیم در ورق، مقاومت نهایی به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد (هر چه تنش تسلیم ورق بیشتر می‌شود مقاومت

نهایی آن نیز بیشتر می‌شود) و با مسلح کردن ورق با یالیاف این روند تغییر نمی‌کند و شیب مانند قبل ثابت می‌ماند ولی تسلیم با افزایش مقاومت کششی سیستم سبب می‌شود مقادیر مقاومت نهایی نظیر به نظیر برای هر مدل به طور میانگین ۵۹٪ افزایش یابند. شکل (۶) بیانگر این مطلب است که با افزایش تنش تسلیم ورق، تأثیر تغییر انرژی جذب شده همانند تغییر در مقاومت نهایی بوده و با افزایش تنش تسلیم در ورق، انرژی جذب شده به صورت خطی با شیب ثابت، افزایش می‌یابد و با مسلح کردن ورق با یالیاف این روند تکرار می‌شود و شیب مانند قبل ثابت می‌ماند ولی تسلیم سبب می‌شود با افزایش انرژی ورق و نه قاب، مقادیر انرژی جذب شده نظیر به نظیر برای هر مدل به طور میانگین ۴۰٪ افزایش یابد. شکل (۷) نشان می‌دهد که با افزایش تنش تسلیم در ورق، شکل‌پذیری به صورت خطی با شیب ثابت کاهش می‌یابد و با مسلح کردن ورق با یالیاف این روند تکرار می‌شود (اعداد روی شکل‌ها، نام مدل‌ها هستند که در جدول (۴) مشخص شده‌اند).

نتایج مربوط به تغییر ضخامت ورق بر سه پارامتر مقاومت نهایی، جذب انرژی و شکل‌پذیری در شکل‌های (۸)، (۹) و (۱۰) نشان داده شده‌اند. شکل (۸) نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت ورق مقاومت نهایی به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد. در مدل‌های مسلح شده نیز با افزایش ضخامت ورق مقاومت نهایی افزایش می‌یابد با این تفاوت که در این حالت شیب این افزایش به ازای افزایش ضخامت ورق، ثابت نیست و با اضافه شدن ضخامت ورق از ۱ به ۲ میلیمتر، جهش چشمگیری در افزایش مقاومت در مدل‌های مسلح شده مشاهده می‌شود. شکل (۹) نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت ورق انرژی جذب شده افزایش می‌یابد و با افزایش ضخامت ورق از ۴ میلیمتر به ۵ میلیمتر، تأثیر افزایش ضخامت در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد، به عبارت دیگر با افزایش ضخامت از حد بهینه، تأثیر این پارامتر در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد. در مدل‌های مسلح شده نیز با افزایش ضخامت، انرژی جذب شده افزایش می‌یابد با این تفاوت که به ازای افزایش ضخامت ورق از ۱ به ۲ میلیمتر جهش چشمگیری در افزایش انرژی جذب شده در مدل‌های مسلح شده مشاهده می‌شود. همچنین در مدل‌های مسلح شده روند توضیح داده شده در افزایش ضخامت از ۴ میلیمتر به ۵ میلی‌متر ملاحظه می‌گردد و در این حالت با کاهش نسبت ضخامت یالیاف به ضخامت ورق، تأثیر افزایش ضخامت در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد، به عبارت دیگر با افزایش ضخامت از حد بهینه،



تأثیر این پارامتر در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد. با انجام مدل‌سازی‌های بیشتر می‌توان این نسبت بهینه را پیدا کرد. شکل (۱۰) نشان می‌دهد که تغییر ضخامت ورق و افزایش تدریجی آن تأثیر یکنواختی در شکل‌پذیری ندارد و با افزایش ضخامت از ۱ به ۲ میلیمتر شکل‌پذیری افزایش می‌یابد،

با افزایش ضخامت ورق از ۲ به ۳ و از ۳ به ۴ میلیمتر، تقریباً شکل‌پذیری ثابت می‌ماند و با افزایش ضخامت از ۴ به ۵ میلیمتر کاهش شکل‌پذیری مشاهده می‌شود. با تسلیح ورق به کمک الیاف این روند تکرار می‌شود با این تفاوت که شکل‌پذیری مدل‌ها به طور میانگین ۱۵٪ کاهش می‌یابد.

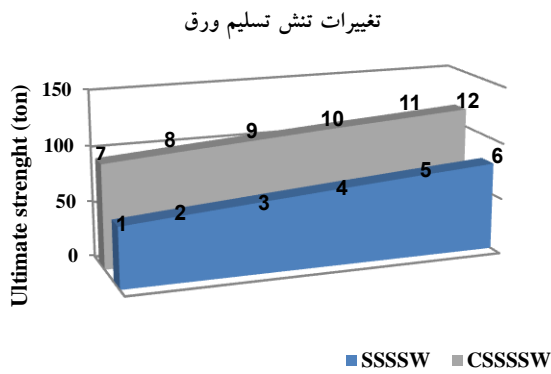
جدول ۴- مشخصات مدل‌های ساخته شده

| ضخامت الیاف پلیمری<br>mm | زاویه قرارگیری الیاف* |         | ضخامت ورق فولادی<br>mm | تنش تسلیم ورق فولادی<br>MPa | نام مدل     |    |
|--------------------------|-----------------------|---------|------------------------|-----------------------------|-------------|----|
|                          | زیر ورق               | روی ورق |                        |                             |             |    |
| ---                      | ---                   | ---     | ۱۰۰                    | ۲                           | S-۱۰۰-۲     | ۱  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۱۳۰                    | ۲                           | S-۱۳۰-۲     | ۲  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۱۶۰                    | ۲                           | S-۱۶۰-۲     | ۳  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۱۸۰                    | ۲                           | S-۱۸۰-۲     | ۴  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۱۰                    | ۲                           | S-۲۱۰-۲     | ۵  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲     | ۶  |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۱۰۰                    | ۲                           | S-۱۰۰-۲-R   | ۷  |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۱۳۰                    | ۲                           | S-۱۳۰-۲-R   | ۸  |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۱۶۰                    | ۲                           | S-۱۶۰-۲-R   | ۹  |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۱۸۰                    | ۲                           | S-۱۸۰-۲-R   | ۱۰ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۱۰                    | ۲                           | S-۲۱۰-۲-R   | ۱۱ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲-R   | ۱۲ |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۱                           | S-۲۴۰-۱     | ۱۳ |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲     | ۶  |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۳                           | S-۲۴۰-۳     | ۱۴ |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۴                           | S-۲۴۰-۴     | ۱۵ |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۵                           | S-۲۴۰-۵     | ۱۶ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۱                           | S-۲۴۰-۱-R   | ۱۷ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲-R   | ۱۲ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۳                           | S-۲۴۰-۳-R   | ۱۸ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۴                           | S-۲۴۰-۴-R   | ۱۹ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۵                           | S-۲۴۰-۵-R   | ۲۰ |
| ---                      | ---                   | ---     | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲     | ۶  |
| ۵                        | ۰                     | ۹۰      | ۲۴۰                    | ۲                           | S-V-H-۵-R   | ۲۱ |
| ۵                        | ۴۵                    | ۴۵      | ۲۴۰                    | ۲                           | S-/-/-۵-R   | ۲۲ |
| ۵                        | ۰,۹۰                  | ۰,۹۰    | ۲۴۰                    | ۲                           | S-VH-VH-۵-R | ۲۳ |
| ۵                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-۲۴۰-۲-R   | ۱۲ |
| ۱                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-X-X-۱-R   | ۲۴ |
| ۱/۵                      | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-X-X-۱/۵-R | ۲۵ |
| ۲                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-X-X-۲-R   | ۲۶ |
| ۲/۵                      | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-X-X-۲/۵-R | ۲۷ |
| ۳                        | -۴۵,۴۵                | -۴۵,۴۵  | ۲۴۰                    | ۲                           | S-X-X-۳-R   | ۲۸ |

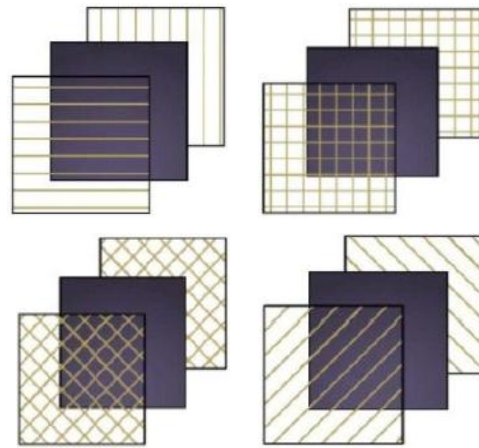
جدول ۵- نتایج بدست آمده

| شکل پذیری | انرژی جذب شده<br>kJ | مقاومت نهایی<br>ton | سختی اولیه<br>ton/mm | توضیحات                         | نام مدل  |             |    |
|-----------|---------------------|---------------------|----------------------|---------------------------------|--|-------------|----|
| ۲۳/۷۰     | ۴۴/۵۹               | ۵۴/۴۵               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۱۰۰ MPa               | تغییر تنش تسلیم ورق با ضخامت ثابت (بدون الیاف) | S-۱۰۰-۲     | ۱  |
| ۲۰/۲۸     | ۴۹/۹۰               | ۵۹/۵۱               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۱۳۰ MPa               |  | S-۱۳۰-۲     | ۲  |
| ۱۸/۴۵     | ۵۵/۱۰               | ۶۴/۴۵               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۱۶۰ MPa               |  | S-۱۶۰-۲     | ۳  |
| ۱۶/۹۵     | ۶۰/۲۰               | ۶۹/۲۴               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۱۸۰ MPa               |  | S-۱۸۰-۲     | ۴  |
| ۱۶/۳۹     | ۶۵/۲۰               | ۷۳/۸۳               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۲۱۰ MPa               |  | S-۲۱۰-۲     | ۵  |
| ۱۵/۰۳     | ۶۷/۹۵               | ۷۸/۲۳               | ۱۱/۰۵                | تنش تسلیم ۲۴۰ MPa               |  | S-۲۴۰-۲     | ۶  |
| ۱۷/۱۳     | ۷۰/۰                | ۹۳/۴۴               | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۱۰۰ MPa               | تغییر تنش تسلیم ورق با ضخامت ثابت (با الیاف)   | S-۱۰۰-۲-R   | ۷  |
| ۱۵/۷۰     | ۷۵/۸                | ۹۸/۳۷               | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۱۳۰ MPa               |  | S-۱۳۰-۲-R   | ۸  |
| ۱۴/۸۴     | ۸۱/۳۳               | ۱۰۳/۰۹              | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۱۶۰ MPa               |  | S-۱۶۰-۲-R   | ۹  |
| ۱۴/۰۴     | ۸۶/۷۴               | ۱۰۷/۷۳              | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۱۸۰ MPa               |  | S-۱۸۰-۲-R   | ۱۰ |
| ۱۳/۰۴     | ۹۱/۶۶               | ۱۱۱/۹۲              | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۲۱۰ MPa               |  | S-۲۱۰-۲-R   | ۱۱ |
| ۱۲/۴۰     | ۹۶/۶۷               | ۱۱۶/۲۱              | ۱۲/۴۲                | تنش تسلیم ۲۴۰ MPa               |  | S-۲۴۰-۲-R   | ۱۲ |
| ۱۳/۴۶     | ۴۵/۹۸               | ۵۵/۴۲               | ۶/۳۹                 | ضخامت ورق ۱ mm                  | تغییر ضخامت ورق با تنش تسلیم ثابت (بدون الیاف) | S-۲۴۰-۱     | ۱۳ |
| ۱۵/۳۰     | ۶۷/۹۵               | ۷۸/۲۳               | ۱۱/۰۵                | ضخامت ورق ۲ mm                  |  | S-۲۴۰-۲     | ۱۴ |
| ۱۴/۸۵     | ۸۳/۸۷               | ۹۵/۳۱               | ۱۲/۲۳                | ضخامت ورق ۳ mm                  |  | S-۲۴۰-۳     | ۱۵ |
| ۱۴/۶۴     | ۱۰۰/۲۲              | ۱۱۰/۴۷              | ۱۵/۳۲                | ضخامت ورق ۴ mm                  |  | S-۲۴۰-۴     | ۱۶ |
| ۱۲/۲۷     | ۱۰۲/۴۸              | ۱۲۲/۵۴              | ۱۴/۰۲                | ضخامت ورق ۵ mm                  |  | S-۲۴۰-۵     | ۱۷ |
| ۱۰/۴۸     | ۳۶/۶۹               | ۸۶/۲۸               | ۷/۰۲                 | ضخامت ورق ۱ mm                  |  | S-۲۴۰-۱-R   | ۱۸ |
| ۱۲/۴۰     | ۹۶/۶۷               | ۱۱۶/۲۱              | ۱۲/۴۲                | ضخامت ورق ۲ mm                  | تغییر ضخامت ورق با تنش تسلیم ثابت (با الیاف)   | S-۲۴۰-۲-R   | ۱۹ |
| ۱۲/۶۱     | ۱۰۳/۸۲              | ۱۲۴/۶۸              | ۱۲/۵۹                | ضخامت ورق ۳ mm                  |  | S-۲۴۰-۳-R   | ۲۰ |
| ۱۳/۰۲     | ۱۱۵/۵۷              | ۱۳۵/۱۷              | ۱۵/۶۵                | ضخامت ورق ۴ mm                  |  | S-۲۴۰-۴-R   | ۲۱ |
| ۱۱/۲۹     | ۱۱۷/۲۴              | ۱۴۳/۱۷              | ۱۴/۷۳                | ضخامت ورق ۵ mm                  |  | S-۲۴۰-۵-R   | ۲۲ |
| ۱۵/۰۳     | ۶۷/۹۵               | ۷۸/۲۳               | ۱۱/۰۵                | ندارد                           |  | S-۲۴۰-۲     | ۲۳ |
| ۱۳/۸۰     | ۸۰/۵۹               | ۹۳/۲۳               | ۱۱/۴۱                | یک سمت افقی یک سمت عمودی        |  | S-V-H-۵-R   | ۲۴ |
| ۱۱/۸۰     | ۸۸/۳۴               | ۱۰۹/۵۳              | ۱۱/۰۶                | یک سمت ۴۵ درجه سمت دیگر ۴۵-     | تغییر جهت قرارگیری الیاف با ضخامت ثابت         | S-/-/۵-R    | ۲۵ |
| ۱۳/۳۰     | ۸۶/۸۶               | ۹۹/۸۵               | ۱۲/۰۲                | شطرنجی (افقی و عمودی) هر دو سمت |  | S-VH-VH-۵-R | ۲۶ |
| ۱۲/۴۰     | ۹۶/۶۷               | ۱۱۶/۲۱              | ۱۲/۴۲                | شطرنجی (۴۵ و ۴۵-) هر دو سمت     |  | S-۲۴۰-۲-R   | ۲۷ |
| ۱۱/۹      | ۷۴/۳۱               | ۹۰/۰۹               | ۱۲/۴۲                | ضخامت الیاف ۱ mm                | تغییر ضخامت الیاف با جهت قرارگیری ثابت         | S-X-X-۱-R   | ۲۸ |
| ۱۱/۴      | ۷۷/۲۷               | ۹۵/۰۸               | ۱۲/۴۲                | ضخامت الیاف ۱/۵ mm              |  | S-X-X-۱/۵-R | ۲۹ |
| ۱۱/۲      | ۸۰/۰۷               | ۹۹/۱۸               | ۱۲/۴۲                | ضخامت الیاف ۲ mm                |  | S-X-X-۲-R   | ۳۰ |
| ۱۰/۵      | ۸۴/۲۱               | ۱۰۵/۲۸              | ۱۲/۴۲                | ضخامت الیاف ۲/۵ mm              |  | S-X-X-۲/۵-R | ۳۱ |
| ۹/۹       | ۸۷/۳۳               | ۱۰۹/۴۷              | ۱۲/۴۲                | ضخامت الیاف ۳ mm                |  | S-X-X-۳-R   | ۳۲ |

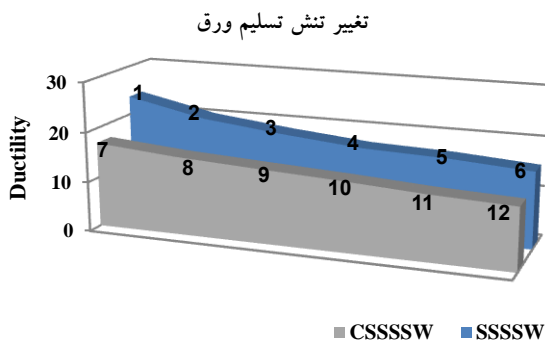




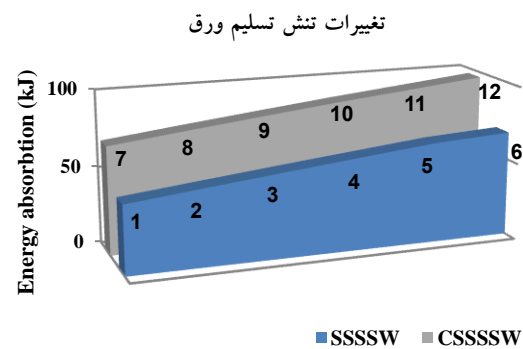
شکل ۵- تأثیر تغییرات تنش تسلیم ورق بر مقاومت نهایی سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)



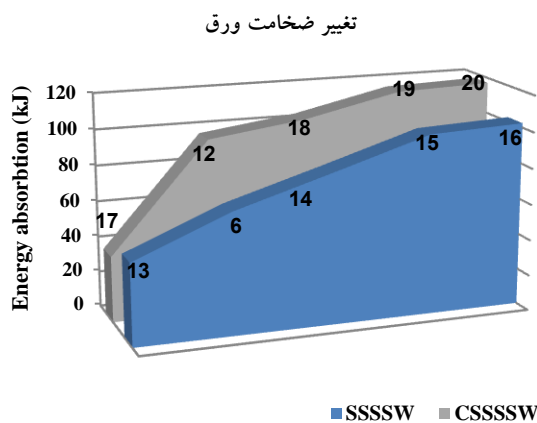
شکل ۴- جهت قرارگیری الیاف پلیمری شیشه (GFRP) در مدل‌ها



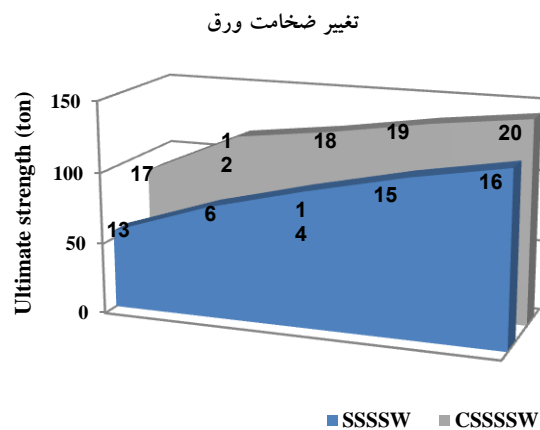
شکل ۷- تأثیر تغییرات تنش تسلیم ورق بر شکل‌پذیری سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)



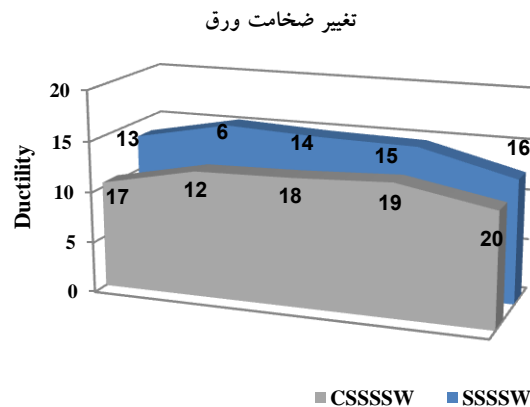
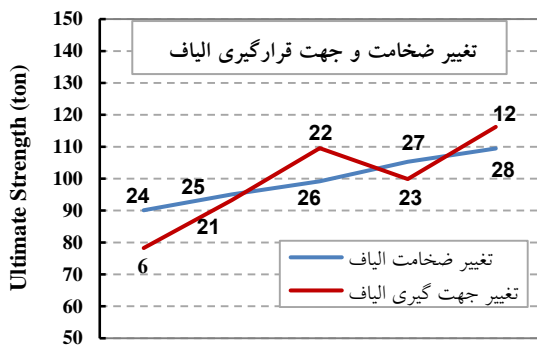
شکل ۶- تأثیر تغییرات تنش تسلیم ورق بر انرژی جذب شده سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)



شکل ۹- تأثیر تغییرات ضخامت ورق بر انرژی جذب شده سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)

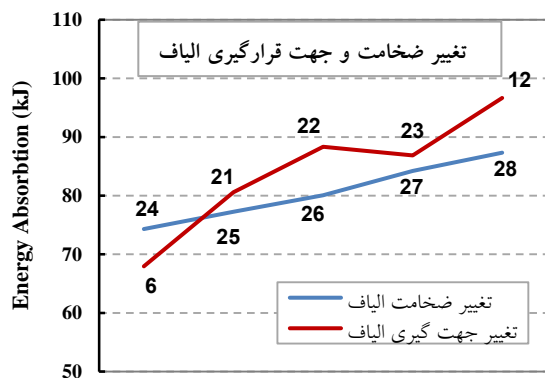


شکل ۸- تأثیر تغییرات ضخامت ورق بر مقاومت نهایی سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)



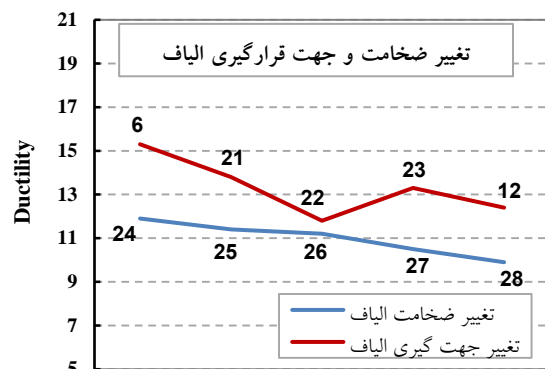
شکل ۱۱- تأثیر تغییرات ضخامت و جهت قرارگیری الیاف بر مقاومت نهایی سیستم تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه (CSSSSW)

شکل ۱۰- تأثیر تغییرات ضخامت ورق بر شکل پذیری سیستم در حالت تقویت نشده (SSSSW) و تقویت شده با الیاف (CSSSSW)



شکل ۱۲- تأثیر تغییرات ضخامت و جهت قرارگیری الیاف بر انرژی جذب شده سیستم تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه (CSSSSW)

نتایج بدست آمده برای تغییرات ضخامت الیاف و جهت قرارگیری آن در شکل‌های (۱۱)، (۱۲) و (۱۳) نشان داده شده است. شکل (۱۱) نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت الیاف مقاومت نهایی افزایش می‌یابد، با توجه به نمودار می‌توان دریافت که مقاومت نهایی در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد، با توجه به اینکه راستای الیاف هم راستا با میدان کششی قطری بوده، بیشترین تأثیر را داشته و به ازای قرارگیری الیاف به شکل افقی در یک سمت و عمودی در سمت دیگر کمترین تأثیر را در بر خواهد داشت. شکل (۱۲) نشان می‌دهد که با افزایش ضخامت الیاف با توجه به افزایش نسبت ضخامت الیاف به ضخامت ورق، انرژی جذب شده تقریباً به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد، با توجه به نمودار مشخص می‌شود که انرژی جذب شده در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد با توجه به اینکه راستای الیاف هم راستا با میدان کشش قطری بوده بیشترین تأثیر را داشته و بهینه‌ترین حالت را دارد. شکل (۱۳) نشان می‌دهد که هر چند افزایش ضخامت الیاف در افزایش مقاومت نهایی و افزایش انرژی جذب شده مفید است، اما این تغییر در شکل‌پذیری تأثیر سو داشته و با افزایش ضخامت الیاف، شکل‌پذیری کاهش می‌یابد، لذا بهینه‌ترین ضخامت را باید با در نظر گرفتن همزمان مقاومت نهایی، انرژی جذب شده و شکل‌پذیری یافت. همچنین این نمودار نشان می‌دهد شکل‌پذیری در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد کمترین مقدار را نسبت به حالت‌های دیگر قرارگیری الیاف داراست.



شکل ۱۳- تأثیر تغییرات ضخامت و جهت قرارگیری الیاف بر شکل‌پذیری سیستم تقویت شده با الیاف پلیمری شیشه (CSSSSW)

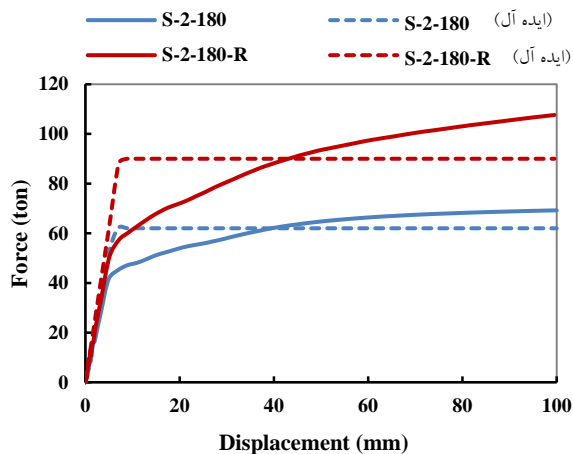
منحنی‌های بار-تغییر مکان برای دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید برای حالت‌های تقویت نشده و تقویت شده، وقتی که ورق دارای ضخامت ثابت ولی تنش تسلیم‌های متفاوت است در شکل (۱۴) نشان داده شده است. این شکل نشان می‌دهد که



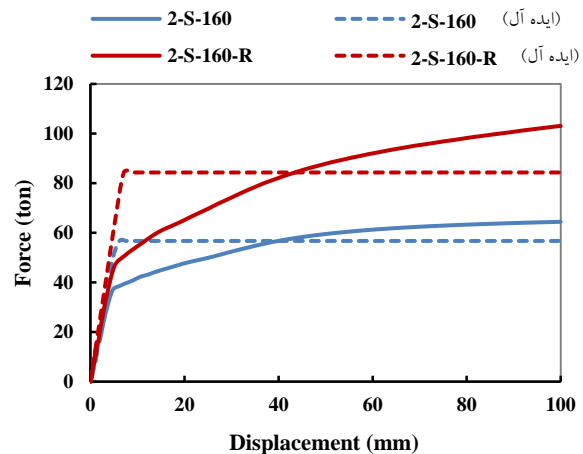
شکل (۱۶) منحنی‌های بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در حالت تقویت شده برای جهت‌های قرارگیری مختلف الیاف پلیمری شیشه و شکل (۱۷) منحنی‌های بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید در حالت تقویت شده برای ضخامت‌های مختلف الیاف پلیمری شیشه را نشان می‌دهد.

برای ضخامت ثابت ورق، با افزایش تنش تسلیم هم در حالت تقویت شده و هم در حالت تقویت نشده، مقاومت و شکل‌پذیری سیستم در حال افزایش است.

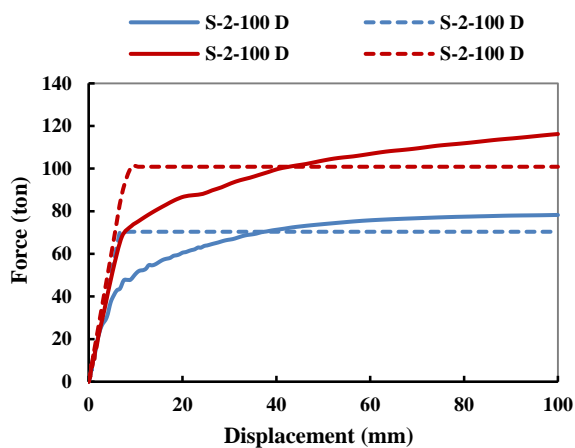
شکل (۱۵) منحنی‌های بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی نیمه‌مقید را در حالت‌های تقویت شده و تقویت نشده برای ورق با ضخامت‌های متغیر و تنش تسلیم ثابت نشان می‌دهد.



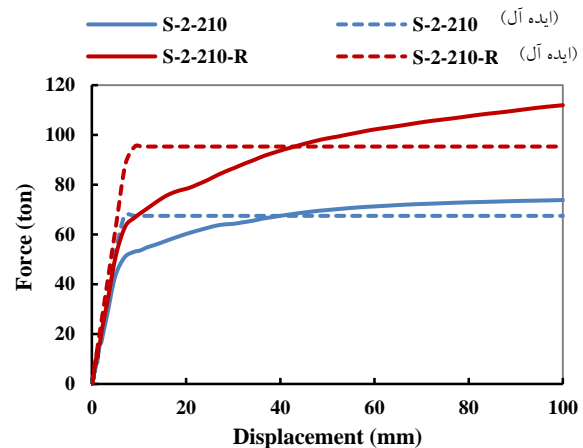
ب) ورق با تنش تسلیم ۱۸۰ MPa



الف) ورق با تنش تسلیم ۱۶۰ MPa

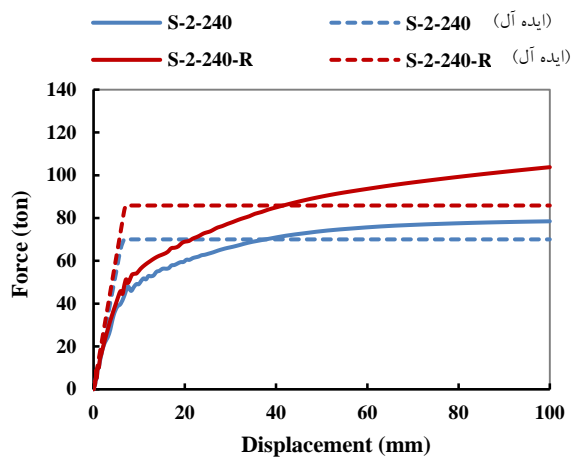


د) ورق با تنش تسلیم ۱۰۰ MPa

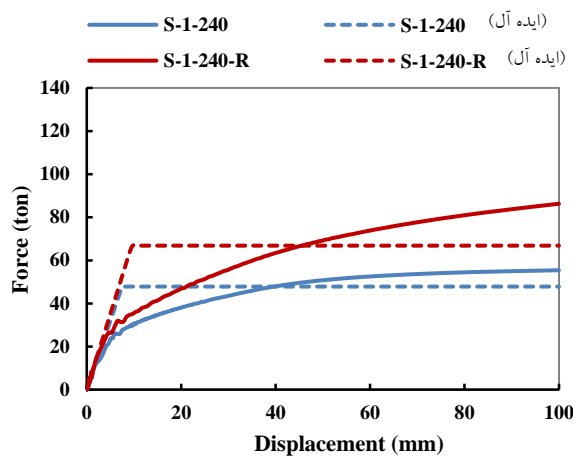


ج) ورق با تنش تسلیم ۲۱۰ MPa

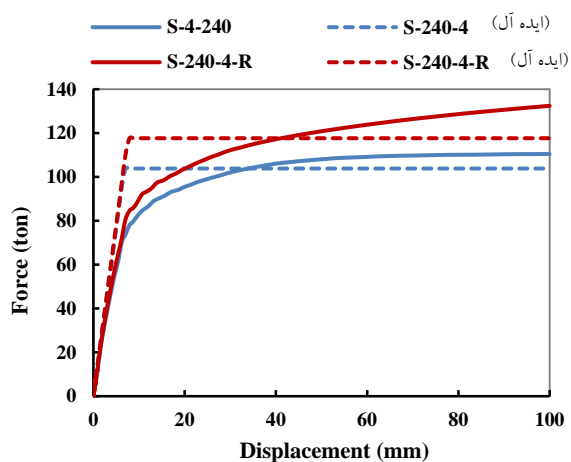
شکل ۱۴- منحنی بار-تغییر مکان دیوارهای برشی فولادی نیمه‌مقید با ورق با ضخامت ثابت ۲ میلی‌متر و تنش تسلیم‌های متفاوت در حالت‌های تقویت شده و تقویت نشده



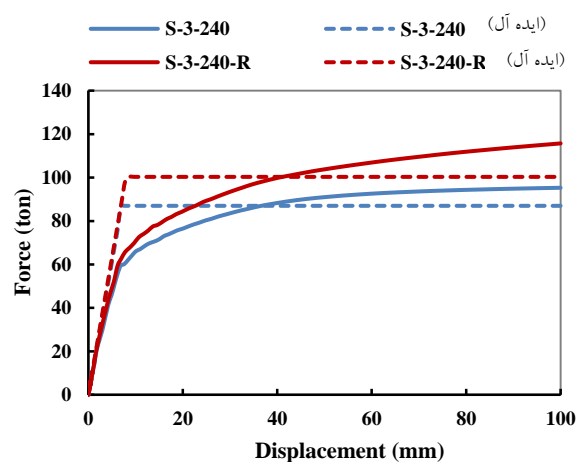
ب) ورق با ضخامت ۲ mm



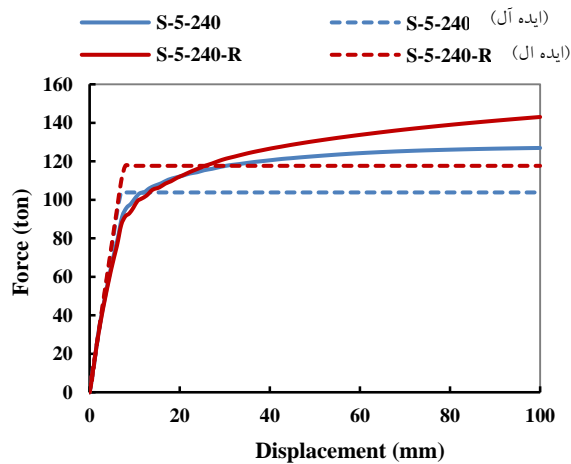
الف) ورق با ضخامت ۱ mm



د) ورق با ضخامت ۴ mm

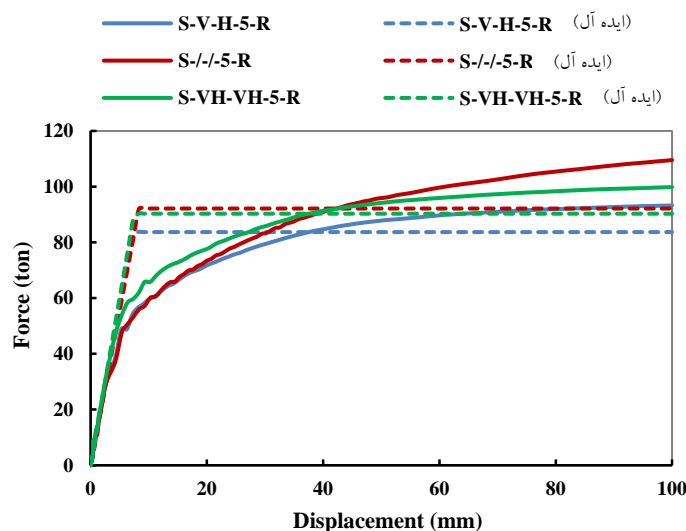


ج) ورق با ضخامت ۳ mm

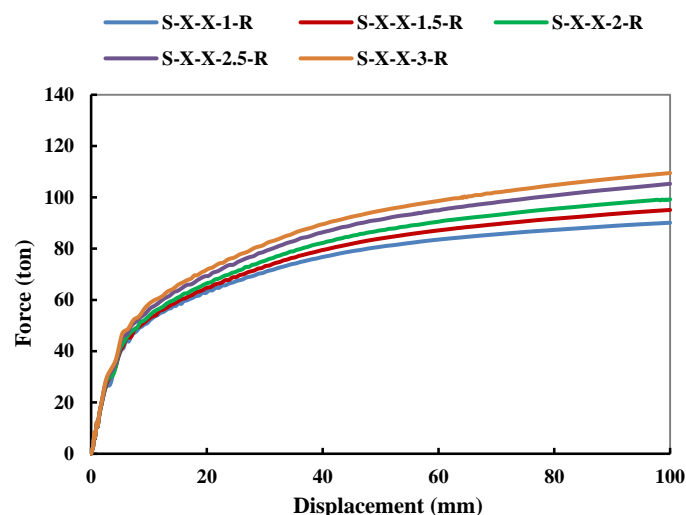


ه) ورق با ضخامت ۵ mm

شکل ۱۵- منحنی بار-تغییر مکان دیوارهای برشی فولادی نیمه مقید با ورق با ضخامت‌های متغیر و تنش تسلیم ثابت ۲۴۰ مگاپاسکال در حالت‌های تقویت شده و تقویت نشده



شکل ۱۶- منحنی بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی نیمه مقید در حالت تقویت شده برای جهت‌های قرارگیری مختلف الیاف پلیمری شیشه



شکل ۱۷- منحنی بار-تغییر مکان دیوار برشی فولادی نیمه مقید در حالت تقویت شده برای ضخامت‌های مختلف الیاف پلیمری شیشه با جهت قرارگیری ثابت (ضربدری)

### ۳- نتیجه گیری

برای هر مدل به طور میانگین ۵۹٪ افزایش یافتند. با افزایش تنش تسلیم ورق، تأثیر تغییر انرژی جذب شده همانند تغییر در مقاومت نهایی بوده و با افزایش تنش تسلیم در ورق، انرژی جذب شده به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد (مساحت زیر منحنی بار-تغییر مکان افزایش یافته و باعث افزایش انرژی جذب شده می‌شود) و با مسلح کردن ورق با الیاف این روند تکرار می‌شود و شیب مانند قبل ثابت می‌ماند ولی تسلیم سبب می‌شود با افزایش جذب انرژی ورق و نه قاب، مقادیر انرژی جذب شده نظیر به نظیر برای هر مدل

در مقاله حاضر تأثیر تقویت دیوار برشی فولادی نیمه مقید با الیاف پلیمری شیشه در ضخامت‌های متغیر و جهت‌های قرارگیری مختلف و همچنین ضخامت و تنش تسلیم مختلف برای ورق دیوار مورد بررسی قرار گرفت. با افزایش تنش تسلیم در ورق، مقاومت نهایی به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد و با مسلح کردن ورق با الیاف این روند تغییر نمی‌کند و شیب مانند قبل ثابت می‌ماند ولی تسلیم با افزایش مقاومت کششی سیستم سبب می‌شود مقادیر مقاومت نهایی نظیر به نظیر

به طور میانگین ۴۰٪ افزایش یابد. همچنین با افزایش تنش تسلیم در ورق، شکل‌پذیری به صورت خطی با شیب ثابت کاهش می‌یابد و با مسلح کردن ورق با الیاف این روند تکرار می‌شود.

با افزایش ضخامت ورق، مقاومت نهایی به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد. در مدل‌های مسلح شده نیز با افزایش ضخامت ورق مقاومت نهایی افزایش می‌یابد با این تفاوت که در این حالت شیب این افزایش به ازای افزایش ضخامت ورق، ثابت نیست و با اضافه شدن ضخامت ورق از ۱ به ۲ میلیمتر، جهش چشمگیری در افزایش مقاومت در مدل‌های مسلح شده مشاهده می‌شود. با افزایش ضخامت ورق انرژی جذب شده افزایش می‌یابد و با افزایش ضخامت ورق از ۴ به ۵ میلیمتر با کاهش نسبت ضخامت الیاف به ضخامت ورق، تأثیر افزایش ضخامت در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد، به عبارت دیگر با افزایش ضخامت از حد بهینه تأثیر این پارامتر در افزایش انرژی جذب شده کاهش می‌یابد. با انجام مدل‌سازی‌های بیشتر می‌توان این نسبت بهینه را پیدا کرد. در مدل‌های مسلح شده نیز با افزایش ضخامت، انرژی جذب شده افزایش می‌یابد با این تفاوت که به ازای افزایش ضخامت ورق از ۱ به ۲ میلیمتر جهش چشمگیری در افزایش انرژی جذب شده در مدل‌های مسلح شده مشاهده می‌شود. تغییر ضخامت ورق و افزایش تدریجی آن تأثیر یکنواختی در شکل‌پذیری ندارد و با افزایش ضخامت از ۱ به ۲ میلیمتر شکل‌پذیری افزایش می‌یابد، با افزایش ضخامت ورق از ۲ به ۳ و از ۳ به ۴ میلیمتر، تقریباً شکل‌پذیری ثابت می‌ماند و با افزایش ضخامت از ۴ به ۵ میلیمتر، کاهش شکل‌پذیری مشاهده می‌شود. با تسلیح ورق به کمک الیاف این روند تکرار می‌شود با این تفاوت که شکل‌پذیری مدل‌ها به طور میانگین ۱۵٪ کاهش می‌یابد.

با افزایش ضخامت الیاف مقاومت نهایی افزایش می‌یابد، با توجه به نمودارها مشخص شد که مقاومت نهایی در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد، با توجه به اینکه راستای الیاف هم راستا با میدان کشش قطری بوده بیشترین تأثیر را داشته و به ازای قرارگیری الیاف به شکل افقی در یک سمت و عمودی در سمت دیگر، کمترین تأثیر را در بر خواهد داشت. با افزایش ضخامت الیاف با توجه به افزایش نسبت ضخامت الیاف به ضخامت ورق، انرژی جذب شده تقریباً به صورت خطی با شیب ثابت افزایش می‌یابد و در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد بیشترین مقدار و بهینه‌ترین حالت را دارد. هر چند

افزایش ضخامت الیاف در افزایش مقاومت نهایی و افزایش انرژی جذب شده مفید است، اما این تغییر در شکل‌پذیری تأثیر سو داشته و با افزایش ضخامت الیاف شکل‌پذیری کاهش می‌یابد، لذا بهینه‌ترین ضخامت را باید با در نظر گرفتن همزمان مقاومت نهایی، انرژی جذب شده و شکل‌پذیری یافت. شکل‌پذیری در حالتی که طرز قرارگیری الیاف به شکل ضربدری (مدل ۱۲) می‌باشد کمترین مقدار را نسبت به حالت‌های دیگر قرارگیری الیاف داراست.

#### ۹- مراجع

- [1] صبوری قمی، س. (۱۳۸۰)، "سیستم‌های مقاوم در برابر بارهای جانبی: مقدمه‌ای بر دیوارهای برشی فولادی"، چاپ اول، نشر انگیزه، تهران.
- [2] Driver, R.G., Kulak, G.L., Kennedy, D.J.L. and Elwi, A.E. (1998), "Cyclic Tests of Four-Story Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 2, pp. 112-120.
- [3] Driver, R.G., Kulak G.L., Elwi, A.E. and Kennedy D.J.L. (1998), "FE and Simplified Models of Steel Plate Shear Wall", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 124, No. 2, pp. 121-130.
- [4] Elgaaly, M., Caccese, V. and Du, C. (1993), "Post Buckling Behavior of Steel Plate Shear Walls under Cyclic Loads", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 119, No. 2, pp. 588-605.
- [5] Astanah-Asl, A. (2001), "Seismic Behavior and Design of Steel Shear Walls", *Steel tips report*.
- [6] Astanah-Asl, A. and Zhao, Q. (2000), "Cyclic Tests of Steel Shear Walls", *Research Report to Sponsor. Berkeley: Department of Civil and Eng. Univ. of California*.
- [7] Sabouri-Ghomi, S. and Roberts T.M. (1992), "Nonlinear Dynamic Analysis of Steel Plate Shear Walls Including Shear and Bending Deformations", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 14, No. 5, pp. 309-317.
- [8] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, M. and Kharrazi, M. (2005), "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889.
- [9] Hong-Gun, P., Jae-Hyuk, K., Sang-Woo, J., Won-Ki, K. and In-Rak, Ch. (2007), "Framed Steel Plate Wall Behavior under Cyclic Lateral Loading", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 133, No. 3, pp. 378-388.
- [10] Topkaya, C. and Atasoy, M. (2009), "Lateral Stiffness of Steel Plate Shear Walls Systems", *Thin-Walled Structures*, Vol. 47, No. 8, pp. 827-835.
- [11] Hyo Seon, P., Kappyo, H. and Ji Hyun S., (2002), "Drift Design of Steel-Frame Shear-Wall Systems for Tall Buildings", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 11, No. 1, pp. 35-49.
- [12] In-Rak, C. and Hong-Gun, P. (2008), "Ductility and Energy Dissipation Capacity of Shear-Dominated Steel Plate Walls", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 134, No. 9, pp. 1495-1507.
- [13] Lei, Xu. and Joel, M. (2006), "Strength and Stiffness Determination of Shear Wall Panels in Cold-Formed Steel Framing", *Thin-Walled Structures*, Vol. 44, No. 10, pp. 1084-1095.
- [14] Vieira, L.C. and Schafer, B. W. (2012), "Lateral Stiffness and Strength of Sheathing Braced Cold-Formed Steel Stud Walls", *Engineering Structures*, Vol. 37, pp. 205-213.



- Shear Walls”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, No. 6, pp. 1022-1030.
- [20] Nateghi-Alahi, F. and Khazaei-Poul, M. (2013), “Analytical Study on the Strengthened Steel Plate Shear Walls by FRP Laminate”, The 2<sup>nd</sup> International Conference on Rehabilitation and Maintenance in Civil Engineering, Procedia Engineering 54, pp. 377-386.
- [21] Nateghi-Alahi, F. and Khazaei-Poul, M., (2012) “Experimental Study of Steel Plate Shear Walls with Infill Plates Strengthened by GFRP Laminates”, Journal of Constructional Steel Research, Vol. 78, pp. 159-172.
- [۲۲] جهانپور، ع. (۱۳۸۹)، “رفتارسنجی دیوارهای برشی فولادی نازک نیمه‌مقید در لبه‌ها”، رساله دکتری، دانشگاه تربیت مدرس، تهران.
- [23] ABAQUS/Standard Theory manual, version 6.5.1 Hibbit, (2004), Karlsson Sorenson, Inc (HKS).
- [15] Xue, M. and Lu, L-W. (1994a), “Interaction of Steel Shear Panels with Surrounding Frame Members”, Proceedings of the Structural Stability Research Council Annual Technical Session, Bethlehem, PA, pp. 339-354.
- [16] Driver, R.G., Gilbert, G.Y., Behbahanifard, M.R. and Hussain, M.A., (2001), “Recent Development and Future Directions in Steel Plate Shear Wall Research”, Proceeding of North American Steel Construction Conference, Ft. Lauderdale, FL, May 9-12.
- [17] Habibneghad, A. (2004), “Behavior of Semi-Supported Thin Steel Shear Walls under Lateral Loads”, M.Sc. Thesis, Tarbiat Modares University, Tehran, Iran.
- [۱۸] محرمی، ح، حبیب‌نژاد، ا، مزروعی، ع. و علیزاده، ح. (۱۳۸۴)، “دیوارهای برشی فولادی نیمه نگهداری شده در لبه‌ها”، گزارش تحقیقاتی شماره ۱-۶۷۹، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران.
- [19] Jahanpour, A., Moharrami, H. and Aghakoochak, A. (2011), “Evaluation of Ultimate Capacity of Semi-Supported Steel

## پی نوشت

- <sup>1</sup> Steel shear wall
- <sup>2</sup> Semi-supported steel shear wall
- <sup>3</sup> Fiber reinforced polymer
- <sup>4</sup> Glass Fiber Reinforced Polymer
- <sup>5</sup> Composite semi-supported steel shear wall
- <sup>6</sup> Low yield point steel





# تئوری قابلیت اطمینان لرزه‌ای سازه با استفاده از شبیه‌سازی مونت کارلو بر اساس نمونه‌گیری بااهمیت

احسان جهانی<sup>۱\*</sup>، حامد حمیدی جمنانی<sup>۲</sup>، مجید مهجور لطف آبادی<sup>۳</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه مازندران، بابلسر  
۲- استادیار، مهندسی عمران، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی نوشیروانی، بابل  
۳- کارشناس ارشد، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان، بابل  
\* بابلسر، صندوق پستی ۱۳۵۳۴-۴۷۴۱۶، e.jahani@umz.ac.ir  
(تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۲/۰۶، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۰۴)

## چکیده

امروزه بررسی لرزه‌ای ایمنی ساختمان‌ها یکی از ملزومات اساسی اجرای آن می‌باشد. در دهه‌های اخیر نظریه قابلیت اطمینان سازه‌ها تحقیقات بسیار گسترده‌ای را به خود اختصاص داده است. شبیه‌سازی مونت کارلو روشی مناسب برای تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ها می‌باشد. در این مقاله، یک روش جدید نمونه‌گیری بااهمیت به منظور کاهش تعداد محاسبات تابع حالت حدی و زمان محاسباتی پیشنهاد می‌شود. ویژگی الگوریتم پیشنهادی عدم نیاز به دانستن موقعیت نقطه طراحی یا شکل تابع حالت حدی است. ایده اصلی الگوریتم پیشنهادی این است که مقدار متوسط تابع چگالی احتمال نمونه‌گیری در پروسه شبیه‌سازی تغییر می‌کند. بر این اساس تمرکز نمونه‌برداری بر مناطق بااهمیت از فضای مسئله خواهد بود. یکی از روش‌های محاسبه قابلیت اطمینان لرزه‌ای سازه‌ها در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های سازه‌ای در برابر رکوردهای زلزله تعیین می‌باشد. تحلیل قابلیت اطمینان عبور از سطح آستانه سازه برای زمین‌لرزه‌های معین، تحلیل عبور از سطحی است که احتمال تجاوز پاسخ سازه از یک مقدار آستانه تعیین شده خواهد بود. روش شبیه‌سازی مونت کارلو بر اساس نمونه‌گیری بااهمیت یکی از روش‌های آماری بسیار قدرتمند برای محاسبه شاخص قابلیت اطمینان می‌باشد که باعث بهبود و کاهش تعداد نمونه‌ها و افزایش سرعت عمل می‌شود. با توجه به وابستگی ظرفیت سیستم سازه‌ای به خصوصیات مصالح و ابعاد اعضاء بررسی میزان عدم قطعیت‌های موجود در هر یک از این پارامترها مهم می‌نماید.

## واژگان کلیدی

شبیه‌سازی مونت کارلو، نمونه‌برداری بااهمیت، تحلیل قابلیت اطمینان، متغیر تصادفی

## Seismic Structural Reliability Theory Using Monte Carlo Simulation Based on Importance Sampling

E. Jahani, H. Hamidi Jamnani, M. Mahjoor Lotf Abadi

### Abstract

The study of seismic safety of buildings is one of the basic requirements for its implementation. In recent decades, structural reliability theory to be allocated very extensive research. Monte Carlo simulation is a suitable method for structural reliability analysis. In this paper, a new method of Importance Sampling is proposed to reduce the number of limit state function computations. A feature of the proposed algorithm doesn't need to know the position of the design point or shape of limit state function. The main idea of the proposed algorithm is that the average amount of sampling probability density function is changing in the simulation process. Accordingly, the concentration of sampling will be on the areas of problem space's importance. One of the methods for calculating seismic structural reliability taking into account the structural uncertainties against deterministic earthquake records. Reliability analysis of crossing the structural threshold level for given earthquakes, will be determined as analysis of the level crossing is likely to exceed the structural response of a threshold value. Monte Carlo simulation method based on the importance sampling is one of the most powerful statistical methods for calculating reliability index, which improves and reduce the number of samples and increasing the speed of the operation. Due to the dependence of structural system capacity to the material properties and dimensions of the members, evaluation of uncertainties involved in any of these parameters is important.

### Keywords

Monte Carlo simulation, Importance sampling, Reliability analysis, Random variable

نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد / ۱۳۴



مونت کارلو، نمونه‌های تصادفی بر اساس تابع چگالی احتمال نمونه‌گیری برای متغیرهای تصادفی تولید می‌شوند. سپس تابع حالت حدی برای هر نمونه محاسبه می‌شود. احتمال گسیختگی با تقسیم تعداد دفعاتی که تابع حالت حدی منفی شده به کل تعداد دفعات شبیه‌سازی به دست می‌آید [۷ و ۸].

هر یک از این روش‌های اشاره‌شده دارای معایبی می‌باشند که برخی از آن‌ها در ادامه ارائه می‌شوند. نیاز به فرم ریاضی تابع حالت حدی برای محاسبه مشتقات تابع حالت حدی، اساسی‌ترین نقطه‌ضعف روش‌های ممانی همچون FORM و SORM می‌باشد. از سوی دیگر، روش‌های FORM و SORM به ترتیب تابع حالت حدی را با تقریب مرتبه اول و دوم در نظر می‌گیرند که خود دارای خطا می‌باشد؛ بنابراین، هیچ‌یک از روش‌های FORM و SORM روشی قدرتمند برای توابع حالات حدی پیچیده مانند توابع حالات حدی غیرخطی، توابع دارای چند نقطه گسیختگی و یا ترکیبی از توابع حالات حدی نمی‌باشند. اگرچه روش‌های فرا کاوشی معایب روش‌های ممانی را ندارند، اما در بسیاری از موارد به‌ویژه در مسائلی با چندین نقطه بهینه محلی، آن‌ها نمی‌توانند بهینه کلی را بیابند. شبیه‌سازی مونت کارلو به فرم ریاضی تابع حالت حدی نیازی ندارد و می‌تواند بهینه کلی را بیابد، اما تعداد زیادی از شبیه‌سازی‌ها نیاز می‌باشند که منجر به افزایش زمان محاسباتی می‌شوند. لذا تحقیقات زیادی برای افزایش کارایی روش‌های شبیه‌سازی انجام پذیرفته است.

تکنیک‌های نمونه‌برداری ویژه مانند نمونه‌برداری بااهمیت [۷]، متغیرهای متضاد [۹]، نمونه‌برداری چندجهته [۱۰ و ۱۱]، برای کاهش خطای آماری در روش مونت کارلو توسعه یافته‌اند. کارایی محاسباتی روش‌های نمونه‌برداری بااهمیت در مرجع [۱۲] نشان داده شده است.

## ۲- شبیه‌سازی مونت کارلو

شبیه‌سازی مونت کارلو که نام‌گذاری آن بر اساس بازی‌های کازینوی مونت کارلو در موناکو می‌باشد، بر مبنای کار تحقیقاتی Neumann و Ulam در سال ۱۹۴۹ می‌باشد. رفتار تصادفی، در بازی‌های مبتنی بر شانس نظیر چرخ‌های گردان<sup>۱</sup> مشهود است. روش شبیه‌سازی مونت کارلو تحت عنوان یک روش نمونه‌برداری تصادفی ساده یا یک روش آزمون آماری<sup>۲</sup> شناخته می‌شود که امکان شناسایی متغیرهای تصادفی بر مبنای مجموعه‌های نمونه‌برداری که به‌صورت تصادفی تولید شده‌اند را

احتمال گسیختگی سازه‌ها یکی از موضوعات اصلی در مهندسی سازه می‌باشد. این موضوع می‌تواند به‌وسیله تئوری قابلیت اطمینان مورد بررسی قرار گیرد. عملکرد هر سازه می‌تواند توسط تابعی از متغیرهای تصادفی اصلی از سازه، به نام تابع حالت حدی بیان شود. بطوریکه مقدار مثبت تابع حالت حدی بیانگر ایمنی و مقدار منفی تابع حالت حدی بیانگر گسیختگی می‌باشد. ارزیابی احتمال گسیختگی، مسئله‌ای اساسی در تحلیل قابلیت اطمینان سازه‌ای می‌باشد. احتمال گسیختگی می‌تواند به‌صورت زیر فرمول‌بندی شود:

$$P_f = P(G(\underline{X}) \leq 0) = \int_{G(\underline{X}) \leq 0} f(\underline{X}) d\underline{x} \quad (1)$$

بطوریکه  $\underline{X}$  برداری از متغیرهای تصادفی مسئله قابلیت اطمینان را بیان می‌کند،  $f(\underline{X})$  بیانگر تابع چگالی احتمال مشترک در فضای اصلی مسئله می‌باشد. این انتگرال حجم تابع چگالی احتمال مشترک در دامنه گسیختگی را بیان می‌کند. محاسبه مستقیم این انتگرال به‌ویژه برای سازه‌های واقعی بسیار دشوار است؛ بنابراین در دهه‌های گذشته روش‌های مختلف زیادی برای حل این انتگرال ارائه شده‌اند که می‌توانند به‌صورت زیر دسته‌بندی شوند:

۱- روش‌های ممانی: این روش‌ها بر اساس ممان‌های مختلف متغیرهای تصادفی اصلی مانند مقدار متوسط، واریانس و دیگر ممان‌های مرتبه بالاتر می‌باشند. با استفاده از روش‌های گرادیانی، کوتاه‌ترین فاصله تابع حالت حدی از مرکز دستگاه مختصات نرمال استاندارد به نام شاخص قابلیت اطمینان محاسبه می‌شود. سپس، احتمال گسیختگی با استفاده از فرمول زیر به دست می‌آید:

$$P_f \approx \Phi(-\beta) \quad (2)$$

بطوریکه  $\Phi$  تابع توزیع تجمعی نرمال استاندارد و  $\beta$  شاخص قابلیت اطمینان می‌باشد [۱-۳].

۲- روش‌های فرا کاوشی: در این روش‌ها، کوتاه‌ترین فاصله تابع حالت حدی از مرکز دستگاه مختصات نرمال استاندارد به‌عنوان تابع سازگاری در نظر گرفته می‌شود. روش‌های فرا کاوشی مثل الگوریتم ژنتیک، توده ذرات یا دیگر روش‌های جستجو فرا کاوشی برای یافتن شاخص قابلیت اطمینان مورد استفاده قرار می‌گیرند [۴-۶].

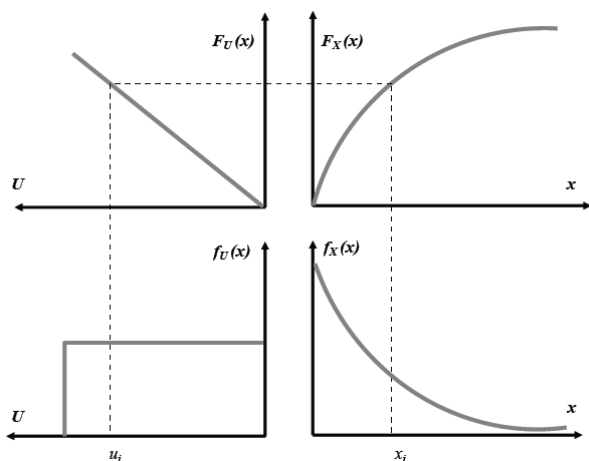
۳- روش‌های شبیه‌سازی: در این روش‌ها مانند شبیه‌سازی



$g(0)$  از میان همه  $N$  آزمایش انجام شده، نقض گردیده است [۱۳].

### ۳- تولید متغیرهای تصادفی

در یک گام اساسی در روش نمونه برداری مونت کارلو تولید یک سری اعداد تصادفی برای متغیرهای تصادفی با توزیع های احتمالاتی مشخص می باشد. روش تبدیل معکوس<sup>۴</sup> متداول ترین رویکرد تولید اعداد تصادفی می باشد. این روش را می توان جهت متغیرهایی استفاده نمود که تابع توزیع تجمعی آن از طریق مشاهده های مستقیم به دست آمده باشد، یا در حالتی که یک عبارت تحلیلی جهت تابع تجمعی معکوس موجود باشد. شکل (۱) روش تبدیل معکوس را به طور خلاصه نمایش می دهد.



شکل ۱- روش CDF معکوس برای توزیع نمایی [۱۲]

### ۳-۱- روش نمونه برداری با اهمیت

احتمال گسیختگی یک سازه انتگرال تابع چگالی احتمال مشترک تمامی متغیرهای تصادفی ورودی بر روی دامنه گسیختگی می باشد. در شبیه سازی مونت کارلو ساده، نقاط تصادفی با استفاده از تابع توزیع تجمعی احتمال تولید می شوند. از آنجایی که مونت کارلو ساده نقاط نمونه را بر روی تمام فضای متغیرهای تصادفی بدون هیچ گونه تمرکزی تولید می کند، این روش به تعداد نقاط نمونه زیادی نیاز دارد. روش های زیادی برای کاهش تعداد نقاط نمونه مورد نیاز ارائه شده اند. این روش ها واریانس پاسخ های به دست آمده را کاهش می دهند، بنابراین روش های کاهش واریانس نیز نامیده می شود. نمونه برداری با اهمیت به عنوان یکی از این روش های کاهش واریانس می باشد [۱۵-۱۲]. در نمونه برداری با اهمیت، پروسه نمونه برداری

فراهم می نماید. بهره گیری از روش مونت کارلو جهت مسئله های تحلیل سازه ای احتمالاتی که مربوط به سال های اخیر می باشد، با ظهور رایانه های دیجیتال به صورت یک روش عملی شناخته شده است. روش مذکور یک ابزار ریاضی کارآمد جهت تعیین احتمال تقریبی مربوط به یک پیشامد خاص که خود نتیجه مجموعه ای از فرآیندهای تصادفی می باشد، ارائه می دهد. به طور کلی، روش مونت کارلو متشکل می شود از: تولید دیجیتال تابع ها و متغیرهای تصادفی، تحلیل آماری نتایج آزمون و روش های کاهش واریانس<sup>۳</sup> این موارد به اختصار در این بخش توضیح داده خواهند شد.

فرآیند محاسباتی مربوط به روش شبیه سازی مونت کارلو بسیار ساده می باشد که به صورت زیر قابل بیان است:

- یک نوع توزیع برای متغیر تصادفی انتخاب کنید.
- یک مجموعه نمونه برداری از توزیع مذکور تولید نمایید.
- شبیه سازی های لازم را بر اساس مجموعه نمونه برداری تولید شده انجام دهید.

بدیهی است که نوع توزیع و محدودیت های مرزی، بخش های مهم از فرآیند نمونه برداری می باشند. تعداد نقطه های نمونه برداری یک عامل مهم دیگر در دقت روش نمونه برداری می باشد.

در ابتدا مجموعه نمونه برداری متناظر با متغیرهای تصادفی بر اساس تابع های چگالی احتمالاتی تولید می شود. سپس مدل ریاضی مربوط به  $g(0)$  انتخاب می گردد، به عنوان مثال حالت حدی که در نتیجه آن امکان تعیین خرابی ها جهت نمونه های برآمده از متغیرهای تصادفی میسر می گردد. در نهایت، بعد از انجام شبیه سازی ها با بهره گیری از مجموعه نمونه برداری تولید شده، به سادگی می توان مشخصه های احتمالاتی مربوط به پاسخ سازه ها را به دست آورد.

در صورتی که تابع حالت حدی  $g(0)$  نقض گردد، سازه یا عنصر سازه ای دچار شکست شده است. به منظور تضمین همگرایی، نتیجه های آماری حاصل از آزمون، چندین بار تکرار می گردد. مقدارهای نمونه در هر آزمون می توانند به صورت دیجیتالی تولید و تحلیل شوند. در صورتی که  $N$  آزمون آماری اجرا شود، احتمال تقریبی خرابی از طریق رابطه زیر قابل محاسبه است:

$$P_f = \frac{N_f}{N} \quad (3)$$

به طوری که  $N_f$  مبین تعداد آزمون های آماری می باشد که در آن



بر ناحیه گسیختگی متمرکز شده و به همگرایی سریع‌تر به احتمال گسیختگی درست منجر می‌شود. برای نمونه‌برداری بااهمیت محاسبه احتمال گسیختگی می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$P_f = \int_{g(x)<0} \frac{f_x(x)}{h_x(x)} h_x(x) dx \quad (4)$$

طوری که  $h_x(x)$  یک تابع چگالی نمونه‌برداری جدید می‌باشد. معادله بالا می‌تواند به صورت زیر نوشته شود:

$$P_f = \frac{1}{N} \sum_{j=1}^N I(x_j) \frac{f_x(x_j)}{h_x(x_j)} \quad (5)$$

بطوریکه  $I(x)$  یک نشانگر گسیختگی یا عدم گسیختگی شبیه‌سازی می‌باشد بطوریکه:

$$I(x_j) = \begin{cases} 0 & \text{if } G(x_j) > 0 \\ 1 & \text{if } G(x_j) \leq 0 \end{cases} \quad (6)$$

هرگاه شبیه‌سازی منجر به گسیختگی شود تابع  $I(X)$  مقدار یک را می‌گیرد و هرگاه شبیه‌سازی منجر به عدم گسیختگی شود تابع  $I(X)$  مقدار صفر را می‌گیرد. مسئله اساسی در روش نمونه‌برداری بااهمیت، انتخاب تابع چگالی نمونه‌برداری بااهمیتی است که نقاط نمونه موردنیاز را کاهش دهد. ایده اصلی این تکنیک این است که تابع چگالی نمونه‌برداری در نزدیکی محتمل‌ترین نقطه گسیختگی را به دست آوریم [۱۷]. برای نمونه‌برداری بااهمیت، روش‌های مختلف زیادی ارائه شده‌اند که برای به دست آوردن تابع چگالی نمونه‌برداری مناسب، به نقطه طراحی یا شکل تابع حالت حدی نیاز دارند [۱۸ و ۱۹]. درحالی‌که در مسائل عملی، نقطه طراحی یا شکل تابع حالت حدی مشخص نیستند. در این مقاله با ارائه روش نوینی برای نمونه‌برداری بااهمیت، تابع چگالی نمونه‌برداری با جمع‌آوری اطلاعات در طول پروسه نمونه‌برداری به گونه‌ای به دست می‌آید که نمونه‌برداری را به سوی مناطق بااهمیت‌تر سوق می‌دهد.

### ۳-۲- روش نمونه‌برداری بااهمیت جدید

همان‌گونه که اشاره شد، روش نمونه‌برداری بااهمیت که از نقطه طراحی به‌عنوان متوسط تابع چگالی احتمال نمونه‌برداری استفاده می‌کند روشی کارا می‌باشد. نیاز به نقطه طراحی قبل از حل مسئله نقطه‌ضعف اساسی این روش می‌باشد. در این تحقیق، یک روش نمونه‌برداری دینامیک جدید معرفی می‌شود که این نقطه‌ضعف اساسی را برطرف می‌نماید. در الگوریتم ارائه‌شده، اطلاعات درباره نقطه طراحی و شکل تابع حالت حدی نیاز

نیست. بر اساس تعریف Lind و Hasofer [۲۰]، شاخص قابلیت اطمینان، کوتاه‌ترین فاصله بین تابع حالت حدی و مرکز دستگاه مختصات نرمال استاندارد می‌باشد. در الگوریتم ارائه‌شده، متوسط تابع چگالی نمونه‌برداری در طول پروسه نمونه‌برداری به نقطه طراحی می‌رسد. نوع تابع چگالی نمونه‌برداری همان تابع چگالی متغیرهای تصادفی در نظر گرفته می‌شود ولی مقدار متوسط تابع چگالی نمونه‌برداری در طول پروسه نمونه‌برداری تغییر می‌کند. در ابتدا، یک نقطه بر اساس تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی تولید می‌شود. سپس مقدار تابع حالت حدی در این نقطه و همچنین فاصله بین این نقطه و مرکز دستگاه مختصات محاسبه می‌شود. در گام بعدی، یک نقطه تصادفی جدید بر اساس تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی تولید می‌شود، اما با مقدار متوسطی که در گام قبلی به دست آمده است. سپس مانند گام قبلی، تابع حالت حدی و فاصله محاسبه می‌شوند. اگر هر دو این مقادیر کمتر از مقادیر به دست آمده قبلی باشند، این نقطه جدید به‌عنوان مقدار متوسط تابع چگالی نمونه‌برداری در نظر گرفته می‌شوند، در غیر این صورت همان نقطه قبلی به‌عنوان مقدار متوسط در نظر گرفته می‌شود. گام‌های ارائه‌شده بر اساس مقدار دقت موردنیاز تکرار می‌شوند. مقدار انحراف معیار تابع چگالی نمونه‌برداری، مسئله دیگری است که باید در این الگوریتم موردتوجه قرار گیرد. مقدار انحراف معیار می‌تواند همانند انحراف معیار تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی مسئله باشند، اما در مسائل با شاخص قابلیت اطمینان بالا که فاصله بین نقطه طراحی و مرکز دستگاه مختصات زیاد است، نیاز به تولید نقاط تصادفی در فاصله‌ای دورتر از مرکز می‌باشد که به معنای انحراف معیار بزرگ می‌باشد. هرچه فاصله کمتر باشد، نقطه تصادفی نزدیک‌تر به مقدار متوسط تابع چگالی نمونه‌برداری می‌باشد که به معنای انحراف معیار کمتر است [۱۲]. بر اساس چنین تفسیری، در الگوریتم ارائه‌شده، انحراف معیار هر متغیر در پروسه تحلیل مورد استفاده قرار گرفته است. به عبارت دیگر، یک تابع برای انحراف معیار هر متغیر در نظر گرفته می‌شود که مقدار بزرگ‌تری را در شروع تحلیل می‌دهد و به تدریج انحراف معیار متغیرها کاهش می‌یابد. برای این منظور می‌توان تابع زیر را در نظر گرفت.

$$\sigma = C \left( \frac{n-i}{n} \right) + \sigma_{initial} \quad (7)$$

که در آن،  $n$  تعداد کل شبیه‌سازی‌ها می‌باشد.  $i$  شماره نقطه نمونه‌برداری در زمانی است که انحراف معیار در حال تغییر



است.  $\sigma_{initial}$  انحراف معیار متغیرهای تصادفی و  $C$  یک مقدار ثابت وابسته به مقدار شاخص قابلیت اطمینان می باشد بطوریکه  $C$  برای شاخص قابلیت اطمینان زیاد، بزرگ اختیار می شود. این تغییر در انحراف معیار در مرحله ای که مقدار متوسط تابع نمونه برداری تغییر می کند صورت می پذیرد.

#### ۴- الگوریتم پیشنهادی

الگوریتم پیشنهادی می تواند به صورت زیر ارائه شود:

- ۱- تشکیل تابع حالت حدی و تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی.
- ۲- تولید نقطه تصادفی بر اساس تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی با مقدار متوسط متغیرهای تصادفی و انحراف معیار به دست آمده رابطه (۷) به عنوان تابع چگالی نمونه برداری.
- ۳- محاسبه تابع حالت حدی و فاصله بین نقطه تصادفی و مرکز فضای مسئله و در نظر گرفتن آن ها به عنوان min distance و min limit state.

۴- تولید یک نقطه تصادفی بر اساس تابع چگالی متغیرهای تصادفی با مقدار متوسطی که برابر است با نقطه تصادفی به دست آمده از گام های قبلی و انحراف معیار به دست آمده از رابطه (۷).

۵- محاسبه تابع حالت حدی و فاصله بین نقطه تصادفی و مرکز فضای مسئله.

۶- اگر تابع حالت حدی منفی باشد، مقدار  $\frac{PDF_{random\ variables}}{PDF_{sampling}}$  به تعداد خرابی ها اضافه می شود.

۷- اگر مقدار تابع حالت حدی و مقدار فاصله به ترتیب کمتر از مقدار min distance و min limit state باشند. آنگاه مقدار آن ها برابر با مقادیر جدید به دست آمده خواهند بود، در غیر این صورت همان مقادیر قبلی نگه داشته می شوند. همچنین مقدار انحراف معیار با استفاده از رابطه (۷) محاسبه می شود.

۸- گام های ۴ تا ۷ را ادامه می دهیم تا به یک دقت قابل قبول دست یابیم.

۹- در نهایت، احتمال خرابی با تقسیم تعداد خرابی ها به تعداد کل به دست می آید.

در این بخش، چندین مثال عددی به منظور نشان دادن کارایی الگوریتم پیشنهادی ارائه شده است.

#### ۵- مثال های عددی

۵-۱- مثال ۱

در اولین مثال، یک تابع حالت حدی ساده با دو متغیر تصادفی به صورت زیر در نظر گرفته می شود:

$$G(X_1, X_2) = X_1 - X_2 \quad (8)$$

که در آن  $X_1$  و  $X_2$  متغیرهای تصادفی نرمال به ترتیب با مقادیر میانگین ۱۰ و ۴ و انحراف معیار ۱ و ۰/۴ می باشند. الگوریتم پیشنهادی با  $C=3$  و  $n=100$  شاخص قابلیت اعتماد و احتمال گسیختگی متناظر را به صورت مقابل به دست می دهد  $\beta=4/6131$  و  $P_f=1/9836 \times 10^{-6}$ . در این مثال با  $C=0$  برخی از تحلیل ها مقدار احتمال گسیختگی برابر صفر را خواهند داد که نشان دهنده نقش مهم پارامتر  $C$  می باشد. برای محاسبه شاخص قابلیت اعتماد برای این مثال با شبیه سازی مونت کارلو با بازه اطمینان برابر با ۹۵٪، نیاز به  $10^9$  نمونه می باشد. در حالی که در الگوریتم پیشنهادی تنها ۱۰۰ نمونه نیاز می باشد که بیانگر کارایی و قدرت الگوریتم پیشنهادی می باشد.

#### ۵-۲- مثال ۲

یک مسئله غیرخطی برای ارزیابی اثر غیرخطی تابع حالت حدی در الگوریتم پیشنهادی در نظر گرفته می شود. این مسئله قبلاً در مرجع [۲۱] برای نشان دادن خطای خطی شدن تعریف شده در قابلیت اعتماد مرتبه اول استفاده شده است.

$$G(\underline{X}) = 3 + X_1 - \frac{1}{6} \sum_{i=1}^{10} x_i^2 \quad (9)$$

که در آن،  $X$  برداری از ۱۰ متغیر تصادفی نرمال استاندارد می باشد. نتایج احتمال گسیختگی با ۵۰۰ شبیه سازی در الگوریتم پیشنهادی به همراه نتایج به دست آمده بر اساس نمونه برداری با اهمیت استاندارد اطراف نقطه طراحی و تقریب مرتبه اول از مرجع [۲۱] در جدول (۱) ارائه شده است.

جدول ۱- مقایسه نتایج برای مثال ۲ [۲۱]

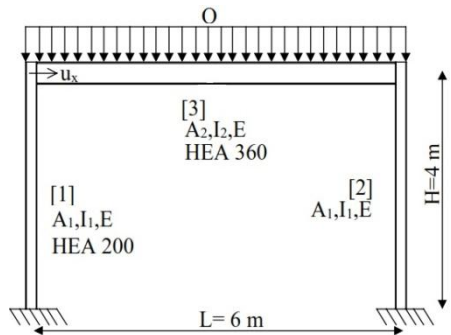
|         |                                 |
|---------|---------------------------------|
| ۰/۰۰۱۳۵ | تقریب مرتبه اول                 |
| ۰/۱۵۱   | نمونه برداری با اهمیت استاندارد |
| ۰/۱۱۰۴  | روش پیشنهادی                    |
| ۰/۱۱۱   | پاسخ دقیق                       |

#### ۵-۳- مثال ۳

در این مثال قابلیت اطمینان لرزه ای یک قاب خمشی فولادی که تحت شتاب نگاشت زلزله با مشخصات مندرج در جداول ذیل تحریک شده، مورد بررسی قرار می گیرد.

#### ۵-۳-۱- تحلیل قابلیت اطمینان لرزه ای





شکل ۲- قاب خمشی فولادی

همان‌طور که در تحلیل‌ها مشاهده شد تغییر در پارامترهای متغیرهای تصادفی باعث عدم همگرایی و رسیدن به پاسخ صفر خواهد شد.

جدول ۳- مشخصات متغیرهای تصادفی قاب خمشی فولادی

| نماد (واحد)             | توصیف                 | مقدار اصلی             | ضریب تغییرات (%) |
|-------------------------|-----------------------|------------------------|------------------|
| $A_1$ (m <sup>2</sup> ) | سطح مقطع (HEA200)     | $53/83 \times 10^{-4}$ | ۱                |
| $I_1$ (m <sup>4</sup> ) | ممان اینرسی (HEA200)  | $3692 \times 10^{-8}$  | ۲                |
| $A_2$ (m <sup>2</sup> ) | سطح مقطع (HEA360)     | $142/8 \times 10^{-4}$ | ۱                |
| $I_2$ (m <sup>4</sup> ) | ممان اینرسی (HEA 360) | $33090 \times 10^{-8}$ | ۲                |
| $E$ (N/m <sup>2</sup> ) | مدول الاستیسیته       | $210 \times 10^9$      | ۲                |
| $Q$ (N/m)               | بار عمودی             | 650000                 | ۸                |

## ۶- نتیجه‌گیری

در این مقاله با توجه به بررسی الگوریتم پیشنهادی، روش جدید نمونه‌برداری پیشنهادی برای حل هر نوع مسئله قابلیت اطمینان بسیار کارا می‌باشد. استفاده از آن در رشته قابلیت اطمینان، نه تنها دارای مزیت سادگی می‌باشد، بلکه همچنین استفاده از آن نیازی به محاسبات مشتق تابع حالت حدی نیز ندارد. زمان محاسباتی زیاد نیست، زیرا تمرکز بر نواحی بااهمیت در فضای متغیر تصادفی می‌باشد.

همان‌طور که در مثال سوم مشاهده می‌شود تعداد نمونه‌های کمتر موردنیاز باعث کاهش زمان تحلیل‌ها و تسریع در رسیدن به پاسخ شده است. با توجه به وابستگی ظرفیت سیستم سازه‌ای به خصوصیات مصالح و ابعاد اعضاء بررسی میزان عدم قطعیت‌های موجود در هر یک از این پارامترها مهم می‌نماید.

تحلیل قابلیت اطمینان عبور از سطح آستانه سازه برای زمین‌لرزه‌های معین، تحلیل عبور از سطحی است که احتمال تجاوز پاسخ سازه از یک مقدار آستانه تعیین شده می‌باشد. ارزش منفی احتمال عبور از سطح آستانه به‌عنوان قابلیت اطمینان عبور از سطح آستانه سازه تعریف شده است [۲۲]. در این مثال یک قاب فولادی را با مشخصات عدم قطعیت  $A$  و  $E, I$  تیر و ستون در نظر بگیرید. تاریخچه زمانی تحریک زلزله در این مسئله به‌صورت تعیینی در نظر گرفته شده است. برای تعیین قابلیت اطمینان قاب از تابع حالت حدی زیر استفاده می‌شود:

$$G = \Delta - \Delta_{allowable} \quad (10)$$

در رابطه بالا،  $\Delta_{allowable}$  مقدار آستانه جابجایی بیشینه در قاب می‌باشد که به‌صورت ۲/۵ درصد ارتفاع محاسبه شده است. این مقدار با توجه به فرض سطح خطر ۱ و ایمنی جانی بر اساس نشریه ۳۶۰ به‌دست آمده است.  $\Delta$  حداکثر پاسخ تاریخچه زمانی سازه است.

## ۵-۳-۲- انتخاب شتاب‌نگاشت

شتاب‌نگاشت ارائه‌شده در جدول (۲) برای آنالیز دینامیکی با مشخصات ساختگاه نوع ۲ و پهنه‌بندی خطر زیاد در نظر گرفته شده است. مشخصات رکورد زلزله: بیشینه شتاب زمین، مدت‌زمان، محتوی فرکانسی مطابق با طیف طراحی بر اساس پیشنهاد Lestuzzi و همکارانش [۲۳] مقیاس شده است.

در تحلیل تاریخچه زمانی سازه یک درجه آزادی موردنظر با مدل کردن آن در نرم‌افزار متلب و حل آن با روش عددی نیومارک حداکثر پاسخ تاریخچه زمانی سازه به‌عنوان  $\Delta$  در نظر گرفته می‌شود.

جدول ۲- مشخصات رکورد زلزله [۲۴]

| بزرگی | PGD (cm) | PGV (cm/s) | PGA (g) | LP (Hz) | HP (Hz) | ثبت/مؤلفه   |
|-------|----------|------------|---------|---------|---------|-------------|
| ۴/۹   | ۰/۵۵     | ۶/۷        | ۰/۰۹۷   | ۴۰      | ۰/۶     | ANZA/RDA045 |

## ۵-۳-۳- مدل سازه‌ای

نمای قاب خمشی مورد مطالعه در این تحقیق در شکل (۲) نشان داده شده است.

مشخصات متغیرهای تصادفی این قاب در جدول (۳) به تفصیل ارائه شده است. توزیع تابع چگالی احتمال تمام متغیرهای این قاب نرمال در نظر گرفته شده است. نتایج تحلیل این الگوریتم پیشنهادی با تعداد نمونه ۵۰۰۰۰ شاخص قابلیت اطمینان ۳/۲۳۶۹ را به دست می‌دهد.



- [۱۳] قانونی بقا، م. شایانفر، م.ع.، عسگرانی، س. و ذبیحی سامانی، م. (۱۳۹۵)، "تخمین عمر مفید سازه‌های بتن‌آرمه در شرایط دریایی جزر و مدی"، نشریه مهندسی دریا، شماره ۲۴ پاییز و زمستان، ص. ۱۳-۲۲.
- [14] Hurtado, J.E. and Barbat, A.H. (1997), "Simulation Methods in Stochastic Mechanics", In: Marczyk Journal (ed.) Computational Stochastic Mechanics in a Meta-Computing Perspective, pp. 93-116. Barcelona: CIMNE.
- [15] Frangopol, D. (1984), "Interactive Reliability Based Structural Optimization", Computers & Structures, Vol. 19, No. 4, pp. 559-563.
- [16] Bucher, C.G. (1988), "Adaptive Sampling - An Iterative Fast Monte Carlo Procedure", Structural Safety, Vol. 5, No. 2, pp.119-126.
- [17] Melchers, R.E. (1990), "Search-Based Importance Sampling", Structural Safety, Vol. 9, No. 2, pp.117-128.
- [18] Papadrakakis, M. and Nikos Lagaros, D. (2002), "Reliability-Based Structural Optimization Using Neural Networks and Monte Carlo Simulation", Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering, Vol. 191, No. 32, pp.3491-3507.
- [19] Maes, M.A., Breitung, K. and Dupuis, D.J. (1993), "Asymptotic Importance Sampling", Structural Safety, Vol. 12, No. 3, pp.167-186.
- [20] Hasofer, A.M. and Lind, N.C. (1974), "Exact and Invariant Second Moment Code Format", Engineering Mechanics Division, Vol. 100, No. 1, pp.111-121.
- [21] Madson, H.O., Krenk, S. and Lind, N.C. (1986), "Methods of Structural Safety", Prentice-Hall. Englewood Cliffs, New Jersey.
- [۲۲] مهجور لطف آبادی، م. (۱۳۹۴)، "تعیین قابلیت اطمینان در بارگذاری لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی با استفاده از تکنیک مونت کارلو"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، موسسه آموزش عالی علوم و فناوری آریان.
- [23] Ghodrati Amiri, G. and Hamidi Jamnani, H. (2009), "The Effect of Analysis Methods on the Response of Steel Dual-System Frame Buildings for Seismic Retrofitting", International Journal of Engineering, Vol. 22, No. 4, pp. 317-331.
- [۲۴] مهجور لطف آبادی، م.، جهانی، ا.، حمیدی جمنانی، ح. (۱۳۹۳)، "تعیین قابلیت اطمینان قاب خمشی فولادی در برابر تحریک زلزله"، دومین کنگره بین‌المللی سازه، معماری و توسعه شهری، تبریز.
- [۱۲] شایانفر، م.ع.، قانونی بقا، م. و جهانی، ا. (۱۳۹۴)، "نتوری قابلیت اعتماد سازه‌ها"، انتشارات دانشگاه علم و صنعت ایران، چاپ اول.
- [1] Ditlevsen, O. and Madson, H.O. (2007), "Structural Reliability Methods", Department of Mechanical Engineering Technical University of Denmark, 2<sup>nd</sup> Edition.
- [2] Kaveh, A., Massoudi, M.S. and Ghanoooni-Bagha, M. (2014), "Structural Reliability Analysis Using Charged System Search Algorithm", IJST Transactions of Civil Engineering, Vol. 38, No. C2, pp. 439-448.
- [3] Shayanfar, M.A., Barkhordari, M.A. and Ghanoooni-Bagha, M. (2015), "Estimation of Corrosion Occurrence in RC Structure Using Reliability Based PSO Optimization", Periodica Polytechnica Civil Engineering, Vol. 59, No. 4, pp. 531-542.
- [4] Abdollahzadeh, G.R., Jahani, E. and Kashir, Z. (2016), "Predicting of Compressive Strength of Recycled Aggregate Concrete by Genetic Programming", Computers and Concrete, Vol. 18, No. 2, pp. 155-163.
- [5] Jahani, E., Shayanfar, M.A. and Barkhordari, M.A. (2012), "Structural Reliability Based on Genetic Algorithm-Monte Carlo (GAMC)", Advances in Structural Engineering, Vol. 15, No. 12, pp. 419-426.
- [6] Amini, F. and Karami, K. (2011), "Capacity Design by Developed Pole Placement Structural Control", Structural Engineering and Mechanics, Vol. 39, No. 1, pp. 147-168.
- [7] Jahani, E., Muhanna, R.L., Shayanfar, M.A. and Barkhordari, M.A. (2014), "Reliability Assessment with Fuzzy Random Variables Using Interval Monte Carlo Simulation", Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, Vol. 29, No. 3, pp. 208-220.
- [8] Elegbede, C. (2005), "Structural Reliability Assessment Based on Particles Swarm Optimization", Structural Safety, Vol. 27, No. 2, pp. 171-186.
- [9] Hammerley, J.M. and Handscomb, D.C. (1964), "Monte Carlo Methods", John Wiley & Sons, New York, NY.
- [10] Iman, R.L. and Canover, W.J. (1980), "Small Sampling Sensitivity Analysis Technique for Computer Models with an Application to Risk Assessment", Communications in Statistics - Theory and Methods, Vol. 9, No. 17, pp. 1749-1842.
- [11] Hwang, N., Reich, M., Ellingwood, B. and Shinozoka, M. (1986), "Reliability Assessment and Probability Based Design of Reinforced Concrete Containments and Shear Walls", Summary Report, NUREG, CR-3957, BLN-NUREG 51956, Upton, New York.

## پی نوشت

- <sup>1</sup> Roulette wheel
- <sup>2</sup> Statistical trial method
- <sup>3</sup> Variance reduction
- <sup>4</sup> Inverse Transform Method
- <sup>5</sup> PGA





# فلسفه طرح لرزه‌ای بهینه دیوار برشی فولادی با در نظر گرفتن مشارکت قاب پیرامونی در رفتار سیستم

پرویز عبادی<sup>۱\*</sup>، سعید فرجلومنش<sup>۲</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران

۲- کارشناس ارشد زلزله، مهندسی عمران، مؤسسه آموزش عالی صدرالمتهین (صدرا)، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۱۴۸۷۵-۳۱۴، Parviz.Ebadi@gmail.com

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۰۴/۲۹، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۳/۰۳)

## چکیده

سیستم دیوار برشی فولادی در دهه‌های اخیر مورد توجه محققان و مهندسان قرار گرفته است. طراحی دیوارهای برشی فولادی معمولاً با اختصاص کل برش طبقه به ورق‌ها و طراحی قاب‌های پیرامونی برای تمام نیروی انتقال یافته از ورق‌ها به قاب‌های پیرامونی انجام می‌گیرد و از مشارکت قاب‌ها در تحمل برش طبقه صرف‌نظر می‌گردد. در این تحقیق ابتدا یک روش طراحی مبتنی بر ظرفیت دیوارهای فولادی و قاب‌های پیرامونی براساس ظرفیت مورد نیاز برشی در طبقات ساختمان ارائه شده است. سپس دیوارهای فولادی با توجه به منحنی‌های اندرکنش قاب-ورق (PFI) برای درصد‌های مختلفی از برش طبقات طراحی و پارامترهای لرزه‌ای آنها با استفاده از مدل‌سازی عددی و نرم‌افزاری با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که استفاده از روش‌های رایج طراحی و اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی و صرف‌نظر از ظرفیت قاب پیرامونی می‌تواند منجر به طراحی دست بالا برای سیستم گردد. در حالیکه اگر طرح لرزه‌ای این سیستم با در نظر گرفتن مجموع ظرفیت ورق فولادی و قاب پیرامونی انجام گردد طراحی سیستم به مراتب مهندسی‌تر و اقتصادی‌تر می‌گردد.

## واژگان کلیدی

رفتار لرزه‌ای، دیوار برشی فولادی ویژه، اندرکنش ورق و قاب، ظرفیت مورد نیاز طراحی، جذب انرژی

## Optimal Seismic Design Philosophy of Steel Plate Shear Walls Considering Peripheral Frame Contribution in Behavior of System

P. Ebadi, S. Farajloomanesh

### Abstract

Researchers and engineers used steel plate shear walls in recent decades. In general design of this system, the total story shear assigned completely to infill plate. then, peripheral frame designed for transferred tension field forces from steel plate in this procedure, the contribution of frames ignored in shear transfer. In this research, a design procedure based on capacity of both steel plate and peripheral frame. Then, steel plates designed according to plate-frame interaction (PFI) theory for different percentages of story shear and their seismic parameters compared using numerical tools and softwares. It is found that using conventional design of this system, design of steel walls for total story shear and ignoring peripheral frame capacity may lead to conservative design of system. While the proposed design philosophy for consideration of both steel wall and peripheral frame leads to more engineering and economical system.

### Keywords

Seismic behavior, Special steel shear wall, Plate-frame interaction, Capacity required by design, Energy absorption



دیوار برشی فولادی یکی از سیستم‌های سازه‌ای است که در سالهای اخیر تحقیقات بسیاری بر روی آن صورت گرفته است. اولین آزمایشهای دیوارهای برشی فولادی توسط Takahashi و همکارانش در سال ۱۹۷۱ صورت گرفت. ایشان دریافته‌اند که این سیستم بسیار شکل‌پذیر است و سخت‌کننده‌ها در افزایش جذب انرژی تأثیر دارند [۱]. Timler و Kulak در دانشگاه آلبرتا کانادا آزمایش‌هایی بر روی دیوارهای برشی سخت‌نشده انجام دادند که نشان‌دهنده رفتار شکل‌پذیر این سیستم بود [۲]. Roberts و Sabouri-Ghomi در دانشگاه ولز انگلستان ۱۶ پانل برشی فولادی با بارگذاری قطری را آزمایش نمودند و نشان دادند که همه‌ی پانل‌ها دارای شکل‌پذیری کافی برای تحمل دوره‌های غیرارتجاعی بزرگ می‌باشند. Yamada در دانشگاه کانسای ژاپن دو نمونه‌ی دیوار برشی فولادی یک طبقه را تحت بارگذاری تناوبی آزمایش و تغییرشکل‌های بزرگی را در پانل‌های فولادی کمانش‌یافته (با افت ناچیز مقاومت) مشاهده نمود [۳]. Roberts و Sabouri-Ghomi [۳] و Sabouri-Ghomi و همکارانش [۴] روش اندرکنش ورق و قاب (PFI) را برای تحلیل دیوارهای برشی فولادی در حالت‌های مختلف با سخت‌کننده و بدون سخت‌کننده، با بازشو و بدون بازشو، با ورق نازک و ضخیم ارائه کردند. در این روش رفتار ورق و قاب به صورت مجزا بررسی گردیده و اندرکنش آن‌ها در نظر گرفته می‌شوند. Caccese و همکارانش اثرات لاغری صفحه و نوع اتصال تیر به ستون را بر روی رفتار دیوارهای برشی فولادی با استفاده از ۶ نمونه آزمایشگاهی بررسی نمودند و دریافته‌اند که مود گسیختگی نمونه‌ها با تغییر ضخامت ورق دیوار تغییر می‌کند. همچنین در صورت استفاده از یک صفحه لاغر سخت‌نشده به عنوان دیوار فولادی، رفتار غیر ارتجاعی با تسلیم شدن ورق آغاز می‌شود [۵]. در سال ۲۰۰۷، Gholhaki دو نمونه دیوار برشی فولادی با اتصالات مفصلی و گیردار برای تیرها را مورد آزمایش قرار داد و دریافت که اثر نوع اتصال تیر به ستون بر روی سختی اولیه این دیوارها قابل صرف‌نظر می‌باشد. مقاومت نمونه دارای اتصال گیردار نسبت به اتصال ساده حدود ۲۶ درصد بیشتر و میزان جذب انرژی نمونه با اتصال گیردار بیشتر از نمونه با اتصال ساده بود. ضمن اینکه اثر نوع اتصال تیر به ستون نیز بر روی زاویه میدان کشش قطری ناچیز بود [۶]. در سال ۱۳۹۰ Darvishi و همکارانش سه مدل با نسبت عرض به ارتفاع پانل کوچکتر از ۱، مساوی ۱ و بزرگتر از ۱ را آزمایش

نمودند و نتیجه گرفتند که در حالت اول افزایش سختی ستون موجب افزایش ضریب شکل‌پذیری کلی سازه و ضریب اضافه مقاومت می‌گردد. در حالت دوم افزایش سختی ستون تأثیر چندانی روی ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت ندارد. در حالت سوم افزایش سختی ستون باعث کاهش ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت می‌گردد [۷]. با مطالعاتی که Alinia و Dastfan در سال‌های ۲۰۰۵، ۲۰۰۶ و ۲۰۰۷ بر روی دیوارهای برشی فولادی انجام دادند، نتیجه گرفتند که جذب انرژی بالای سیستم دیوار برشی فولادی به سختی المان‌های مرزی وابسته است [۸ و ۹ و ۱۰]. مطالعات آزمایشگاهی متنوعی در سال ۲۰۰۸ در آزمایشگاه مرکز ارزیابی و برنامه‌ریزی صنعت ساختمان و حمل و نقل کره‌جنوبی با هدف بررسی تغییرات ظرفیت باربری دیوارهای برشی ساخته شده از ورق‌های فولادی با جزئیات ساخت متفاوت انجام شد [۱۱]. در همین سال، چهار نمونه دیوار برشی فولادی تقویت شده با بازشوی مستطیل شکل مرکزی- که از فولاد نرم در طراحی ورق‌ها استفاده شده بود- در آزمایشگاه سازه مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن مورد آزمایش قرار گرفت [۱۲] و نتایج آزمایشگاهی با نتایج حاصل از بررسی‌های عددی تطبیق داده شد. نتایج هر دو روش نشان داد که افزایش عرض بازشو منجر به کاهش سختی و مقاومت نمونه‌ها می‌گردد. ضمن اینکه تقویت ورق می‌تواند تا حدی اثر کاهش سختی و مقاومت را جبران نماید [۱۳]. Kharrazi و همکارانش در سال ۲۰۱۰ روش اصلاح شده اندرکنش ورق و قاب (M-PFI) را ارائه کردند. در این روش اثر لنگر واژگونی بر پاسخ سیستم دیوار برشی فولادی در نمودار بار-جابجایی لحاظ می‌شود [۱۴]. Sabouri-Ghomi و همکارانش در سال ۲۰۱۱ اثر بازشوهای متقارن در رفتار دیوارهای برشی فولادی را بررسی نمودند. بازشوهای ایجاد شده در ورق فولادی شامل دو بازشوی مستطیلی بود. نتایج آزمایش‌ها بیانگر وابستگی سختی و مقاومت برشی پانل‌ها به عرض مؤثر پانل‌ها بود. بطوریکه سختی و مقاومت برشی پانل با افزایش عرض آن کاهش می‌یابد. تغییر پارامترهای دیگر مانند ارتفاع بازشوها و نیز فاصله بین بازشوها، اثر چندانی بر روی سختی و مقاومت برشی نداشتند [۱۳]. در سال ۲۰۱۱ Chen و Jhang تأثیر استفاده از فولاد با تنش تسلیم پایین (LYP) را در طراحی دیوارهای برشی فولادی بررسی نمودند و نشان دادند که در طراحی دیوار فولادی با استفاده از LYP، محدود کردن نسبت عرض به ضخامت ورق به کمتر از ۸۰ منجر به عملکرد بهتر دیوار خواهد گردید. همچنین استفاده از اتصال خمشی تیر



به ستون نسبت به اتصال برشی، مقاومت سیستم را ۲۸ درصد و ظرفیت اتلاف انرژی سیستم را ۱۸ درصد افزایش می‌دهد [۱۵]. Hosseinzadeh و Tehranizadeh در سال ۲۰۱۴ تحقیقاتی بر روی دیوارهای برشی فولادی با تعداد طبقات مختلف و نسبت عرض به ارتفاع متفاوت انجام دادند. ایشان نتیجه گرفتند که تسلیم ورق در پانل‌های با تعداد طبقات کمتر خیلی زودتر از قاب پیرامونی صورت می‌گیرد. در حالیکه در تعداد طبقات زیاد تسلیم کامل ورق به تعویق می‌افتد. همچنین به دلیل اینکه ورق‌های دیوار تنها قادر به تحمل تنش‌های کششی هستند و نمی‌توانند تنش‌های فشاری را تحمل کنند، نیروهای محوری کششی در ستون‌ها کمتر از نیروهای محوری فشاری می‌باشد [۱۶]. در سال ۲۰۱۵ MoradiNedjad و همکارانش به بررسی تأثیر موقعیت قرارگیری دیوار برشی فولادی بر خرابی پیشرونده پرداختند. نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی نشان داد که قرارگیری دیوار برشی فولادی در کنج پلان منجر به رفتار بهتر سازه در برابر تخریب پیشرونده می‌گردد. همچنین اگر دیوارهای برشی فولادی در داخل پلان سازه قرار گیرند، سازه نسبت به دیگر موقعیت‌های قرارگیری ناپایدارتر می‌باشد و برای سازه حالت بحرانی‌تری ایجاد می‌گردد [۱۷]. در سال ۲۰۱۵ Abadi و همکارانش به بررسی تأثیر مشارکت ورق دیوار در تحمل بار جانبی پرداختند و نشان دادند هرچه مشارکت ورق در بار جانبی بیشتر شود، ضخامت ورق و ستون‌های دیوار افزایش یافته و سازه غیراقتصادی‌تر می‌شود [۱۸ و ۱۹]. در همین سال با مطالعاتی که Abadi و همکارانش بر روی دیوارهای برشی فولادی با سخت‌کننده انجام دادند مشخص گردید با در نظر گرفتن ضریب نسبت تنش کماتش برشی به تنش تسلیم برشی ( $C_v$ ) در طراحی، ابعاد قاب پیرامونی کاهش قابل ملاحظه‌ای می‌یابد. ضمن اینکه با افزایش نسبت تنش کماتش برشی به تنش حد تسلیم ورق فولادی، شکل‌پذیری سیستم در طبقات کاهش خواهد یافت [۲۰ و ۲۱].

در ضوابط لرزه‌ای آئین‌نامه فولاد آمریکا (AISC 341) [۲۲] و راهنمای طراحی دیوارهای برشی فولادی (Design Guide 20) [۲۳]، طراحی تیرها و ستون‌ها به میزان نیروهای وارده ناشی از میدان کششی ورق وابسته می‌باشد. به عبارت دیگر افزایش ضخامت ورق فولادی، نیروی انتقالی ناشی از میدان کششی ورق به المان‌های مرزی دیوار را افزایش می‌دهد که منجر به افزایش ابعاد ستون‌ها می‌گردد. در طراحی رایج دیوارهای فولادی، ورق فولادی برای کل برش طبقه طراحی می‌شود و از اثر قاب در تحمل برش طبقه صرف‌نظر می‌گردد. در حالیکه

قاب پیرامونی می‌تواند نیروی جانبی قابل توجهی را تحمل نماید. بنابراین انتظار می‌رود که اختصاص تمام برش طبقه برای طراحی ورق منجر به افزایش ضخامت ورق و نیروی انتقالی به تیرها و ستون‌ها و نهایتاً ابعاد بزرگتر برای تیرها و ستون‌ها گردد. در این تحقیق، به منظور بررسی ظرفیت طبقات در طراحی با روش پیشنهادی آئین‌نامه‌ها، یک ساختمان ۱۰ طبقه فولادی بارگذاری و طراحی گردیده است. سپس نمودارهای اندرکنش دیوار و قاب پیرامونی (PFI) برای طبقات مختلف ترسیم گردیده‌اند که بیانگر ظرفیت به مراتب بالاتر هر طبقه نسبت به برش مورد نیاز طبقه می‌باشد. سپس روشی مبتنی بر تکرار ارائه شده است که نحوه طراحی دیوارهای برشی فولادی با تعیین دقیق میزان مشارکت ورق‌ها و قاب پیرامونی در برش کل طبقه با استفاده از روابط اندرکنش دیوار و قاب پیرامونی ارائه شده است. در مرحله بعد، به منظور بررسی اثر میزان مشارکت دیوار و قاب در برش طبقه، دیوارهای فولادی برای ۷۵ و ۵۰ درصد برش طبقه طراحی و قاب‌های پیرامونی نیز برای نیروهای ناشی از میدان کششی کاهش‌یافته مجدداً طراحی گردیده‌اند. در مرحله آخر و با توجه به روش طراحی ارائه شده، سهم واقعی دیوارها در برش طبقه محاسبه گردیده و طرح بهینه ارائه شده است. نمودارهای PFI برای تمام نمونه‌ها ترسیم و پارامترهای لرزه‌ای قاب‌ها از قبیل شکل‌پذیری، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و جذب انرژی محاسبه گردیده‌اند.

## ۲- اندرکنش ورق و قاب پیرامونی (PFI)

روش اندرکنش ورق و قاب پیرامونی (PFI) از قوی‌ترین ابزارها برای محاسبه ظرفیت دیوار برشی فولادی می‌باشد. بنابراین برای ارزیابی ظرفیت قاب‌های مورد مطالعه از این روش استفاده گردیده است. در روش PFI نمودار ظرفیت ورق و قاب پیرامونی به طور جداگانه ارزیابی گردیده و سپس ظرفیت دیوار برشی فولادی با جمع نمودارهای ظرفیت ورق و قاب پیرامونی محاسبه می‌گردد. پارامترهای نمودار PFI برای یک قاب به صورت شکل (۱) تعریف می‌گردند.

در شکل (۱)،  $F_{wu}$  مقاومت برشی نهایی ورق،  $U_{we}$  تغییرمکان نقطه تسلیم ورق،  $F_{fu}$  مقاومت برشی نهایی قاب و  $U_{fe}$  تغییرمکان نقطه تسلیم قاب می‌باشند که با استفاده از روابط (۱) تا (۴) محاسبه می‌گردند.

$$F_{wu} = b \cdot t (\tau_{cr} + 0.5bt\sigma_y \sin 2\theta) \quad (1)$$

$$U_{we} = \frac{2\sigma_y}{E \sin 2\theta} d \quad (2)$$



می‌گردد.

$$V_n = \phi \times 0.42 \times F_y \times L_{cf} \times t_w \times \sin 2\alpha \quad (6)$$

که ضریب کاهش مقاومت سازه بوده و برابر با ۰/۹ می‌باشد.  $F_y$  تنش حد تسلیم دیوار،  $L_{cf}$  فاصله خالص بین دو ستون دیوار،  $t_w$  ضخامت دیوار و  $\alpha$  زاویه تشکیل میدان کشش در دیوار با راستای قائم می‌باشد.

مطابق روابط PFI مقاومت برشی و تغییر مکان متناظر با ورق، قاب و پانل از روابط (۱) تا (۴) بدست می‌آیند.

آئین‌نامه AISC در رابطه (۶) نسبت مقاومت کششی مورد انتظار به مقاومت کششی حداقل ( $R_t=1/2$ ) را نیز در محاسبات در نظر گرفته است به عبارتی ضریب ۰/۵ در رابطه (۱) از تئوری PFI با تقسیم شدن به ۱/۲ به ۰/۴۲ در رابطه (۶) از آئین‌نامه AISC341 تبدیل گردیده است ( $0/5 \div 1/2 = 0/42$ ). همچنین مقدار تنش حد کمانش ورق ( $\tau_{cr}$ ) در رابطه (۱) ناچیز بوده که در روابط AISC صرف نظر گردیده است. بنابراین اگر رابطه (۱) در نسبت  $0/95 = 1/2 \div 0/9 = 0/5 \div 1/2$  ضرب شود و  $\tau_{cr} = 0$  منظور گردد، روابط (۱) و (۶) معادل خواهند گردید.

به دلیل اینکه در طراحی دیوار از روش بار و مقاومت نهایی آئین‌نامه AISC استفاده شده است بنابراین برای رسم نمودارهای PFI لازم است تغییراتی به شرح زیر انجام گردد.

$$\frac{0.9}{1.2} (PFI) \approx V_{demand} \quad (7)$$

به عبارت دیگر می‌توان رابطه (۷) را به صورت زیر بازنویسی نمود:

$$F_{pu} = F_{wu} + F_{fu} = 1.33 \times V_{demand} \quad (8)$$

بنابراین به منظور استفاده از PFI در طراحی باید برش نیاز ( $V_{demand}$ ) در ۱/۳۳ ضرب شود و قاب و دیوار فولادی طوری طراحی شوند که مجموع ظرفیت آن‌ها از ۱/۳۳ برابر برش پایه مورد نیاز طبقه بیشتر گردد.

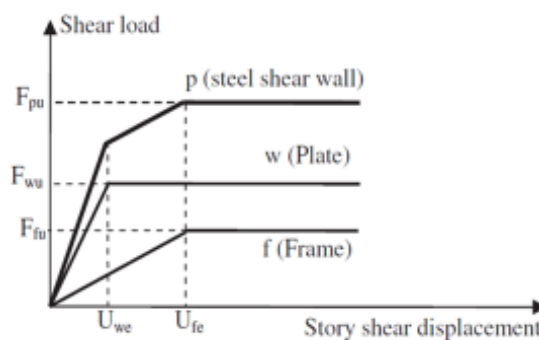
روند طراحی بهینه سیستم دیوار برشی فولادی به صورت زیر می‌باشد:

۱- از طبقه آخر بهینه‌سازی شروع و به طبقه همکف ختم می‌شود ( $i=n \rightarrow 1$ )

۲- فرض درصد مشخص سهم ورق و قاب در طبقه  $i$  در نظر گرفته می‌شود.

۳- ضخامت دیوار فولادی از روابط (۶)، (۷) و (۸) تعیین می‌گردد.

۴- حداکثر نیروی انتقالی از دیوار فولادی به قاب پیرامونی



شکل ۱- پارامترهای روش PFI [۲۴]

$$F_{fu} = \frac{4M_{fp}}{d} \quad (3)$$

$$U_{fe} = \frac{M_{fp}d^2}{6EI_f} \quad (4)$$

در روابط ارائه شده،  $b$  و  $d$  به ترتیب عرض و ارتفاع پانل،  $t$  ضخامت ورق،  $E$  مدول الاستیسیته ورق،  $\sigma_y$  تنش حد جاری شدن ورق و  $\theta$  زاویه میدان کشش ورق با راستای افق،  $I_f$  و  $M_{fp}$  به ترتیب ممان پلاستیک و ممان اینرسی ستون‌ها می‌باشند. پس از محاسبه ظرفیت قاب پیرامونی و ورق دیوار فولادی، ظرفیت کلی سیستم ( $F_{pu}$ ) با استفاده از رابطه (۵) محاسبه می‌گردد.

$$F_{pu} = F_{fu} + F_{wu} \quad (5)$$

### ۳- روش طراحی بهینه دیوارهای فولادی

در طراحی رایج دیوارهای برشی فولادی ۱۰۰ درصد برش طبقه برای طراحی دیوار منظور می‌گردد و از مشارکت قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه صرف نظر می‌گردد.

در طراحی بهینه سیستم دیوار فولادی که در این مقاله مورد بررسی قرار گرفته است قاب پیرامونی نیز در انتقال بارهای زلزله مشارکت داده می‌شود. به عبارتی با استفاده از روش آزمون و خطا میزان واقعی مشارکت دیوار فولادی و قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه تعیین می‌گردد. لازم به ذکر است که این میزان در طبقات مختلف یکسان نبوده و فرق می‌کند. به همین منظور با توجه به اینکه ابعاد ستون‌های پایینی به ضخامت دیوار فولادی در طبقات فوقانی نیز وابسته می‌باشد، بنابراین لازم است که این بهینه‌سازی از طبقات آخر شروع گردد و در نهایت به طبقه همکف خاتمه پیدا کند.

با توجه به بند ۱۷.۲ از آئین‌نامه AISC341 مقاومت برشی اسمی برای طراحی دیوار فولادی به صورت رابطه (۶) محاسبه



با در نظر گرفتن ترکیب بارهای جانبی و ثقلی تعیین می‌گردد.

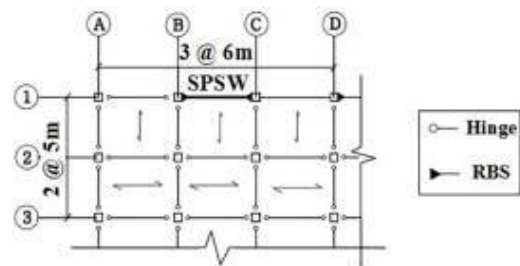
۵- قاب‌ها برای بارهای اعمالی در گام ۴ طراحی می‌شوند.  
۶- ظرفیت دیوار و قاب محاسبه گردیده و با برش پایه مورد نیاز طبقه مقایسه می‌شود.

۷- اگر ظرفیت محاسباتی در گام ۶ از ظرفیت مورد نیاز طبقه بیشتر باشد باید ضخامت دیوار را کاهش داده و مراحل ۲ تا ۶ را تکرار نمود. اگر این ظرفیت کمتر باشد باید ضخامت دیوار را افزایش داد و مراحل فوق را تکرار نمود.

۸- پس از بهینه‌سازی طبقه، به ترتیب برای طبقات پایینی بهینه‌سازی انجام می‌گردد. باید دقت کرد که نیروهای طبقات بالایی پس از بهینه‌سازی به طبقات پایینی انتقال داده شوند.

#### ۴- طراحی سازه

سازه‌ی مورد مطالعه یک ساختمان مسکونی ۱۰ طبقه دارای نوع خاک ۳، ارتفاع طبقات ۳ متر واقع در تهران می‌باشد. پلان طبقات در شکل (۲) نشان داده شده است و دیوارهای فولادی در اطراف پلان جانمایی گردیده‌اند. با فرض توزیع بار جانبی متناسب با وزن سازه به هر دیوار، فقط قسمتی از پلان سازه که وزن آن در طراحی یکی از دیوارها موثر می‌باشد در شکل (۲) نشان داده شده است.



شکل ۲- پلان سازه

مصالح تشکیل دهنده‌ی ورق دیوار فولادی از نوع S235J با مقاومت تسلیم ۲۳۵ مگاپاسکال و مصالح تیرها و ستون‌ها از نوع S350J با مقاومت تسلیم ۳۵۰ مگاپاسکال می‌باشند. بار مرده طبقات و بام برابر با ۵، بار زنده طبقات برابر با ۲ و بار زنده بام برابر با ۱/۵ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. ضریب رفتار سازه مطابق آئین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE7-10) [۲۵] برابر با ۷ در نظر گرفته شده و ضریب برش پایه برابر با ۰/۱۳۷۵ محاسبه گردیده است. مقطع ستون‌ها از نوع مربع شکل توخالی<sup>۳</sup> در نظر گرفته شده‌اند و برای اطمینان از وقوع مفصل پلاستیک

در تیرها (اصل ستون قوی-تیر ضعیف) از اتصال تیر به ستون از نوع مقطع کاهش یافته (RBS)<sup>۴</sup> استفاده گردید. طراحی دیوار برشی فولادی بر اساس الزامات آئین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی آمریکا [۲۲]، راهنمای شماره ۲۰ آئین‌نامه AISC [۲۳] و به روش حدی انجام گردیده است.

قاب‌های مورد مطالعه با SPSW-xx نامگذاری گردیده‌اند که xx بیانگر سهم از کل بار برشی طبقه (بر حسب درصد) می‌باشد که برای طراحی دیوار مورد استفاده قرار گرفته است و برابر با ۱۰۰، ۷۵ و ۵۰ درصد می‌باشد. طرح بهینه نیز با opt مشخص گردیده است. همچنین به منظور جلوگیری از افزایش نیاز لرزه‌ای سیستم، از ضخامت‌های محاسباتی برای ورق‌ها استفاده شده است.

در جدول (۱) میزان مشارکت ورق دیوار در تحمل بار جانبی برای چهار نمونه‌ی مورد بررسی در طبقات مختلف مشخص شده است. می‌توان ملاحظه نمود که در طرح بهینه، سهم ورق در مقاومت برشی سیستم بسیار کمتر از مقادیر متداول برای طراحی این سیستم می‌باشد که بطور متوسط حدود ۳۳ درصد است. در طبقه آخر میزان مشارکت ورق نسبت به سایر طبقات کاهش یافته است که به دلیل محدود نمودن حداقل بعد ستون به ۲۱۰ میلیمتر و استفاده از ابعاد بزرگتر برای ستون‌ها می‌باشد. با توجه به جدول (۱) ملاحظه می‌گردد که با کاهش مشارکت ورق در برش طبقه، ضخامت ورق و ابعاد المان‌های مرزی کاهش می‌یابد. همانطور که در قسمت‌های بعدی بحث خواهد شد ظرفیت سیستم در نمونه‌های ۱۰۰، ۷۵ و ۵۰ همچنان بالاتر از نیاز سازه می‌باشد. درحالی‌که در نمونه بهینه ظرفیت سیستم با نیاز سازه برابر شده است.

جدول ۱- درصد مشارکت ورق در مقاومت برشی سیستم

| SPSW -Opt       | SPSW -50 | SPSW -75 | SPSW -100 | طبقه |
|-----------------|----------|----------|-----------|------|
| درصد مشارکت ورق |          |          |           |      |
| ۱۳              | ۵۰       | ۷۵       | ۱۰۰       | ۱۰   |
| ۲۸              |          |          |           | ۹    |
| ۳۴              |          |          |           | ۸    |
| ۳۸              |          |          |           | ۷    |
| ۳۴              |          |          |           | ۶    |
| ۳۳              |          |          |           | ۵    |
| ۳۳              |          |          |           | ۴    |
| ۳۳              |          |          |           | ۳    |
| ۳۲              |          |          |           | ۲    |
| ۳۴              |          |          |           | ۱    |

در جدول (۲) مقاطع طراحی شده برای قاب روی محور ۱ بین محوره‌های B و C نشان داده شده‌اند. نامگذاری مقاطع طراحی شده براساس ابعاد اسمی مقاطع و ضخامت‌ها انجام گردیده است. به عنوان نمونه، در ستون سوم از این جدول، منظور از B360×25 مقطع مربعی توخالی با بعد ۳۶۰ میلی‌متر و

ضخامت ۲۵ میلی‌متر می‌باشد. همچنین در ستون چهارم از این جدول، منظور از b600,310,25,12 تیوروقی با ارتفاع ۶۰۰ میلی‌متر، عرض بال ۳۱۰ میلی‌متر، ضخامت بال ۲۵ میلی‌متر و ضخامت جان ۱۲ میلی‌متر می‌باشد.

جدول ۲- مقاطع طراحی قاب‌ها

| تیر            | ستون    | ضخامت ورق | طبقه | تیر            | ستون    | ضخامت ورق | طبقه |
|----------------|---------|-----------|------|----------------|---------|-----------|------|
| SPSW-75        |         |           |      | SPSW-100       |         |           |      |
| b600,220,25,10 | B300×25 | ۱/۸       | ۱۰   | b600,310,25,12 | B360×25 | ۱         | ۱۰   |
| b600,250,20,10 | B300×25 | ۱/۵       | ۹    | b600,310,25,12 | B360×25 | ۲         | ۹    |
| b600,250,20,10 | B350×30 | ۲/۱       | ۸    | b600,310,25,12 | B400×30 | ۲/۸       | ۸    |
| b550,250,20,10 | B350×30 | ۲/۷       | ۷    | b550,280,25,10 | B400×30 | ۳/۶       | ۷    |
| b550,250,20,10 | B400×30 | ۳/۱       | ۶    | b550,280,25,10 | B450×35 | ۴/۲       | ۶    |
| b450,260,20,8  | B400×30 | ۳/۵       | ۵    | b550,220,20,10 | B450×35 | ۴/۷       | ۵    |
| b450,260,20,8  | B450×35 | ۳/۹       | ۴    | b550,220,20,10 | B500×35 | ۵/۲       | ۴    |
| b400,190,20,8  | B450×35 | ۴/۱       | ۳    | b450,210,20,10 | B500×35 | ۵/۵       | ۳    |
| b400,190,20,8  | B500×35 | ۴/۲       | ۲    | b450,210,20,10 | B550×40 | ۵/۷       | ۲    |
| b400,190,20,8  | B500×35 | ۴/۳       | ۱    | b450,150,20,10 | B550×40 | ۵/۸       | ۱    |
| SPSW-Opt       |         |           |      | SPSW-50        |         |           |      |
| b350,200,20,6  | B210×20 | ۰/۱       | ۱۰   | b550,210,20,10 | B250×20 | ۰/۵       | ۱۰   |
| b450,280,20,8  | B260×20 | ۰/۵       | ۹    | b550,210,20,10 | B300×25 | ۱/۰       | ۹    |
| b450,280,20,8  | B290×20 | ۰/۹       | ۸    | b450,280,20,10 | B300×25 | ۱/۴       | ۸    |
| b450,280,20,8  | B290×25 | ۱/۳       | ۷    | b450,280,20,10 | B340×30 | ۱/۸       | ۷    |
| b450,240,20,8  | B320×25 | ۱/۴       | ۶    | b450,280,20,10 | B340×30 | ۲/۱       | ۶    |
| b450,240,20,8  | B320×30 | ۱/۵       | ۵    | b400,220,20,8  | B340×30 | ۲/۳       | ۵    |
| b450,240,20,8  | B330×30 | ۱/۷       | ۴    | b400,220,20,8  | B360×30 | ۲/۵       | ۴    |
| b450,240,20,8  | B340×30 | ۱/۸       | ۳    | b350,200,20,8  | B360×30 | ۲/۷       | ۳    |
| b400,150,15,8  | B350×30 | ۱/۸       | ۲    | b350,200,20,8  | B410×35 | ۲/۸       | ۲    |
| b400,150,15,8  | B360×30 | ۱/۹       | ۱    | b350,180,15,8  | B410×35 | ۲/۹       | ۱    |

\* کلیه ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشند.

##### ۵- نمودار نیرو-تغییر مکان طبقات

نمودار نیرو-تغییر مکان طبقات اول، پنجم و دهم برای پانل‌های مورد مطالعه، در شکل‌های (۳)، (۴) و (۵) نشان داده شده‌اند. نمودارهای سایر طبقات و رفتار سیستم به صورت مشابه بوده و به دلیل اختصار صرف نظر گردیده‌اند. در رسم این نمودارها از تئوری اندرکنش ورق و قاب (PFI) استفاده شده است. در این نمودارها  $P$ ،  $F$  و  $W$  به ترتیب بیانگر پانل، قاب و دیوار می‌باشند. ملاحظه می‌گردد که ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100 در شکل (۳-الف)، تقریباً ۳ برابر ظرفیت موردنیاز

طبقه می‌باشد. در شکل‌های (۳-ب) و (۳-ج) که ورق برای تحمل ۷۵ و ۵۰ درصد برش طبقه طراحی شده است، ظرفیت کلی سازه برابر با ۸۴۸۲ و ۹۸۸۹ کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب ۲/۳ و ۱/۳ برابر ظرفیت موردنیاز طبقه (۳۶۸۱ کیلونیوتن) می‌باشد. در شکل (۳-د) مقدار بهینه برای تحمل برش توسط ورق (۳۴ درصد) با استفاده از روش آزمون و خطا و تکرار محاسبه گردیده است. همچنین ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100، برابر ۱/۳ برابر SPSW75 و به ترتیب ۲/۳ و ۳ برابر SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشد. همانطور که در



شکل (۳-د) مشاهده می‌شود ظرفیت کلی سازه برابر با ظرفیت مورد نیاز طبقه می‌باشد.

سختی پانل در نمونه SPSW100،  $1/4$  برابر SPSW75،  $2/8$  برابر SPSW50 و  $4$  برابر SPSW-Opt بدست آمده است. نسبت سختی اولیه ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر  $0.7$ ، در نمونه SPSW75 برابر  $0.8$  و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt برابر  $1/1$  می‌باشد.

ملاحظه می‌گردد که هرچه مشارکت ورق دیوار در تحمل برش طبقه کمتر باشد، قاب پیرامونی کوچکتر و تغییرشکل تسلیم قاب‌ها افزایش می‌یابد. بنابراین با افزایش فاصله بین تغییرشکل تسلیم دیوار و قاب، جذب انرژی سیستم نیز افزایش می‌یابد. توجه به این نکته نیز جالب است که با اختصاص کل برش طبقه به دیوار فولادی، سختی اولیه قاب در شکل (۳-الف) بیشتر از دیوار می‌باشد و رفتار غالب و کنترل‌کننده سیستم، قاب پیرامونی می‌باشد.

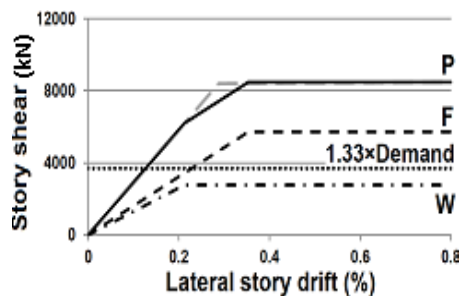
نمودار نیرو-تغییرمکان طبقه پنجم برای قاب‌های مورد مطالعه در شکل (۴) نشان داده شده است. با توجه به این شکل، ظرفیت کلی سازه در شکل (۴-الف)،  $2/6$  برابر ظرفیت مورد نیاز طبقه می‌باشد که بیانگر طراحی دست بالا با فلسفه طراحی دیوار فولادی برای کل برش پایه طبقه و صرف‌نظر از ظرفیت باربری

قاب پیرامونی می‌باشد. در شکل‌های (۴-ب) و (۴-ج) ظرفیت کلی سازه برابر با  $5706$  و  $3884$  کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب  $1/8$  و  $1/3$  برابر ظرفیت مورد نیاز طبقه ( $3053$  کیلونیوتن) می‌باشد. درصد مشارکت ورق در طبقه پنجم نمونه بهینه  $33$  درصد محاسبه گردیده است.

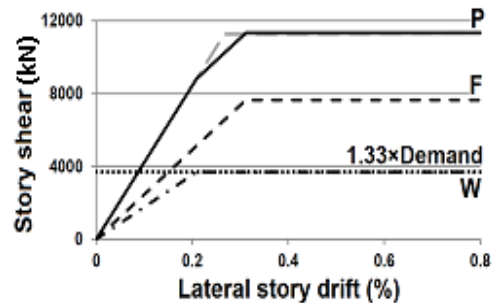
سختی پانل در طبقه پنجم در نمونه SPSW100،  $1/5$  برابر SPSW75 و به ترتیب  $2/5$  و  $3/5$  برابر SPSW50 و SPSW-Opt بدست آمده است. ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100،  $1/4$ ،  $2/1$  و  $2/6$  برابر SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشند. نسبت سختی ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر  $1$  و در نمونه‌های SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt برابر  $1/2$ ،  $1/4$  و  $1/1$  می‌باشند.

نسبت تنش تسلیم قاب به ورق در نمونه SPSW100 برابر  $1/7$  و در نمونه‌های SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt برابر  $1/9$ ،  $2/2$  و  $2/4$  می‌باشند. به عبارتی با کاهش سهم دیوار در انتقال برش طبقه، این نسبت افزایش می‌یابد که با فلسفه بیشتر قاب پیرامونی در برش طبقه انطباق دارد.

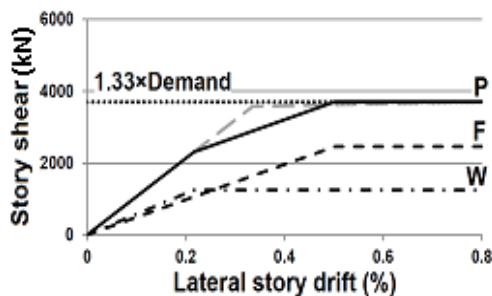
نمودار نیرو-تغییرمکان طبقه دهم برای نمونه‌های مورد مطالعه در شکل (۵) نشان داده شده است.



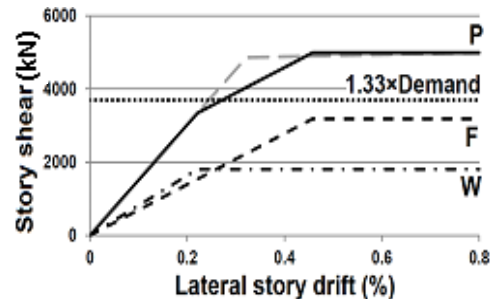
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)

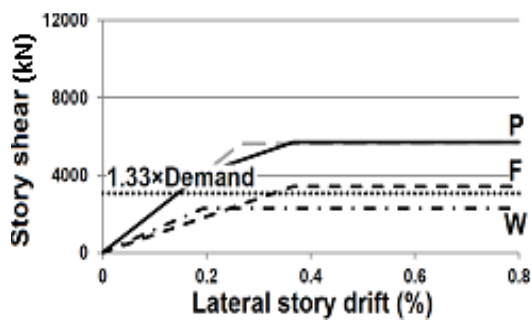


SPSW-Opt (د)

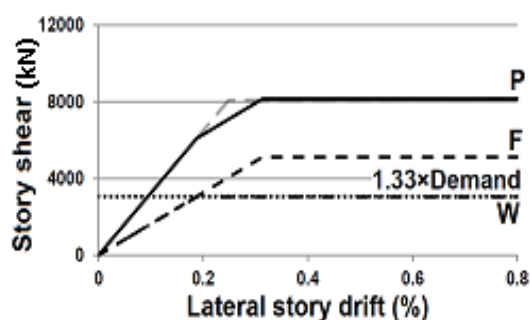


SPSW50 (ج)

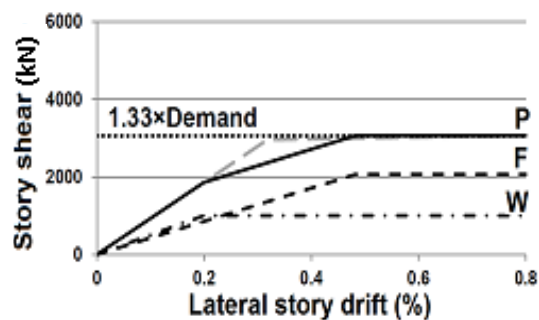
شکل ۳- نمودار PFI طبقه اول و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



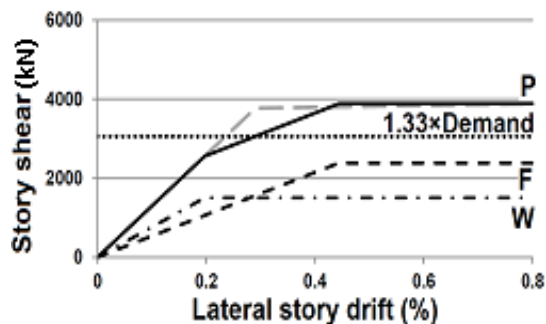
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)

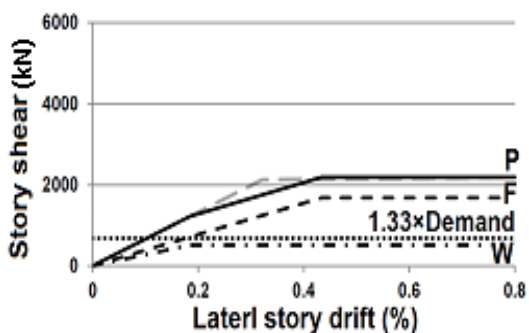


SPSW-Opt (د)

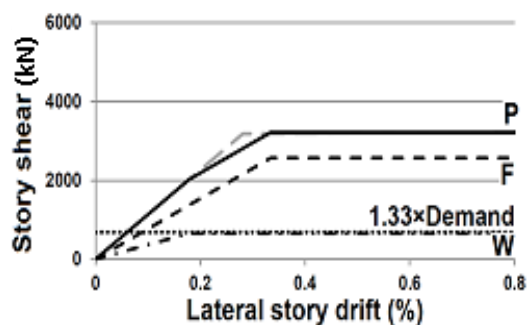


SPSW50 (ج)

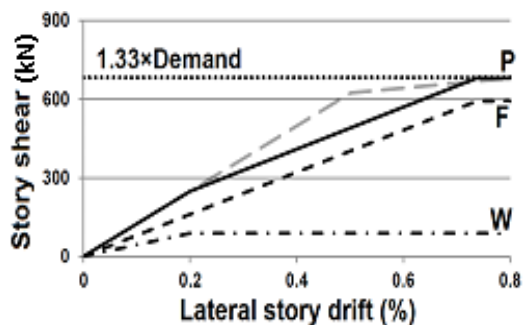
شکل ۴- نمودار PFI طبقه پنجم و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



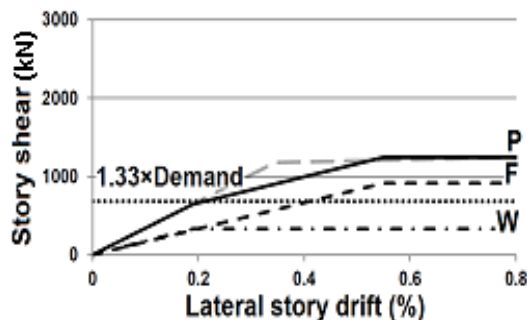
SPSW75 (ب)



SPW100 (الف)



SPSW-Opt (د)



SPSW50 (ج)

شکل ۵- نمودار PFI طبقه دهم و مقایسه با ظرفیت برشی مورد نیاز سیستم



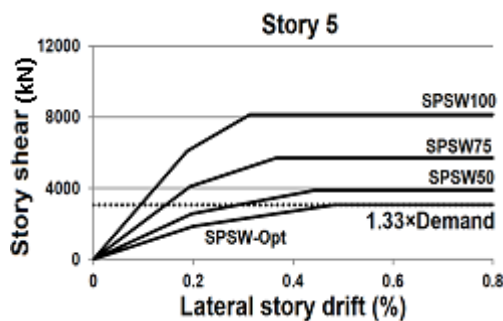
ورق در نمونه SPSW100 برابر ۱/۹، در نمونه SPSW75 برابر ۲/۳ و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب برابر ۲/۹ و ۳/۷ می‌باشند.

در شکل (۶) مقایسه بین نمودارهای نیرو-تغییر مکان پانل در طبقات مورد بررسی نشان داده شده‌اند. ملاحظه می‌گردد که با کاهش سهم دیوار در تحمل برش طبقه، سختی کاهش می‌یابد. ضمن اینکه ظرفیت سیستم در نمونه بهینه شده (SPSW-Opt) با برش مورد نیاز طبقه برابر گردیده است. نکته جالب توجه در نمودارهای مورد بررسی این است که تغییر مکان تسلیم ورق فولادی تقریباً ثابت می‌باشد در حالیکه تغییر مکان تسلیم قاب افزایش می‌یابد. به عبارتی افزایش فاصله بین تغییر مکان تسلیم ورق فولادی و قاب پیرامونی منجر به جذب انرژی بیشتر در این ناحیه می‌گردد. جزئیات محاسبات این تغییر مکان‌ها در طبقات مختلف نمونه‌های مورد بررسی در جدول (۳) ارائه شده‌اند.

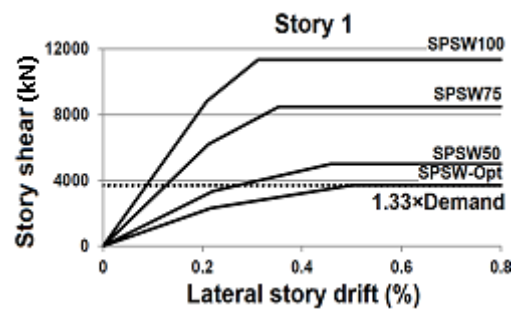
در جدول (۳) ملاحظه می‌گردد که به ازای ۲۵ درصد کاهش مشارکت ورق در بار جانبی، متوسط تغییر مکان تسلیم ورق ( $U_{we}$ )، حدود ۳ درصد و متوسط تغییر مکان تسلیم قاب ( $U_{fe}$ )، حدود ۲۰ درصد افزایش یافته است.

ظرفیت کلی سازه در شکل (۵-الف)، ۴/۷ برابر ظرفیت برشی مورد نیاز طبقه می‌باشد. در شکل‌های (۵-ب) و (۵-ج) ظرفیت کلی سازه برابر با ۲۱۸۵ و ۱۲۴۴ کیلونیوتن بدست آمده است که به ترتیب ۳/۲ و ۱/۸ برابر ظرفیت برشی مورد نیاز طبقه (۶۸۱ کیلونیوتن) می‌باشد. در شکل (۵-د) درصد مشارکت بهینه ورق در برش طبقه برابر با ۱۳ درصد محاسبه گردیده است. سختی پانل در نمونه SPSW100 به ترتیب ۱/۷، ۳/۳ و ۹/۱ برابر SPSW75، SPSW50 و SPSW-Opt بدست آمده است. ظرفیت کلی سازه در نمونه SPSW100، ۱/۵ برابر SPSW75 و به ترتیب ۲/۶ و ۴/۷ برابر SPSW50 و SPSW-Opt می‌باشند.

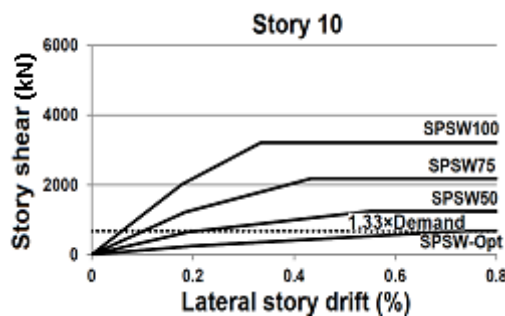
نسبت سختی ورق به قاب در نمونه SPSW100 برابر ۰/۴، در نمونه SPSW75 برابر ۰/۷ و در نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب برابر ۱ و ۰/۵ می‌باشد. همانطور که مشخص است با کاهش مشارکت ورق در بار جانبی نسبت سختی ورق به قاب افزایش یافته است. کاهش نسبت سختی ورق به قاب در نمونه بهینه طبقه دهم به دلیل محدود نمودن حداقل بعد ستون به ۲۱۰ میلیمتر و مشارکت کم (۱۳ درصد) ورق در مقاومت برشی پانل می‌باشد. نسبت تنش تسلیم قاب به



(ب) طبقه پنجم



(الف) طبقه اول



(ج) طبقه دهم

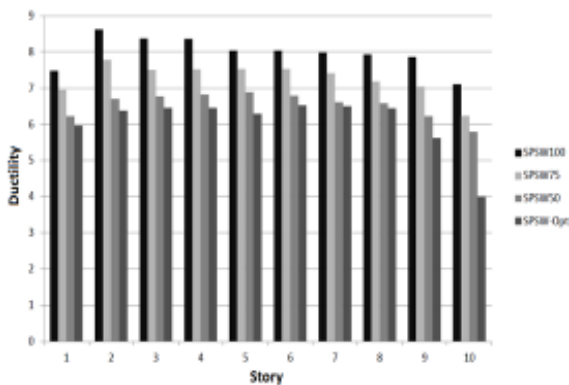
شکل ۶- مقایسه نمودارهای نیرو-تغییر مکان پانل در نمونه‌های مورد مطالعه

جدول ۳- تغییر مکان تسلیم ورق و قاب در نمودارهای PFI

| $U_{fe}$ | $U_{we}$ | $U_{fe}$ | $U_{we}$ | $U_{fe}$ | $U_{we}$ | $U_{fe}$ | $U_{we}$ | طبقه |
|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|----------|------|
| SPSW-Opt |          | SPSW50   |          | SPSW75   |          | SPSW100  |          |      |
| ۲۲/۱     | ۶/۰      | ۱۶/۵     | ۵/۷      | ۱۳/۰     | ۵/۵      | ۱۰       | ۵/۳      | ۱۰   |
| ۱۷/۳     | ۶/۰      | ۱۴/۲     | ۵/۸      | ۱۳/۳     | ۵/۶      | ۱۰       | ۵/۳      | ۹    |
| ۱۴/۷     | ۵/۸      | ۱۴/۸     | ۵/۹      | ۱۱/۶     | ۵/۶      | ۹/۵      | ۵/۴      | ۸    |
| ۱۵/۶     | ۵/۹      | ۱۳/۱     | ۵/۹      | ۱۱/۹     | ۵/۷      | ۱۰       | ۵/۵      | ۷    |
| ۱۴/۰     | ۵/۹      | ۱۳/۲     | ۵/۹      | ۱۰/۶     | ۵/۷      | ۹/۲      | ۵/۶      | ۶    |
| ۱۴/۵     | ۶/۰      | ۱۳/۳     | ۵/۹      | ۱۱/۰     | ۵/۸      | ۹/۴      | ۵/۶      | ۵    |
| ۱۳/۷     | ۵/۹      | ۱۳/۰     | ۶/۰      | ۹/۹      | ۵/۸      | ۸/۵      | ۵/۶      | ۴    |
| ۱۳/۵     | ۶/۰      | ۱۳/۶     | ۶/۱      | ۱۰/۱     | ۵/۹      | ۸/۵      | ۵/۶      | ۳    |
| ۱۳/۴     | ۶/۰      | ۱۲/۱     | ۶/۲      | ۹/۰      | ۵/۸      | ۷/۷      | ۵/۷      | ۲    |
| ۱۵/۱     | ۶/۵      | ۱۳/۷     | ۶/۶      | ۱۰/۶     | ۶/۴      | ۹/۳      | ۶/۳      | ۱    |

\*کلیه اعداد بر حسب میلیمتر می باشد.

در شکل (۷) شکل پذیری سازه در طبقات مختلف برای نمونه های مورد مطالعه نشان داده شده است. همانطور که ملاحظه می شود هرچه مشارکت ورق در تحمل برش کمتر باشد شکل پذیری سیستم نیز کاهش می یابد. به عبارت دیگر با کاهش میزان مشارکت ورق از ۱۰۰ درصد تا مقدار بهینه در طبقات مختلف، میزان شکل پذیری متوسط از حدود ۸ به ۶/۳ کاهش می یابد. با توجه به شکل (۷)، به ازای هر ۲۵ درصد کاهش سهم ورق نسبت به نمونه ۱۰۰ درصد، شکل پذیری سیستم حدود ۹ درصد کاهش می یابد.



شکل ۷- شکل پذیری نمونه ها در طبقات مختلف

### ۲-۶- جذب انرژی

مساحت زیر نمودار نیرو-تغییر مکان برابر با جذب انرژی سیستم می باشد. در شکل (۸) جذب انرژی سازه در طبقات مختلف برای نمونه های مورد مطالعه تا تغییر مکان ۲ درصد محاسبه گردیده اند.

با توجه به بررسی نمودارهای PFI در طبقات سازه می توان ملاحظه نمود که بر خلاف تصور عمومی، ظرفیت قابل تحمل توسط قاب به مراتب بیشتر از ورق فولادی می باشد. به عبارت دیگر، میزان مشارکت ورق در باربری طبقات کمتر از قاب پیرامونی می باشد و صرف نظر کردن از ظرفیت باربری قاب در محاسبات ممکن است به طراحی دست بالا منجر گردد. نکته قابل توجه این است که سختی جانبی قاب نیز بیشتر از ورق فولادی می باشد.

### ۶- ارزیابی لرزه ای سیستم

پارامترهای مهم لرزه ای سیستم نظیر شکل پذیری، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و جذب انرژی سازه ها در این بخش محاسبه و نقش فلسفه طراحی ارائه شده بر اساس تعیین میزان مشارکت واقعی ورق فولادی و قاب پیرامونی در این پارامترها بررسی گردیده اند.

### ۶-۱- شکل پذیری

بر اساس ATC-24، ضریب شکل پذیری تغییر مکانی یک سیستم می تواند از رابطه (۹) محاسبه گردد [۲۶].

$$\mu = \frac{U_{max}}{U_y} \quad (9)$$

در این رابطه،  $\mu$  ضریب شکل پذیری،  $U_{max}$  تغییر مکان غیرارجاعی حداکثری که سیستم می تواند تحمل نماید (مطابق آیین نامه ۲۸۰۰ برابر  $0.02h$  فرض شده است) و  $U_y$  نیز برابر با تغییر مکان تسلیم سیستم می باشد.



ضریب کاهش شکل‌پذیری برای قاب‌های مورد مطالعه در ستون دوم از جدول (۴) نشان داده شده است. می‌توان ملاحظه نمود که با کاهش میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب کاهش شکل‌پذیری نیز کاهش می‌یابد. بطوریکه به ازای هر ۲۵ درصد کاهش در مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری سازه بطور متوسط حدود ۶/۸ درصد کاهش یافته است.

جدول ۴- پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه

| نمونه    | $R_{\mu}$ | $\Omega_0$ | $R_u$ |
|----------|-----------|------------|-------|
| SPSW100  | ۵/۰۱      | ۱/۴        | ۷/۰۱  |
| SPSW75   | ۴/۶۷      | ۱/۵        | ۷/۰۱  |
| SPSW50   | ۴/۳۳      | ۱/۶        | ۶/۹۳  |
| SPSW-Opt | ۴/۲       | ۱/۶۵       | ۶/۹۴  |

#### ۶-۴- ضریب اضافه مقاومت

ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) مقاومتی است که سازه بعد از تشکیل اولین مفصل پلاستیک ( $C_s$ ) تا مرحله‌ی مکانیزم ( $C_y$ ) از خود بروز می‌دهد و از رابطه (۱۱) بدست می‌آید.

$$\Omega_0 = \frac{C_y}{C_s} \quad (11)$$

ضرایب اضافه مقاومت با توجه به نمودارهای PFI برای هر طبقه محاسبه و مقادیر میانگین در طبقات مختلف قاب‌های مورد مطالعه در ستون سوم از جدول (۴) ارائه شده‌اند. ملاحظه می‌گردد که با کاهش میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب اضافه مقاومت افزایش می‌یابد. بطوریکه به ازای هر ۲۵ درصد کاهش مشارکت ورق در تحمل برش طبقه، ضریب اضافه مقاومت سازه به طور متوسط ۷ درصد افزایش یافته است.

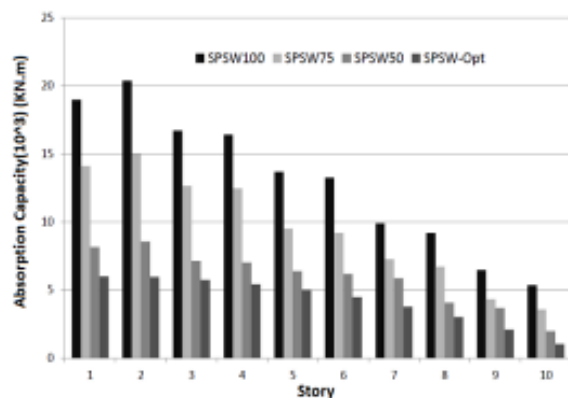
#### ۶-۵- ضریب رفتار

ضریب رفتار در روش بار و مقاومت نهایی مطابق رابطه‌ی زیر تعیین می‌شود.

$$R_u = R_{\mu} \Omega_0 \quad (12)$$

که  $R_u$  ضریب کاهش شکل‌پذیری و  $\Omega_0$  ضریب اضافه مقاومت سیستم می‌باشند. مقادیر متوسط ضریب رفتار در طبقات مختلف قاب‌های مورد بررسی در ستون چهارم از جدول (۴) ارائه شده‌اند. در این جدول ضریب رفتار برای نمونه‌های SPSW100 و SPSW75 برابر ۷/۰۱ و برای نمونه‌های SPSW50 و SPSW-Opt به ترتیب ۶/۹۳ و ۶/۹۴ بدست آمده است. نکته قابل توجه از مقادیر متوسط ضریب رفتار در قاب‌های مورد مطالعه این

همانطور که ملاحظه می‌شود با کاهش میزان مشارکت ورق فولادی در تحمل برش طبقه، جذب انرژی سیستم نیز به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد. کاهش قابل توجه جذب انرژی عمدتاً به دلیل کاهش سازه‌های قاب‌های پیرامونی و نیز کاهش ضخامت ورق فولادی می‌باشد. به عبارت دیگر طراحی دست بالا در روش رایج آئین‌نامه منجر به افزایش قابل توجه سازه‌ها و ضخامت ورق میانی می‌گردد. می‌توان ملاحظه نمود که در طرح بهینه میزان جذب انرژی کمتر از طراحی اولیه می‌باشد. البته این موضوع به معنی عدم کفایت سازه برای جذب انرژی زلزله نمی‌باشد و باید برای زلزله‌های مختلف مقدار انرژی جذب شده توسط سیستم با نیاز سازه‌ای مقایسه گردند. همچنین باید توجه نمود که به دلیل کاهش ابعاد قاب و کاهش ضخامت ورق فولادی، سختی سیستم نیز کاهش می‌یابد و منجر به کاهش نیاز لرزه‌ای می‌گردد. همانگونه که اشاره شد، در این تحقیق طراحی‌ها با فرض نیاز لرزه‌ای یکسان برای قاب‌های مورد مطالعه انجام گردیده است. با توجه به شکل (۸) می‌توان ملاحظه نمود که به ازای هر ۲۵ درصد کاهش سهم ورق نسبت به نمونه SPSW100، جذب انرژی سیستم حدود ۲۷ درصد کاهش می‌یابد.



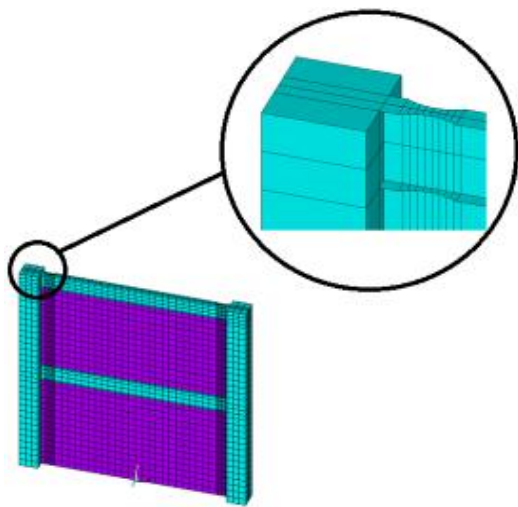
شکل ۸- جذب انرژی سازه در طبقات مختلف

#### ۶-۳- ضریب کاهش شکل‌پذیری

یکی از روش‌های رایج برای تعیین ضریب کاهش ناشی از شکل‌پذیری ( $R_{\mu}$ ) روش نیومارک و هال می‌باشد که از رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد. برای مقادیر میانی زمان تناوب‌ها ( $T$ ) از درونیایی استفاده می‌شود [۲۷].

$$\begin{aligned}
 T \leq 0.03 ; & \quad R_{\mu} = 1, \\
 0.12 \leq T \leq 0.5 ; & \quad R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}, \\
 T \gg 1 ; & \quad R_{\mu} = \mu
 \end{aligned} \quad (10)$$

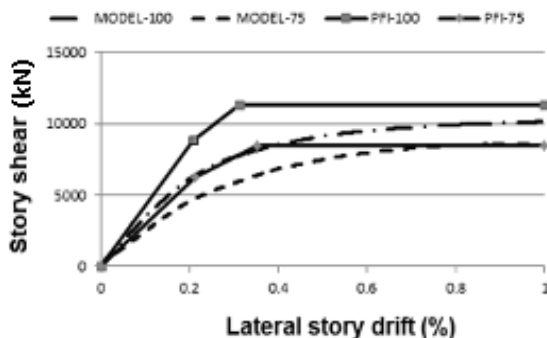
تسلیم بالاتر برای قاب پیرامونی، کاهش سایز ستون‌ها و تیرها به حداقل مقدار ممکن می‌باشد. مصالح به صورت دوخطی، با شیب سخت‌شوندگی ۱ درصد و سایز بهینه مش‌ها برابر ۲۰ سانتیمتر در نظر گرفته شده‌است. در شکل (۹) مدل دو طبقه ساخته شده در نرم‌افزار ANSYS نشان داده شده است. همانگونه که در این شکل مشاهده می‌گردد به دلیل استفاده از مقطع کاهش‌یافته در اتصال تیر به ستون (RBS) نحوه مش‌بندی در انتهای تیر و نیز در محل‌های مجاور ستون‌ها تا حدودی ریزتر می‌باشد. همچنین برای جلوگیری از تمرکز تنش‌ها در ناحیه چشمه اتصال، در داخل ستون‌ها از ورق‌های پیوستگی استفاده گردیده است.



شکل ۹- مدل المان محدودی نرم‌افزار ANSYS

#### ۷-۲- منحنی‌های نیرو-تغییر مکان

مقایسه منحنی‌های نیرو-تغییر مکان مربوط به مدل‌های نرم‌افزاری و نمودارهای PFI نمونه‌های مورد مطالعه در شکل (۱۰) انجام شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد منحنی‌های بدست آمده از نرم‌افزار قابل انطباق با نمودارهای PFI می‌باشند.



است که با وجود کاهش میزان مشارکت ورق فولادی در تحمل برش طبقه و کاهش قابل توجه سایز ستون‌ها، تیرها و ضخامت ورق فولادی، مقدار ضریب رفتار محاسباتی تغییر زیادی ننموده است. به عبارت دیگر، کاهش مقدار ضریب کاهش شکل‌پذیری در نمونه‌های با میزان کمتر مشارکت ورق فولادی با افزایش ضریب اضافه مقاومت سازه جبران گردیده است.

#### ۷- آنالیز المان محدود نمونه‌ها

##### ۷-۱- ویژگی‌های مدل المان محدود

از مدل‌سازی المان محدود نمونه‌های مورد مطالعه برای بررسی نحوه توزیع نیروها در دیوار فولادی و قاب پیرامونی در دریفتهای مختلف و میزان صحت نمودارهای PFI و نتایج بدست آمده استفاده گردیده است.

به همین منظور از نرم‌افزار المان محدود ANSYS برای مدل‌سازی و مطالعه نمونه‌ها تحت آنالیز استاتیکی غیرخطی (پوش اور) استفاده شده است. در حالت‌های ۵۰ درصد و بهینه ضخامت ورق دیوار فولادی بسیار کم به دست آمده است و از آنجایی که نمونه‌ها با ابعاد محاسباتی و واقعی در نرم‌افزار مدل شده‌اند تغییر شکل‌های ورق بسیار زیاد می‌شود و همگرا کردن مدل‌ها بسیار مشکل می‌باشد. همچنین به دلیل حجم بالای محاسبات در مدل‌سازی یک سازه ۱۰ طبقه در نرم‌افزار ANSYS، تنها دو طبقه اول این سازه برای دو حالت ۱۰۰ درصد و ۷۵ درصد در نرم‌افزار مدل گردید تا بتوان رفتار برشی طبقه اول را بررسی نمود. برای بررسی رفتار طبقه اول نیاز به مدل کردن طبقه دوم نیز می‌باشد زیرا در سیستم دیوار برشی فولادی، تیر هر طبقه تحت نیروی کششی طبقات بالا و پایین خود قرار دارد. به همین منظور از مدل دو طبقه برای مطالعه طبقه همکف استفاده گردیده است.

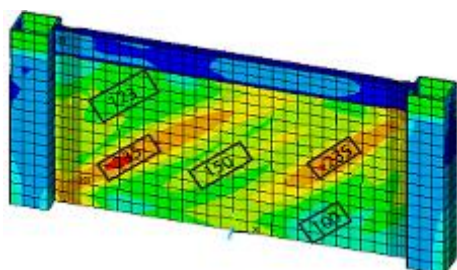
المان دیوار و قاب فولادی از نوع Shell181 انتخاب گردیدند. این المان دارای ۴ گره بوده و قابلیت ۳ درجه آزادی انتقالی و ۳ درجه آزادی دورانی را دارا می‌باشد همچنین توانایی مدل‌سازی کمانش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگ نیز دارد. اتصال پایه‌ی ستون‌ها به زمین، ورق به تیر و ستون‌ها و همچنین اتصالات تیرها و ستون‌ها به صورت یکپارچه می‌باشد. از تغییرشکل خارج از صفحه قاب جلوگیری به عمل آمده است. از مصالح S350J با مقاومت تسلیم ۳۵۰ MPa برای تیرها و ستون‌ها و S235J با مقاومت تسلیم ۲۳۵ MPa برای دیوار فولادی استفاده گردیده است. دلیل استفاده از فولاد با تنش

شکل ۱۰- مقایسه منحنی‌های پوشش اور نرم‌افزار با نمودارهای PFI

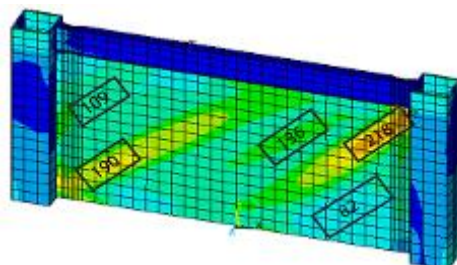
نشان داده شده‌اند. همانطور که در شکل‌ها مشخص است تنش‌ها از گوشه‌ی ورق شروع به زیاد شدن می‌کنند و هرچه سازه به جلو می‌رود مساحت بیشتری از ورق تسلیم می‌شود تا اینکه در دریفت ۱ درصد در نمونه SPSW75 و SPSW100 بخش عمده‌ای از مساحت ورق تسلیم گردیده است.

### ۳-۷- نحوه توزیع تنش‌ها در دیوار فولادی

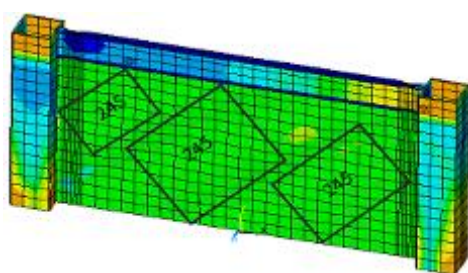
نحوه توزیع و مقدار تنش‌ها (بر حسب مگاپاسکال) در داخل دیوار فولادی در دریفت‌های مختلف در شکل‌های (۱۱) و (۱۲)



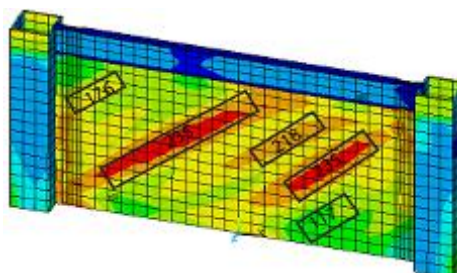
(ب) دریفت ۰/۱۳٪



(الف) دریفت ۰/۰۹٪

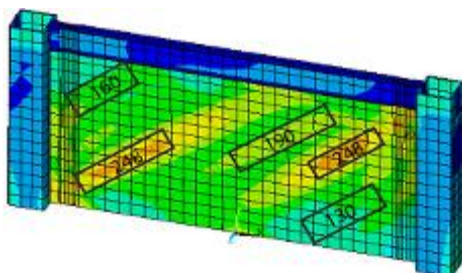


(د) دریفت ۱٪

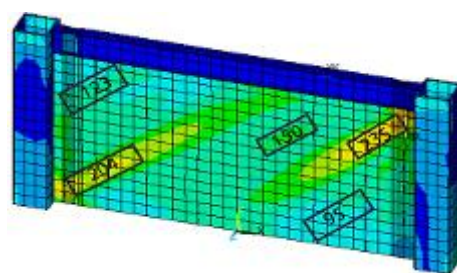


(ج) دریفت ۰/۱۶٪

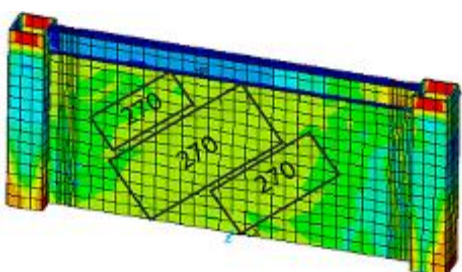
شکل ۱۱- توزیع تنش فون مایسز در دریفت‌های مختلف در نمونه SPSW100



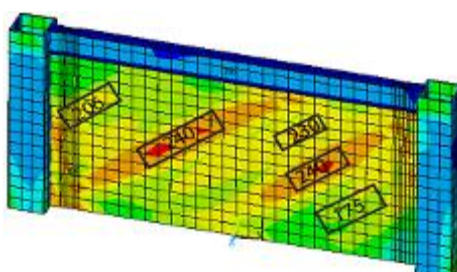
(ب) دریفت ۰/۱۳٪



(الف) دریفت ۰/۰۹٪



(د) دریفت ۱٪



(ج) دریفت ۰/۱۶٪

شکل ۱۲- توزیع تنش فون مایسز در دریفت‌های مختلف در نمونه SPSW75

شروع تسلیم در اتصال RBS در دریفت ۰/۴ درصد می‌باشد و ستون را از اثرات نامطلوب تمرکز تنش در ناحیه چشمه اتصال محافظت می‌نماید.

#### ۷-۵- تغییر مکان خارج از صفحه ورق

در نمونه SPSW100 که ورق برای تحمل ۱۰۰ درصد برش طبقه طراحی شده است، ضخامت ورق فولادی در طبقه اول ۵/۸ میلیمتر بود که حداکثر تغییر مکان خارج از صفحه آن در دریفت ۱ درصد، ۴۰ میلیمتر می‌باشد. در نمونه SPSW75 که ورق برای تحمل ۷۵ درصد برش طراحی شده است، ضخامت ورق فولادی در طبقه اول ۴/۳ میلیمتر بود که حداکثر تغییر مکان آن در دریفت ۱ درصد، ۳۶/۵ میلیمتر می‌باشد. همانطور که در شکل (۱۴) مشخص گردیده است، زاویه تشکیل میدان کششی قطری ورق فولادی در هر دو نمونه ۱۰۰ و ۷۵ درصد، ۴۱ درجه می‌باشد. محاسبه زاویه تشکیل میدان کششی قطری ورق فولادی نشان می‌دهد که با کاهش میزان مشارکت ورق در انتقال بار جانبی مقدار این زاویه تغییر چندانی نمی‌کند.

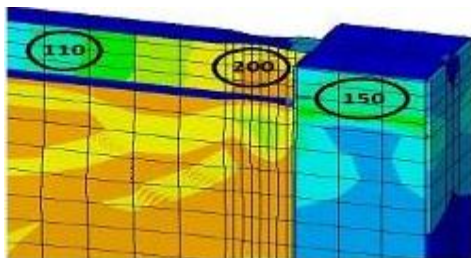
مشاهده می‌گردد که با وجود کاهش قابل ملاحظه در ضخامت ورق فولادی در نمونه SPSW75 نسبت به نمونه SPSW100 مقدار تغییر شکل خارج از صفحه ورق تغییر زیادی ننموده است. بعبارتی، با کاهش مشارکت ورق در تحمل بار جانبی (و کاهش ضخامت ورق فولادی)، تعداد موج‌های

اولین نقطه‌ی تسلیم ورق در نمونه SPSW100 در دریفت ۰/۱۳٪ اتفاق افتاده است در حالیکه این نقطه تسلیم در نمونه ۷۵ درصد در دریفت ۰/۰۹٪ می‌باشد. بعبارت دیگر، کاهش میزان مشارکت دیوار فولادی، تغییر مکان شروع تسلیم در ورق فولادی را کاهش می‌دهد. نقطه‌ی تسلیم کل دیوار در نمونه SPSW100 در تغییر مکان معادل ۴/۳ میلیمتر اتفاق افتاده است. در حالیکه این نقطه تسلیم در نمونه SPSW75 در تغییر مکان معادل ۵ میلیمتر می‌باشد.

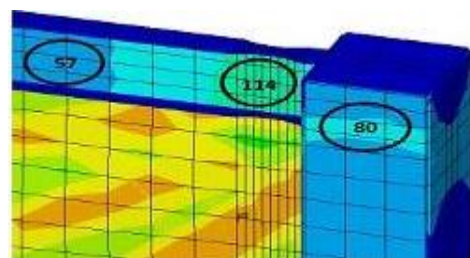
#### ۷-۴- رفتار اتصال کاهش یافته تیر به ستون

به منظور رعایت فلسفه‌ی تیر ضعیف-ستون قوی از مقاطع کاهش یافته (RBS) مطابق آیین‌نامه AISC358 [۲۸] در قسمت‌های انتهایی تیر استفاده شده است.

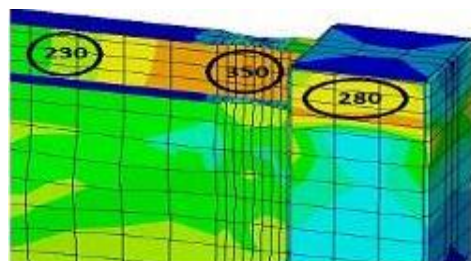
فلسفه‌ی استفاده از مقطع کاهش یافته در تیرها، ایجاد مفصل پلاستیک در محل مقطع کاهش یافته، جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون‌ها و تأمین فلسفه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف می‌باشد. نحوه توزیع تنش‌های فون مایسز در اتصال RBS در دریفت‌های مختلف در شکل (۱۳) نشان داده شده است. همانطور که در شکل (۱۳) مشاهده می‌گردد استفاده از مقطع کاهش یافته سبب افزایش تنش در ناحیه‌ی کاهش یافته و تشکیل مفصل پلاستیک در تیرها و جلوگیری از تشکیل مفصل پلاستیک در ستون گردیده است. می‌توان ملاحظه نمود که نقطه



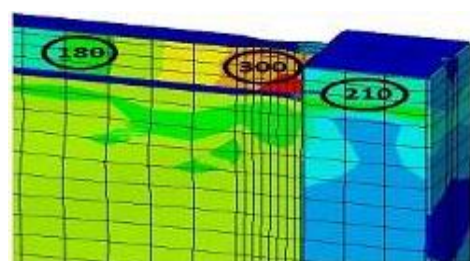
ب) دریفت ۰/۱۵٪



الف) دریفت ۰/۱٪

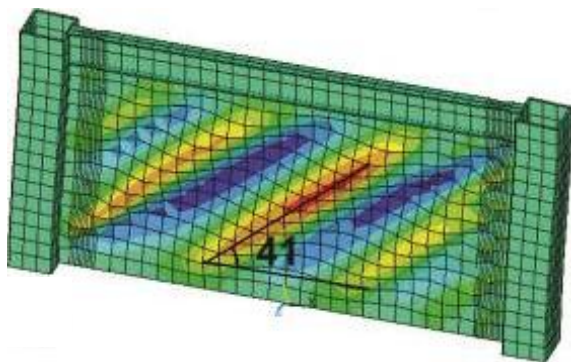


د) دریفت ۰/۴٪

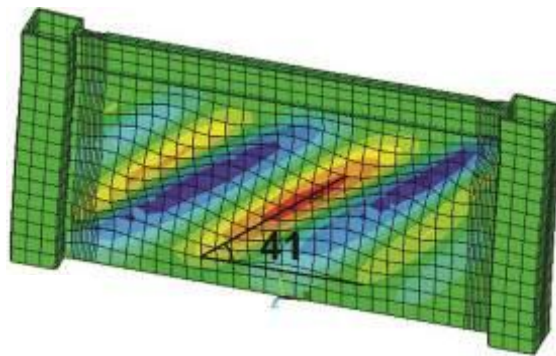


ج) دریفت ۰/۲٪

شکل ۱۳- توزیع تنش فون مایسز در دریفت‌های مختلف در نمونه RBS



SPSW75 (ب)



SPSW100 (الف)

شکل ۱۴- تغییر مکان خارج از صفحه ورق فولادی در دررفت ۱ درصد

۳۸ درصد و قاب پیرامونی ۶۲ درصد برش را تحمل می‌کند. در نمونه SPSW75 در ابتدا ورق فولادی ۵۴ درصد و قاب پیرامونی ۴۶ درصد برش را تحمل می‌کند (مشابه SPSW100). در حالیکه در دررفت معادل ۱ درصد ورق فولادی ۳۳ درصد و قاب پیرامونی ۶۷ درصد برش را تحمل می‌کند. به عبارتی با افزایش دررفت سازه، سهم دیوار فولادی در تحمل برش طبقه در نمونه SPSW75 به میزان بیشتری نسبت به نمونه SPSW100 کاهش می‌یابد. باید به این نکته نیز اشاره نمود که در طراحی نمونه SPSW100 کل برش طبقه به دیوار فولادی اختصاص داده شده بود در حالیکه میزان مشارکت دیوار فولادی بین ۳۸ تا ۵۴ درصد متغیر می‌باشد. بطور مشابه در نمونه SPSW75 که دیوار فولادی برای تحمل ۷۵ درصد کل برش طبقه طراحی شده بود نیز میزان مشارکت دیوار فولادی بین ۳۳ تا ۵۴ درصد ظرفیت کل سیستم می‌باشد. این نمودارها بیانگر آن است که درصد برش اختصاص یافته برای طراحی دیوارهای فولادی دست بالا بوده و در عمل دیوارها مقدار کمتری از برش طبقه را انتقال می‌دهند. ضمن اینکه مقدار زیادی از برش طبقه توسط ستون‌ها انتقال می‌یابد و صرف‌نظر کردن از نقش قاب پیرامونی در انتقال برش طبقه منجر به طراحی غیراقتصادی سیستم می‌گردد.

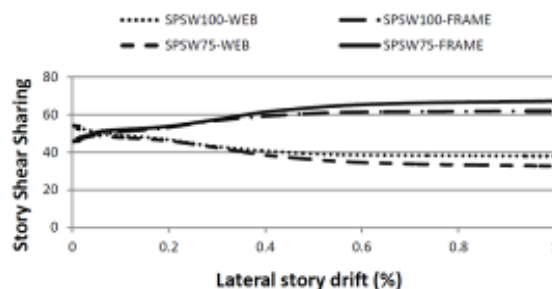
#### ۸- نتیجه گیری

چهار نمونه دیوار برشی فولادی در یک ساختمان ۱۰ طبقه برای ۱۰۰، ۷۵، ۵۰ و درصد برش بهینه مورد نیاز طراحی گردیدند و ظرفیت هر یک از قاب‌ها با ظرفیت برشی مورد نیاز هر طبقه مقایسه گردیدند. با توجه به نتایج بدست آمده، طراحی دیوار برای درصد برش بالاتر و صرف‌نظر کردن از نقش ستون‌ها در انتقال برش طبقه منجر به افزایش ضخامت ورق و ابعاد قاب پیرامونی می‌گردد که باعث غیراقتصادی شدن طرح می‌شود.

تغییر شکل خارج از صفحه ورق (تعداد برآمدگی‌ها و تورفتگی‌های ورق) بیشتر، اما مقدار حداکثر جابجایی در جهت خارج از صفحه ورق فولادی کمتر می‌گردد. این موضوع می‌تواند به قابلیت جذب انرژی بیشتر سیستم تفسیر گردد.

#### ۷-۶- نحوه مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش طبقه

برای تعیین میزان برش انتقالی توسط دیوار فولادی و قاب پیرامونی، میزان نیروهای انتقالی توسط دیوار در محل اتصال گره‌های دیوار به فونداسیون در دررفتهای مختلف تعیین گردیده و باقیمانده برش توسط قاب پیرامونی (ستون‌ها) تحمل می‌گردد (شکل (۱۵)).



شکل ۱۵- میزان مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش با افزایش دررفت طبقه

با توجه به شکل (۱۵) مشاهده می‌گردد که با افزایش دررفت سازه، سهم ورق فولادی در تحمل برش طبقه کاهش می‌یابد. همچنین کاهش سهم ورق در نمونه SPSW75 بیشتر می‌باشد. بطوریکه در نمونه SPSW100، در ابتدا ورق فولادی ۵۴ درصد و قاب پیرامونی ۴۶ درصد برش طبقه را تحمل می‌کند. در حالیکه در دررفت معادل ۱ درصد، ورق فولادی

- [9] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2006), "Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls Regarding Frame Members", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 62, No. 7, pp. 730-738.
- [10] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2007), "Cyclic Behavior, Deformability and Rigidity of Stiffened Steel Shear Panels", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 63, No. 4, pp. 554-563.
- [11] Choi, L. and Park, H. (2008), "Cyclic Test for Framed Steel Plate Walls with Various Infill Plate Details", *Proceedings of the 14<sup>th</sup> World Conference in Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [۱۲] صبوری قمی، س. و سجادی، ر. (۱۳۸۷)، "بررسی آزمایشگاهی ضریب رفتار و جذب انرژی دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده بدون سخت کننده"، *مجله علمی و پژوهشی سازه و فولاد*، سال چهارم، شماره ۳.
- [۱۳] صبوری قمی، س.، آهوری، ا. و مام عزیزی، ص. (۱۳۹۰)، "ارزیابی اثر ابعاد و بازشوی متقارن بر سختی و مقاومت دیوارهای برشی فولادی تقویت شده"، *ششمین کنگره ملی مهندسی عمران، سمنان، دانشگاه سمنان*.
- [14] Kharrazi, M.H., Ventura, C.E. and Prion H.G. (2010), "Analysis and Design of Steel Plate Walls: Analytical Model", *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 38, No. 1, pp.49-59.
- [15] Chen, Sh. and Jhang, Ch. (2011), "Experimental Study of Low- Yield-Point Steel Plate Shear Wall under In-Plane Load", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 67, pp. 977-985.
- [16] Hosseinzadeh, S.A.A. and Tehranzadeh, M. (2014), "Behavioral Characteristics of Code Designed Steel Plate Shear Wall Systems", *Journal of Construction Steel Research*, Vol. 99, pp. 72-84.
- [۱۷] مرادی نژاد، ز.، غلامپور، س. و وائقی امیری، ج. (۱۳۹۴)، "بررسی تاثیر موقعیت قرارگیری دیوار برشی فولادی بر خرابی پیشرونده با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی"، *ششمین کنگره ملی سازه و فولاد*، تهران.
- [۱۸] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش‌بین، م. (۱۳۹۴)، "شکل پذیری و ظرفیت مورد نیاز برای طراحی ساختمان‌های فولادی با سیستم دیوار برشی فولادی ویژه بدون سخت کننده"، *همایش بین المللی معماری-عمران و شهرسازی در هزاره سوم*، تهران.
- [۱۹] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش‌بین، م. (۱۳۹۴)، "تاثیر میزان مشارکت ورق در تحمل برش طبقه در سیستم دیوار برشی فولادی ویژه بدون سخت کننده"، *ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد*، تهران.
- [۲۰] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش‌بین، م. (۱۳۹۴)، "اثر ضریب نسبت تنش کمانشی برشی به تنش تسلیم برشی در طرح لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی ویژه با سخت کننده"، *ششمین کنفرانس ملی سازه و فولاد*، تهران.
- [۲۱] عبادی، پ.، فرجلونش، س. و پیش‌بین، م. (۱۳۹۴)، "اثر تغییرات فاصله بین سخت کننده‌ها در طرح لرزه‌ای سیستم دیوار برشی فولادی با سخت کننده"، *دومین همایش ملی مهندسی سازه ایران*، تهران.
- [22] AISC, ANSI/AISC 341. (2005), *Seismic Provisions for Structural Steel Buildings*, American Institute of Steel Construction.
- [23] AISC Steel Design Guide 20. (2007), *Steel Plate Shear Walls*, American Institute of Steel Construction.

همچنین با توجه به نمودارهای PFI و مدل سازی المان محدود نمونه‌ها، مشخص گردید که در نمونه‌های با میزان مشارکت کمتر ورق فولادی در برش طبقه، مقدار ضریب کاهش شکل پذیری کاهش یافته و ضریب اضافه مقاومت سازه افزایش می‌یابد. در حالیکه مقدار متوسط ضریب رفتار سازه تغییر چندانی نمی‌کند. به صورت کلی می‌توان نتیجه گرفت که با تعیین میزان دقیق مشارکت ورق فولادی و قاب پیرامونی در برش مورد نیاز طبقه و تعیین میزان کاهش در نیاز لرزه‌ای سازه به دلیل افزایش زمان تناوب اصلی سازه، می‌توان طراحی به مراتب اقتصادی‌تر با حفظ ضوابط طراحی لرزه‌ای سازه‌ها انجام داد.

آنالیز المان محدودی نمونه‌های مورد مطالعه نیز بیانگر میزان مشارکت به مراتب کمتر ورق فولادی در برش طبقه می‌باشد. برای تکمیل مباحث ارائه شده در این تحقیق نیاز به مطالعات تکمیلی‌تر در سازه‌های با تعداد طبقات مختلف و نیز رفتار سازه‌ها تحت آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی و آنالیزهای دینامیکی افزایشی (IDA) می‌باشد و ارائه طرح بهینه مستلزم تحقیقات تکمیلی‌تر در این خصوص می‌باشد.

#### ۹- مراجع

- [1] Takahashi, Y., Takemoto, T. and Tagaki, M. (1973), "Experimental Study on Thin Steel Shear Walls and Particular Bracing Under Alternative Horizontal Load", *Preliminary Report*, Lisbon, Portugal.
- [2] Timler, P.A. and Kulak, G.L. (1987), "Experimental Study of Steel Plate Shear Walls", *Structural Engineering Report*, of Civil Engineering, University of Alberta, Canada, No.145.
- [3] Roberts, T.M. and Sabouri-Ghomi, S. (1991), "Hysteric Characteristics of Unstiffened Plate Shear Panels", *Thin Walled Structures*, Vol. 12, No.2, pp.145-162.
- [4] Sabouri-Ghomi, S., Ventura, C.E. and Kharrazi, M.H.K. (2005), "Shear Analysis and Design of Ductile Steel Plate Walls", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 131, No. 6, pp. 878-889.
- [5] Cassese, V., Elgaali, M. and Chen, R. (1993), "Experimental Study on Thin Steel-Plate Shear Walls Under Cyclic Load", *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 119, No. 2, pp. 573-587.
- [۶] قلهکی، م. (۱۳۸۶)، "بررسی رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر و اثر نوع اتصال تیر به ستون بر آن‌ها"، *رساله دکتری سازه*، دانشکده مهندسی عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیر الدین طوسی.
- [۷] درویشی، ا.، جمشیدی، م.، غفاری، ح. و میربابایی، س. ا. (۱۳۹۰)، "بررسی تاثیر سختی ستون در ظرفیت باربری دیوارهای برشی فولادی"، *همایش ملی سازه-راه-معماری، چالوس، دانشگاه آزاد اسلامی واحد چالوس*.
- [8] Alinia, M.M. and Dastfan, M. (2005), "The Effects of Surrounding Members on Post-Buckling Behavior of Thin Steel Plate Shear Walls (TSPSW)", *Advances in Steel Structures*, Elsevier Ltd, 2, pp. 1427-1432.



- [26] ATC-24, Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Report-24, (1992), Applied Technology Council.
- [27] Borzi, B. and Elnashai, A.S. (1999), "Refined Force Reduction Factors for Seismic Design", Engineering Structures, Vol. 22, pp. 1244-1260.
- [28] ANSI/AISC 358-10. (2010), Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications, American Institute of steel construction Inc.

- [24] Sabouri-Ghomi, S. and Sajjadi, S.R.A. (2012), "Experimental and Theoretical Studies of Steel Shear Walls With and Without Stiffeners", Journal of Construction Steel Research, Vol. 75, pp.152-159.
- [25] ASCE/SEI 7-10. (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineering.

پی نوشت

<sup>1</sup> Low Yield Point

<sup>2</sup> Plate Frame Interaction

<sup>3</sup> Hollow Square Section

<sup>4</sup> Reduced Beam Section

<sup>5</sup> Optimized

<sup>6</sup> Panel

<sup>7</sup> Frame

<sup>8</sup> Wall





# کنترل نیمه فعال سازه یک درجه آزادی با استفاده از میراگر مایع با پره قابل تنظیم

سید مهدی زهرایی<sup>۱</sup>، حامد عنایتی<sup>۲\*</sup>

۱- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، دانشکده عمران، تهران

۲- دانشجوی دکتری، مهندسی عمران، دانشگاه تهران، تهران

\* تهران، صندوق پستی ۴۵۶۳-۱۱۱۵۵، hamed.enayati@mazust.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۱/۰۵، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۰۴)

## چکیده

روش‌های کنترل سازه به دنبال کاهش پاسخ سازه و ارتقای رفتار دینامیکی سازه تحت اثر بارهای جانبی مثل باد و زلزله می‌باشد. روش‌های کنترلی را می‌توان به سه دسته کلی غیر فعال، فعال و نیمه فعال تقسیم نمود. کنترل نیمه فعال علاوه بر قابلیت سازگاری کنترل فعال، قابلیت اطمینان کنترل غیر فعال را دارا می‌باشد. در کنترل نیمه فعال به یک منبع انرژی کوچک خارجی نیاز است که این امر در زلزله‌ها به علت احتمال قطع شدن برق امکان استفاده از آن را فراهم می‌نماید. میراگر مایع علاوه بر هزینه نصب و راه اندازی کم دارای هزینه نگهداری پایینی نیز می‌باشد. از دیگر ویژگی‌های این میراگر می‌توان به قابلیت استفاده دومانظوره به عنوان مخزن ذخیره آب اشاره نمود. میراگر مورد استفاده دارای ۴ پره در دو ردیف بوده که امکان چرخش آن در حین تحریک فراهم می‌باشد. برای طراحی الگوریتم کنترلی از روش کنترل بهینه خطی استفاده شده و تاخیر زمانی نیز در الگوریتم کنترلی لحاظ گردیده است. در این مطالعه از ۴ رکورد زلزله حوزه نزدیک و ۴ رکورد حوزه دور استفاده شده تا بتوان اثر چرخش پره‌ها را بررسی نمود. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که میراگر مایع با پره قابل تنظیم در کنترل نیمه فعال باعث بهبود پاسخ سازه در مقایسه با نتایج کنترل غیر فعال می‌گردد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که این میراگر در تحریک‌های حوزه نزدیک باعث کاهش بیشتر پاسخ‌ها نسبت به تحریک‌های حوزه دور می‌گردد.

## واژگان کلیدی

کنترل نیمه فعال، کنترل غیر فعال، میراگر مایع با پره قابل تنظیم، الگوریتم کنترل بهینه خطی، تاخیر زمانی

## Semi-Active Control of a SDOF Structure Using Tuned Liquid Damper with Variable Baffles

S.M. Zahrai, H. Enayati

### Abstract

Structural control methods are aimed to decrease structural responses and improve the dynamic behavior against lateral loads such as wind or earthquake. These methods are classified to three main category of passive, semi active and active. Semi active control possesses both adjustability of active control and reliability of passive control. Semi active control needs a small power source such that lack of electricity during earthquakes cannot disturb its function. In this study a tuned liquid damper (TLD) with baffles is used. TLD is a damper with low installation and maintenance costs and can simultaneously be utilized as a water tank. The used TLD has 4 baffles in two rows that can rotate during excitation. The semi active control algorithm is implemented using the optimal linear control method with time delay compensation. Four far fields and four near field earthquake record are used to study effects of baffles' rotation. Results show that semi active TLD improves structural behavior more than passive one. Also, the performance of semi active TLD under near field earthquakes are better than that under far field earthquakes.

### Keywords

Semi active control, Passive control, Variable baffles tuned liquid damper, Instantaneous optimal control, Time delay



زمانی که سازه‌های عمرانی در برابر بارهای دینامیکی مانند زلزله یا باد قرار می‌گیرند دچار ارتعاش می‌شوند. علاوه بر تخریب سازه‌ها در برابر این عوامل محیطی، ارتعاش اتلاف اموال و تهدید جانی را نیز به دنبال دارد. سیستم‌های کنترلی بر اساس نیاز به انرژی خارجی را می‌توان در چهار دسته به کنترل غیر فعال<sup>۱</sup>، فعال<sup>۲</sup>، ترکیبی و نیمه فعال<sup>۳</sup> تقسیم نمود. برخلاف سیستم کنترل فعال که در آن پاسخ دینامیکی سازه بوسیله اعمال یک انرژی خارجی به سازه کاهش پیدا می‌کند، در کنترل غیر فعال منبع انرژی خارجی مورد نیاز نیست و مکانیزم‌های کنترلی به همراه سازه اصلی حرکت می‌کنند و نیروهای کنترلی در خلال حرکت ابزار کنترل به وجود می‌آیند. کنترل ترکیبی که عموماً ترکیبی از کنترل‌های غیر فعال و فعال می‌باشد به انرژی خارجی کمتری نیاز دارد زیرا قسمتی از کنترل سازه‌ای، کنترل غیر فعال، به منبع انرژی خارجی نیازی ندارد. اما بین این دو کنترل می‌توان به کنترل نیمه فعال که در واقع ترکیبی از نکات مثبت هر دو سیستم می‌باشد اشاره کرد.

سیستم کنترل نیمه فعال از مکانیزم تغییر خواص میرایی یا سختی یک سیستم کنترل سازه استفاده می‌کند تا پاسخ سازه را کاهش دهد. این سیستم‌ها بر خلاف سیستم‌های فعال به منبع انرژی به مراتب کوچک‌تری نسبت به سیستم‌های فعال نیاز دارند بطوری‌که این سیستم‌ها قادرند توسط منابع تامین شده توسط باتری تغذیه شوند که این امر به دلیل احتمال قطعی برق در هنگام زلزله بسیار حائز اهمیت می‌باشد. به عبارتی دیگر می‌توان یک سیستم کنترل نیمه فعال را سیستم کنترلی غیر فعال دانست که خواص مکانیکی آن براساس باز خورد تحریک یا پاسخ اندازه گیری شده بر اساس یک الگوریتم از پیش تعیین شده قابل تنظیم است. از آنجا که در سیستم کنترل نیمه فعال انرژی مکانیکی به سیستم سازه‌ای اعمال نمی‌شود لذا پایداری سیستم تهدید نمی‌گردد که این یکی دیگر از ویژگی‌های سیستم‌های کنترل نیمه فعال می‌باشد.

در میراگر مایع تنظیم شده که یک میراگر مکانیکی غیر فعال است، بر حسب عمق سیال درون مخزن دو دسته بندی کلی داریم: عمیق و کم عمق، که مرز بین این دو حالت نسبت عمق سیال به طول مخزن ۰/۱۵ می‌باشد [۱]. Fujino و همکارانش مطالعات گسترده‌ای بروی پارامترهای مختلف میراگر مایع انجام دادند [۲]. آنها در تحقیق دیگری اثر زبری کف میراگرهای مایع را بروی رفتار سیستم میراگر و پاسخ سازه مورد ارزیابی قرار

دادند [۳]. Jao و Fujino به منظور بررسی میزان استهلاک انرژی در میراگرهای مایع از صفحاتی در داخل مخزن استفاده و اثر این صفحات بر رفتار میراگر را بررسی نمودند [۴]. Lou و همکارانش با قرار دادن یک پره در داخل میراگر که امکان تغییر موقعیت آن فراهم بوده است یک سیستم تقریباً نیمه فعال را برای میراگرهای مایع پیشنهاد کردند. در این میراگر پیشنهادی با تغییر موقعیت پره طول موثر میراگر نیز تغییر می‌یافت [۵].

در سال‌های اخیر میراگرهای مایع با قابلیت سازگاری و تغییر مورد توجه محققین قرار گرفته است. Tait و همکارانش از صفحات مشبکی در داخل میراگر استفاده نموده اند تا با این ایده بتوان استهلاک انرژی در این نوع میراگرها را افزایش داد [۶]. Love و Tait تاثیر موقعیت این صفحات در داخل میراگر را بروی رفتار سیستم مورد ارزیابی قرار دادند [۷]. این دو یک مدل غیر خطی برای شبیه سازی تلاطم سیال در میراگر با هندسه متفاوت ارائه نمودند در این مطالعه آنها کف مخزن را صاف و هموار در نظر گرفته‌اند [۸]. Crowley و Porter در مطالعه خود از صفحات باریک قائم در داخل میراگر به منظور ایجاد میرایی در زمانی که سیال دارای حرکت است استفاده نموده‌اند. آنها آرایش متفاوت این صفحات داخل مخزن را مورد ارزیابی قرار دادند و تلاش نمودند تا رفتار میراگر را با توجه به کاهش جابجایی کلی تحت تاثیر نیرو با فرکانس‌های مختلف بهینه نمایند. بدین منظور تعداد، مکان و تداخل صفحات در داخل مخزن تغییر داده شد [۹].

Zahrai و همکارانش از پره‌های قابل تنظیم در داخل میراگر استفاده نموده‌اند. آنها کارایی استفاده از پره در میراگرهای مایع مستطیلی را ارزیابی نمودند و در حین تست‌های خود اثر نسبت جرم، نسبت فرکانس زاویه جهت گیری پره‌ها و نسبت عمق را مورد مطالعه قرار دادند. آنها نشان دادند که استفاده از پره‌ها باعث کاهش پاسخ سازه و افزایش میرایی سازه مجهز به این نوع میراگرها می‌گردد [۱۰]. Sonmez و همکارانش یک مدل کنترل نیمه فعال برای میراگر مایع ستونی ارائه نموده‌اند و با مقایسه جذر مجموع مربعات پاسخ نشان دادند که کنترل نیمه فعال کارایی بالاتری دارد. برای مقایسه نتایج، ۳ حالت در نظر گرفته شد، سازه بدون میراگر، سازه با کنترل غیر فعال و کنترل نیمه فعال. نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که کنترل غیر فعال به علت از دست دادن کارایی خود به محض تغییر نیروی تحریک نسبت به کنترل نیمه فعال که قابلیت سازگاری دارد، کارایی کمتری خواهد داشت [۱۱].



Soliman و همکارانش بروی کنترل نیمه فعال میراگر مایع مجهز به صفحاتی جهت افزایش میرایی میراگر مایع مطالعه نمودند. آنها با استفاده از پره‌ها رفتار میراگر را ارتقا داده و امکان استفاده از آن در کنترل نیمه فعال را فراهم نمودند. Soliman و همکارانش با استفاده از یک الگوریتم کنترلی مناسب و ارزیابی پاسخ سازه یک طبقه مجهز به این میراگر ضریب میرایی بهینه ( $\xi_{opt}$ ) را برای میراگر تعیین نمودند [۱۲].

روش‌های کنترل نیمه فعال مختلفی مورد استفاده محققین قرار گرفته است که همواره کاهش همزمان جابجایی و شتاب در آنها از دغدغه مهندسين می‌باشد. Chase و همکارانش با ارائه الگوریتم جدید این دغدغه را حل نمودند. نتایج مطالعه آنها نشان می‌دهد که روش آنها هم در زلزله حوزه نزدیک و هم در زلزله حوزه دور کارایی مناسبی دارد [۱۳]. Chey و همکارانش از ابزارهای قابل تنظیم برای کاهش پاسخ سازه در کنترل نیمه فعال استفاده کردند. در این مطالعه ضرایب قابل تنظیم به نحوی تعیین می‌شود که نقطه سرعت صفر بروی قله جابجایی قرار گیرد [۱۴]. روش‌های کنترل نیمه فعال همواره جذابیت خاصی برای محققین دارد. Yalla و همکارانش میراگر مایع ستونی را به صورت غیر فعال و نیمه فعال با استفاده از روش کنترل فازی مورد ارزیابی قرار دادند. نتایج این مطالعه نشان داد که انرژی لازم در کنترل نیمه فعال شیرها با یک باطری تامین می‌گردد که بسیار اندک می‌باشد و در نتیجه کنترل نیمه فعال کاهش قابل قبولی در پاسخ‌ها مشاهده می‌گردد [۱۵]. Sun و Nagarajaiah میراگر جرمی با سختی و میرایی متغیر را تحت تحریک زلزله مورد بررسی قرار دادند. ضریب میرایی این میراگر با توجه به پاسخ جابجایی میراگر تعیین می‌گردد در حالی که ضریب سختی میراگر با توجه به جابجایی سازه تعیین می‌گردد. در این مطالعه هم زلزله حوزه نزدیک و هم حوزه دور برای ارزیابی کارایی میراگر و الگوریتم کنترل مورد استفاده قرار گرفته است. نتایج مطالعه نشان می‌دهد که این میراگر باعث کاهش پاسخ سازه و بهبود رفتار دینامیکی سازه می‌گردد [۱۶].

همانطور که بیان شد روش کنترل نیمه فعال یکی از روش‌های مورد علاقه محققین می‌باشد به دلیل نیاز به منبع انرژی کم و قابلیت تطابق پذیری با شرایط می‌باشد. از طرفی دیگر بهبود رفتار سازه‌ها و کاهش پاسخ‌ها در حین تحریک زلزله همواره یکی از اهداف مهندسين می‌باشد. روش‌های کنترل نیمه فعال با تغییر اندک در ویژگی‌های سازه از جمله میرایی سازه به دنبال بهبود رفتار دینامیکی سازه می‌باشد. در این تحقیق از میراگر مایع با پره قابل تنظیم پیشنهادی

توسط Zahrai و همکارانش استفاده شده است. این میراگر یک مخزن مستطیلی ساده با چند پره قابل تنظیم است که تا حدی از آب پر گردیده است. دلیل استفاده از این میراگر در این تحقیق هزینه پایین نصب و نگهداری و امکان استفاده دو منظوره از آن می‌باشد. در این میراگرها با قرار دادن یک موتور می‌توان امکان چرخش پره‌ها را فراهم نمود.

برای استفاده از این میراگر در کنترل نیمه فعال چرخش پره‌ها مدنظر قرار گرفت. به بیانی دیگر در این مطالعه با چرخش پره‌ها به دنبال بهبود رفتار میراگر و افزایش میزان استهلاک انرژی در آن می‌باشیم. به منظور طراحی الگوریتم کنترل نیمه فعال ابتدا بایستی ضریب میرایی میراگر متناظر با هر زاویه جهت گیری پره‌ها تعیین گردد. برای این منظور از نتایج آزمایشات انجام شده بروی سازه یک درجه آزادی و میراگر مایع با پره قابل تنظیم استفاده شده است. بعد از تعیین ضریب میرایی با استفاده از الگوریتم کنترلی خطی بهینه و با در نظر گرفتن تاخیر زمانی کنترلر نیمه فعال پیاده سازی می‌گردد.

## ۲- میراگر مایع با قابلیت تنظیم

در راستای استفاده از میراگر مایعی تنظیم شده به عنوان میراگری که قابلیت سازگاری با شرایط مختلف را داشته باشد، همانگونه که بیان شد تعدادی از محققین با تغییراتی در میراگر مایع از آن به عنوان میراگر با قابلیت تنظیم استفاده نموده‌اند [۱۰-۶]. میراگری که در این مطالعه مورد استفاده قرار گرفته است طبق پیشنهاد Zahrai و همکارانش به پره‌هایی مجهز شده تا امکان کنترل نیمه فعال را فراهم نموده و ایراد ذکر شده را نیز مرتفع نماید.

در این میراگر از ۴ پره در دو ردیف استفاده شده است، به نحوی که در زمان بسته شدن پره‌ها مخزن میراگر به سه قسمت با طول مساوی تقسیم می‌گردد.

همانطور که می‌دانیم میراگرهای مایع در یک محدوده باریک فرکانسی، در اطراف فرکانس سازه کارایی دارد. در میراگر مایع با پره قابل تنظیم، این محدوده فرکانسی به محدوده بین فرکانس سیال در حالتی که پره‌ها کاملاً باز و کاملاً بسته است، ارتقا یافته است تا بدین گونه ایراد ذکر شده برطرف گردد [۱۰].

در این مطالعه از میراگر مایع با قابلیت تنظیم در کنترل نیمه فعال استفاده شده است. این نوع میراگرها دارای هزینه نصب و نگهداری پایین بوده که از نظر اقتصادی یک مزیت می‌باشد و از طرف دیگر قابلیت استفاده دو منظوره از آن، یعنی مخزن ذخیره آب و میراگر از دیگر مزیت‌های آن می‌باشد.



$$\Delta F_k = F_k + BU_k + M(a_2\dot{X}_{k-1} + a_3\ddot{X}_{k-1}) + C^*(a_5\dot{X}_{k-1} + a_6\ddot{X}_{k-1}) - (M\ddot{X}_{k-1} + C\dot{X}_{k-1} + KX_{k-1}) \quad (7)$$

ثابت‌های موجود در روابط بالا عبارتند از:

$$a_1 = \frac{1}{\delta\Delta t^2}; \quad a_2 = \frac{1}{\delta\Delta t}; \quad a_3 = \frac{1}{2\delta} \quad (8)$$

$$a_4 = \frac{\gamma}{\delta\Delta t}; \quad a_5 = \frac{\gamma}{\delta}; \quad a_6 = \Delta t \left( \frac{\gamma}{2\delta} - 1 \right) \quad (9)$$

که در این روابط  $\delta$  و  $\gamma$  ثابت‌های روش نیومارک می‌باشند. در روش کنترل بهینه خطی شاخص عملکردی  $J$  در هر گام طبق رابطه (۱۰) محاسبه می‌گردد که پارامتری وابسته به زمان می‌باشد.

$$J_k = \frac{1}{2}(X_k^T Q_1 X_k + \dot{X}_k^T Q_2 \dot{X}_k + \ddot{X}_k^T Q_3 \ddot{X}_k + U_k^T R U_k) \quad (10)$$

در این رابطه  $Q_1$  و  $Q_2$  ماتریس‌های مثبت نیمه معین می‌باشد که طبق مطالعه چانگ و یانگ از رابطه (۱۱) و (۱۲) تعیین می‌گردد. البته محاسبه ماتریس  $Q_1$  و  $Q_2$  طبق روابط و با توجه به مثبت نیمه معین بودن ماتریس سختی و میرایی زیر منجر به پایدار شدن الگوریتم کنترل می‌گردد. همچنین ماتریس مثبت نیمه معین  $R$  که بر اساس نیروی کنترلی محاسبه می‌گردد را می‌توان طبق معادله (۱۳) بدست آورد [۱۷].

$$Q_1 = \alpha_1 K^* \quad (11)$$

$$Q_2 = \alpha_2 K^* \quad (12)$$

$$R = B^T K^* B \quad (13)$$

در نهایت می‌توان معادله بردار کنترل را مطابق رابطه زیر محاسبه نمود.

$$U_k = -(B^T K^* B)^{-1} B^T (\alpha_1 X_k + \alpha_2 \dot{X}_k) \quad (14)$$

البته لازم به ذکر است که در الگوریتم کنترل بالا تاخیر زمانی طبق کار Symans و Constantinou لحاظ شده است. برای این منظور فرض می‌شود که سازه در حین بازه تاخیر زمانی لحاظ شده به صورت ارتعاش آزاد بدون میرایی رفتار می‌کند که با توجه به کوچک بودن میزان تاخیر زمانی فرض معقولی می‌باشد [۱۸]. برای پیاده سازی الگوریتم کنترل از نرم افزار MATLAB استفاده شده است. البته در کد نوشته شده حداکثر اجازه چرخش سه پله (حداکثر ۲۷ درجه) در هر گام داده شده است تا از چرخش‌های بیش از حد و خرابی‌های احتمالی در سیستم چرخش پره‌ها در حین تحریک جلوگیری شود.

از بعد رفتاری نیز فعال شدن این نوع میراگرها با کوچکترین حرکت سازه، از دیگر برتری‌های آن می‌باشد. این میراگر یک مخزن مستطیلی ساده با چند پره قابل تنظیم است که تا حدی از آب پر گردیده است در این میراگر از دو ردیف پره استفاده شده تا در صورت بسته شدن آنها طول مخزن به سه قسمت مساوی تقسیم گردد. افزودن پره‌ها به میراگر قابلیت توازن بیشتری به میراگر مایعی داده است. در این میراگرها به علت افزایش سطح تماس سیال با مخزن و انحنای اجباری خطوط جریان در حالت پره‌های نیمه بسته، سیستم دارای توانایی بالاتری در اتلاف انرژی می‌باشد. بدیهی است که در صورت کنترل این پره‌ها به صورت خودکار صرفاً استفاده از نیروی تامین شده توسط یک باتری ساده کفایت خواهد کرد.

### ۳- کنترل بهینه لحظه‌ای

در روش کنترل بهینه لحظه‌ای داده‌های مربوط به تحریک خارجی تا لحظه مدنظر مورد استفاده قرار می‌گیرد. در این الگوریتم کنترل بهینه از شاخص عملکردی وابسته به زمان  $J(t)$  استفاده می‌گردد. نیروی بهینه کنترل از کمینه نمودن  $J(t)$  در هر لحظه زمانی  $t$  به دست می‌آید.

#### ۳-۱- الگوریتم کنترل بهینه لحظه‌ای بر مبنای روش نیومارک

در این مطالعه از روش کنترل بهینه خطی برای طراحی الگوریتم کنترل نیمه فعال استفاده شده است. معادله حرکت یک سیستم را می‌توان طبق رابطه (۱) بیان نمود.

$$MX + C\dot{X} + KX = F + BU \quad (1)$$

در این معادله  $M$ ،  $K$  و  $C$  به ترتیب ماتریس‌های  $n \times n$  جرم، سختی و میرایی می‌باشد که  $n$  نشان دهنده تعداد درجات آزادی خواهد بود. در رابطه  $X$  بردار تغییر مکان،  $F$  بردار تحریک،  $U$  بردار نیروی کنترلی و  $B$  نشان دهنده محل میراگرها می‌باشد. با استفاده از روش نیومارک برای حل گام به گام معادله بالا خواهیم داشت:

$$X_k = X_{k-1} + \Delta X_k \quad (2)$$

$$\dot{X}_k = (1 - a_5)\dot{X}_{k-1} - a_6\ddot{X}_{k-1} + a_4\Delta X_k \quad (3)$$

$$\ddot{X}_k = (1 - a_3)\ddot{X}_{k-1} - a_2\dot{X}_{k-1} + a_1\Delta X_k \quad (4)$$

$$\Delta X_k = K^{*-1}\Delta F_k \quad (5)$$

$$K^* = a_1 M + a_4 C^* + K^* \quad (6)$$



در این تحقیق از سازه یک درجه آزادی برای تحلیل استفاده شده است. سختی این سازه ۱۴۰۰۰ نیوتن بر متر و جرم آن ۳۰۰ کیلوگرم لحاظ شده است. برای این سازه میرایی ۵٪ در مطالعه لحاظ شده است. برای لحاظ نمودن میرایی ناشی از میراگر از نتایج آزمایشگاهی انجام شده استفاده شده است که در جدول (۱) آورده شده است. در کد پیاده سازی شده با توجه به الگوریتم کنترلی در هر گام با توجه به بازخورد سازه میزان ضریب میرایی متناسب تعیین شده و متناظر با آن طبق جدول (۱) زاویه جهت گیری پرها تعیین می‌گردد.

برای مقایسه نتایج حاصل از کنترل نیمه فعال سازه ابتدا تحت کنترل غیر فعال قرار گرفته و نتایج حاصل با نتایج کنترل نیمه فعال مقایسه گردید. در کنترل غیر فعال زاویه جهت گیری پرها ۷۲ درجه لحاظ شده است. در این مطالعه همانطور که بیان شد از ۴ رکورد زلزله حوزه دور لوماپریتا (کلیف هوس)، ایمبریال ولی، کوکائلی و لوماپریتا (پرزیدو) و ۴ رکورد زلزله حوزه نزدیک لوماپریتا، کوبه، کیپ مندوسینو و نرتریج استفاده شده است.

برای صحت سنجی نتایج از نتایج کار آزمایشگاهی انجام شده استفاده شده است. بدین منظور نتایج حاصل از تحریک سازه یک درجه آزادی تحت اثر تحریک هارمونیک با فرکانس ۱/۲۵ هرتز و شتاب  $0.1g$  با کد کنترلی نیمه فعال طراحی شده، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. در شکل (۱) نمودار تاریخچه زمانی جابجایی سازه در آزمایشگاه و حاصل از کنترل نیمه فعال آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود در کنترل نیمه فعال با توجه به تحریک هارمونیک و نتایج آزمایشگاهی بهترین زاویه جهت گیری پره باید ۷۲ درجه باشد که در اثر الگوریتم کنترل همین امر محقق شده و نتایج حاصل نیز به نتایج آزمایشگاهی نزدیک است.

#### ۴- بررسی و تفسیر نتایج

در این بخش نتایج حاصل از کنترل نیمه فعال و غیر فعال بروی سازه یک درجه آزادی مجهز به میراگر مایع با پره قابل تنظیم ارائه می‌گردد. همانطور که بیان شد به منظور مقایسه عملکرد میراگر در کنترل نیمه فعال از نتایج کنترل غیر فعال میراگر نیز استفاده شده است. برای کنترل غیر فعال میراگر می‌بایستی زاویه جهت گیر پرها ثابت لحاظ شود. بدین منظور با استفاده از جدول (۱) که حاصل کار آزمایشگاهی انجام شده توسط Zahrai و Enayati در آزمایشگاه دینامیک خاک دانشگاه تهران می‌باشد استفاده شده است. همانطور که در این جدول مشاهده می‌شود

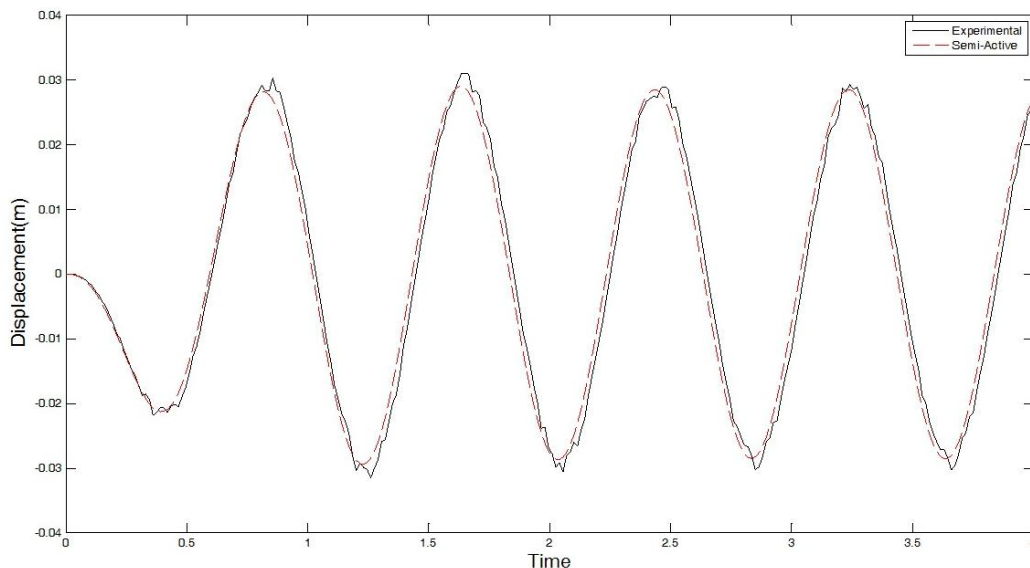
میراگر در زاویه جهت گیری ۷۲ درجه دارای بالاترین میرایی است. به بیانی دیگر در این زاویه که نزدیک به حالت بسته پرها می‌باشد به دلیل انحنای بیشتر خط جریان استهلاک انرژی بیشتری در سازه رخ می‌دهد. اما همانطور که می‌دانیم به دلایل مختلفی از جمله مصرف انرژی بیشتر برای ثابت نگه داشتن دریچه‌ها در این حالت به دلیل ضربات جریان آب به آن، این زاویه جهت گیری مقرون به صرفه نخواهد بود تا آنجا که با بررسی نتایج نیز می‌توان به این نکته پی برد که در بسیاری از زمان‌های تحریک زوایای دیگر پاسخگو بوده و می‌تواند از پاسخ سازه تا حد مطلوب بکاهد. همانطور که در جدول (۱) مشاهده می‌شود تا زمانی که فرکانس تحریک کمتر  $1/5$  هرتز می‌باشد میزان ضریب میرایی این زاویه به ضرایب نظیر آن در زاویه‌های ۸۱ و ۶۳ درجه بسیار نزدیک و گاه‌ا از آنها کمتر است در واقع نمی‌توان در کنترل غیر فعال یک زاویه خاص را به عنوان بهترین زاویه در نظر گرفت که این مشکل را می‌توان با کنترل نیمه فعال و چرخش پرها امکان پذیر ساخت. از طرفی دیگر جدول (۱) براساس نسبت جرمی ۴ درصد و عمق سیال حدود ۵ سانتیمتر ارائه شده است. در این عمق نسبت عمق در حالتی که پرها باز است ۸ درصد و در حالت پره‌های بسته ۲۴ درصد می‌باشد. به غیر از حالت بسته پرها، نسبت عمق در محدوده کم عمق قرار می‌گیرد. در حالیکه غالباً این نوع میراگرها علاوه بر میراگر به عنوان مخزن ذخیره آب نیز استفاده می‌شوند که این امر تغییر نسبت جرمی و نسبت عمق را ممکن می‌سازد، بنابراین چرخش پرها و استفاده از الگوریتم کنترل نیمه فعال این امکان را فراهم می‌سازد که میراگر در هر لحظه بهترین عملکرد را داشته باشد. به بیانی دیگر قابلیت سازگاری با شرایط موجود و بازخورد پاسخ سازه را فراهم می‌نماید که این امر موجب صرفه جویی در مصرف انرژی و کاهش بیش از پیش پاسخ‌ها می‌گردد.

#### ۴-۱- نتایج حاصل از تحریک زلزله حوزه نزدیک

به منظور بررسی اثر نوع زلزله بر عملکرد میراگر مورد بحث ابتدا سازه یک درجه آزادی مجهز به میراگر تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک قرار گرفته است. در زلزله‌های حوزه نزدیک مولفه عمود بر گسل نگاشت‌های ثبت شده دارای پالس‌هایی با پریود بلند در نگاشت سرعت بوده و تقریباً قسمت عمده‌ای از انرژی در غالب این زلزله‌ها در این پالس‌ها جمع می‌شوند. همین امر یعنی ورود یکباره انرژی به سازه باعث تغییر شکل‌های بزرگ می‌گردد. یکی از اصلی‌ترین خصیصه‌های متمایز کننده زلزله‌های

جدول ۱- ضریب میرایی میراگر مایع با پره قابل تنظیم متناظر با فرکانس تحریک و زاویه جهت گیری پره‌ها

| فرکانس تحریک (Hz) |       |       |       |       |       |       | زاویه پره‌ها (درجه) |
|-------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---------------------|
| ۱۰                | ۵/۰   | ۳/۰   | ۲/۰   | ۱/۵   | ۱/۲۵  | ۰/۵   |                     |
| ۰/۰۱۵             | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۰۹ | ۰/۰۰۸ | ۰/۰۰۶ | ۰/۰۰۵ | ۰/۰۰۵ | ۰                   |
| ۰/۰۲۱             | ۰/۰۱۴ | ۰/۰۱۳ | ۰/۰۱۱ | ۰/۰۰۸ | ۰/۰۰۶ | ۰/۰۰۸ | ۹                   |
| ۰/۰۲۸             | ۰/۰۲  | ۰/۰۱۶ | ۰/۰۱۳ | ۰/۰۱  | ۰/۰۰۷ | ۰/۰۱  | ۱۸                  |
| ۰/۰۳۴             | ۰/۰۲۴ | ۰/۰۲۲ | ۰/۰۲  | ۰/۰۱۲ | ۰/۰۱  | ۰/۰۱۱ | ۲۷                  |
| ۰/۰۴              | ۰/۰۳۴ | ۰/۰۲۷ | ۰/۰۲۶ | ۰/۰۱۹ | ۰/۰۱۸ | ۰/۰۱۴ | ۳۶                  |
| ۰/۰۴۹             | ۰/۰۳۹ | ۰/۰۲۸ | ۰/۰۲۲ | ۰/۰۲۱ | ۰/۰۱۹ | ۰/۰۱۸ | ۴۵                  |
| ۰/۰۵۴             | ۰/۰۴۲ | ۰/۰۳  | ۰/۰۲۵ | ۰/۰۲۳ | ۰/۰۲۱ | ۰/۰۱۹ | ۵۴                  |
| ۰/۰۵۸             | ۰/۰۴۹ | ۰/۰۳۵ | ۰/۰۲۹ | ۰/۰۲۶ | ۰/۰۲۳ | ۰/۰۲۵ | ۶۳                  |
| ۰/۰۶۶             | ۰/۰۵۱ | ۰/۰۴۳ | ۰/۰۳۶ | ۰/۰۳۱ | ۰/۰۲۸ | ۰/۰۲۷ | ۷۲                  |
| ۰/۰۶۳             | ۰/۰۴۹ | ۰/۰۴  | ۰/۰۳۴ | ۰/۰۳۳ | ۰/۰۲۷ | ۰/۰۲۳ | ۸۱                  |
| ۰/۰۵۹             | ۰/۰۴۶ | ۰/۰۳۹ | ۰/۰۳۳ | ۰/۰۲۹ | ۰/۰۲۴ | ۰/۰۲  | ۹۰                  |



شکل ۱- منحنی تاریخچه زمانی جابجایی سازه تحت تحریک هارمونیک با فرکانس ۱/۲۵ هرتز، ناشی از کار آزمایشگاهی و الگوریتم کنترل نیمه فعال

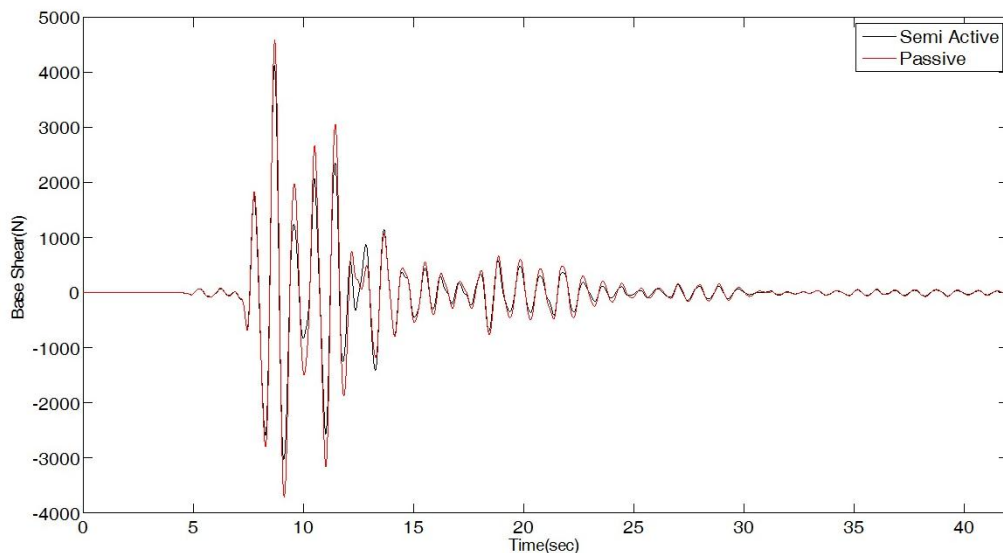
بررسی اقتصاد پروژه به دلیل کاهش برش پایه منجر به کاهش نیروهای طراحی و در نتیجه کاهش ابعاد مقاطع و وزن سازه می‌گردد که این امر خود به دلیل کاهش وزن سازه منجر به کاهش مضاعف نیروی طراحی می‌شود.

در شکل (۳) نمودار تاریخچه زمانی جابجایی سازه تحت زلزله حوزه نزدیک کوبه آورده شده است. در این شکل به منظور مقایسه نتایج، پاسخ سازه تحت کنترل نیمه فعال و غیر فعال آورده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود با استفاده از چرخش پره‌ها در کنترل نیمه فعال بیشینه پاسخ‌ها نسبت به کنترل غیر فعال کاهش یافته که این امر نشان دهنده

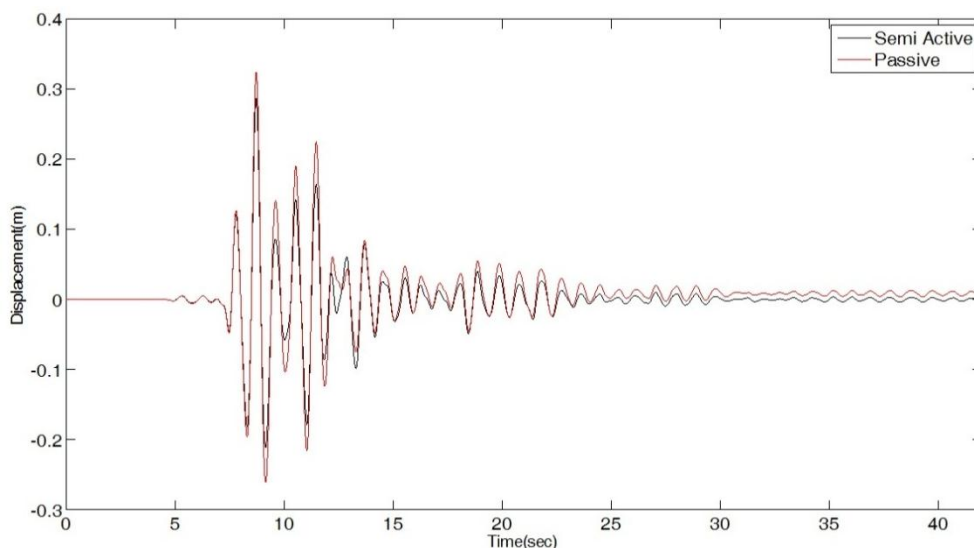
حوزه نزدیک تولید این گونه پالس‌هاست که این پالس‌های حرکت عموماً شامل یک یا چند پالس مجزا در تاریخچه زمانی شتاب، سرعت و تغییر مکان و اغلب در تاریخچه زمانی سرعت می‌باشد.

در شکل (۲) نمودار نیرو جابجایی برای یکی از زلزله‌های حوزه نزدیک آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود کنترل نیمه فعال میراگر یعنی امکان چرخش پره‌ها در حین تحریک منجر به کاهش برش پایه در این حالت می‌گردد. همانطور که می‌دانیم در هر پروژه دو نکته حائز اهمیت می‌باشد، ایمنی و اقتصاد آن. بررسی شکل (۲) مشخص می‌کند که در





شکل ۲- نمودار تاریخچه زمانی برش پایه سازه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک کوبه در کنترل غیر فعال و نیمه فعال



شکل ۳- نمودار تاریخچه زمانی پاسخ جابجایی سازه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک کوبه

به کاهش پاسخ جابجایی می‌گردد. حالت دیگر بررسی اثر کنترل نیمه فعال میراگر مایع بروی پاسخ جابجایی در کل بازه تحریک می‌باشد. در این حالت نیز بررسی نمودارهای تاریخچه زمانی جابجایی مؤید کاهش پاسخ می‌باشد. بررسی پاسخ سازه یک درجه آزادی مورد مطالعه در کنترل نیمه فعال و غیر فعال نشان می‌دهد که علاوه بر نقاط اوج در سایر نقاط نیز کاهش مشاهده می‌گردد که می‌توان دلیل آن را چرخش پره‌ها متناسب با تحریک ورودی و اختصاص مناسب‌ترین زاویه و بهینه‌ترین ضریب میرایی در هر گام زمانی دانست.

در ادامه بیشینه پاسخ برای زلزله کوبه در جدول (۲) آورده شده است. در این جداول بیشینه، کمینه، بیشینه مطلق و جذر

عملکرد مثبت میراگر در کنترل نیمه فعال می‌باشد.

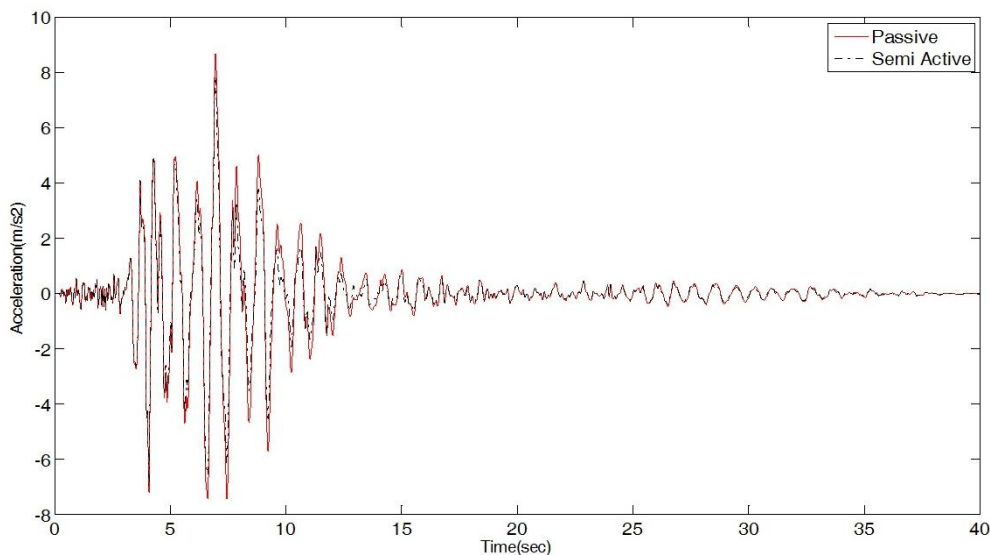
شکل (۳) را از دو منظر می‌توان بررسی نمود یکی نقاط بیشینه پاسخ و دیگری کل بازه تحریک. همانطور که از روی شکل‌های بالا مشخص است در زلزله کوبه در نقاط بیشینه پاسخ استفاده از کنترل نیمه فعال و چرخاندن پره‌ها منجر به کاهش پاسخ می‌گردد. به بیانی دیگر چرخاندن پره‌ها در این نقاط باعث بهبود رفتار سازه گردیده است. در این نقاط به دلیل تغییر جهت حرکت و صفر بودن سرعت، باعث تلاطم سیال و اختلاف فشار هیدرودینامیک بروی دیواره‌ی میراگر شده که این امر باعث استهلاک انرژی می‌شود، در واقع چرخش پره‌ها منجر به افزایش این تلاطم و بیشتر شدن اختلاف فشار بروی دیواره‌ها و منجر

مجموع مربعات پاسخ‌ها آورده شده است. نتایج نشان می‌دهد که استفاده از کنترل نیمه فعال باعث کاهش ماکزیمم و جذر مجموع مربعات پاسخ سازه می‌شود تا جایی که در زلزله کوبه بیشینه جابجایی ۱۳ درصد کاهش از خود نشان می‌دهد.

جدول ۲- بیشینه پاسخ سازه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک کوبه

| بیشینه پاسخ سازه | کنترل نیمه فعال |              | غیر فعال    |              |
|------------------|-----------------|--------------|-------------|--------------|
|                  | جابجایی (m)     | برش پایه (N) | جابجایی (m) | برش پایه (N) |
| ماکزیمم          | ۰/۲۹            | ۴۱۳۵/۲۸      | ۰/۳۲        | ۴۵۸۵/۸۹      |
| مینیمم           | -۰/۲۱           | -۳۰۲۸/۲۳     | -۰/۲۶       | -۳۷۰۸/۲۷     |
| ماکزیمم مطلق     | ۰/۲۹            | ۴۱۳۵/۲۸      | ۰/۳۲        | ۴۵۸۵/۸۹      |
| جذر مجموع مربعات | ۰/۰۴            | ۵۴۲/۵۸       | ۰/۰۵        | ۶۴۸/۰۵       |

در ادامه به بررسی نمودارهای تاریخچه زمانی شتاب سازه یک درجه آزادی می‌پردازیم. در شکل (۴) پاسخ شتاب سازه در کنترل نیمه فعال و غیر فعال را برای زلزله حوزه نزدیک نرتریج ارائه شده است. همانطور که دیده می‌شود در اثر کنترل نیمه فعال میراگر مایع پاسخ شتاب سازه نسبت به کنترل غیر فعال کاهش یافته است. همانطور که در شکل (۴) مشاهده می‌شود با استفاده از کنترل نیمه فعال پاسخ شتاب سازه نسبت به نتایج کنترل غیر فعال کاهش از خود نشان می‌دهد. دلیل این کاهش تغییر زاویه پرها و تغییر انحنای خطوط جریان متناظر با آن می‌باشد. از طرفی دیگر چرخش پرها به منظور اختصاص زاویه بهینه، باعث افزایش تلاطم سیال و شکست موج شده که این امر خود باعث افزایش مکانیزم استهلاک انرژی و کاهش پاسخ‌ها می‌گردد.



شکل ۴- نمودار تاریخچه زمانی پاسخ شتاب سازه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک نرتریج

جدول ۳- درصد کاهش پاسخ سازه تحت اثر زلزله حوزه نزدیک

نرتریج در کنترل نیمه فعال نسبت به کنترل غیر فعال

| پاسخ سازه        | جابجایی (%) | شتاب (%) | برش پایه (%) |
|------------------|-------------|----------|--------------|
| ماکزیمم          | ۱۱/۵۵       | ۱۰/۳۸    | ۱۰/۸۹        |
| جذر مجموع مربعات | ۲۲/۲۳       | ۱۷/۶۹    | ۲۰/۹۷        |

۴-۲- نتایج حاصل از تحریک زلزله حوزه دور

همانطور که بیان شد در این مطالعه به منظور بررسی اثر نوع زلزله بر عملکرد میراگر از زلزله های حوزه نزدیک و حوزه دور

در ادامه در جدول (۳) به بررسی میزان کاهش بیشینه و جذرمجموع مربعات پاسخ سازه مورد مطالعه در زلزله نرتریج پرداخته شده است. مشاهده می‌شود که کنترل نیمه فعال و چرخش پرها با الگوریتمی مناسب سبب کاهش پاسخ‌ها می‌شود تا آنجا که در زلزله نرتریج بیشینه جابجایی تا ۱۱/۵ درصد کاهش را نشان می‌دهد. این در حالی است که در همین زلزله جذر مجموع مربعات کاهش ۲۲ درصد دارد که این نشان از کارایی بالای کنترل نیمه فعال و ارتقای رفتار دینامیکی سازه مجهز به میراگر مایع با پره‌های قابل تنظیم دارد.



استفاده شده است. در این بخش نتایج حاصل از ۴ رکورد زلزله حوزه دور آورده شده است.

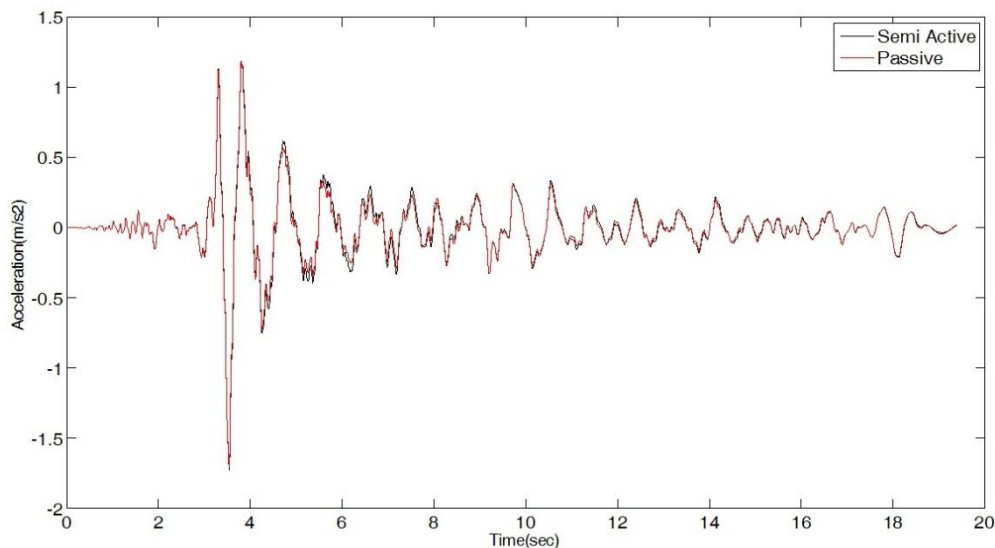
در شکل (۵) نمودار تاریخچه زمانی پاسخ شتاب سازه یک درجه آزادی تحت زلزله حوزه دور ایمپریال ولی آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌گردد پاسخ سازه در کنترل نیمه فعال و غیر فعال به یکدیگر نزدیک می‌باشد. البته باید به این نکته توجه نمود که میراگر غیر فعال با حداکثر میرایی یعنی تحت زاویه ۷۲ درجه به پاسخ‌هایی مشابه با کنترل نیمه فعال با ضریب میرایی بهینه دست می‌یابد. به بیانی دیگر میراگر مایع با پره قابل تنظیم با ضریب میرایی کمتر به پاسخی مشابه با کنترل غیر فعال با حداکثر میرایی دست می‌یابد که این خود از برتری کنترل نیمه فعال می‌باشد.

در شکل (۶) نمودار تاریخچه زمانی جابجایی سازه مورد مطالعه تحت اثر زلزله حوزه دور لوماپریتا (کلیف هوس) آورده شده است. بررسی پاسخ جابجایی سازه تحت اثر این زلزله نیز مشابه زلزله‌های حوزه دور دیگر می‌باشد. بدین معنی که تحت اثر زلزله لوماپریتا (کلیف هوس) نیز نتایج کنترل نیمه فعال مشابه کنترل غیر فعال می‌باشد اما با ضریب میرایی کمتر. به بیانی دیگر با استفاده از امکان چرخش پره‌ها در کنترل نیمه فعال در هرگام زمانی ضریب میرایی بهینه انتخاب شده و متناظر با آن زاویه جهت گیری پره‌ها تعیین شده است. اما این ضریب میرایی مشخص شده کمتر از مقدار تعیین شده در کنترل غیر فعال

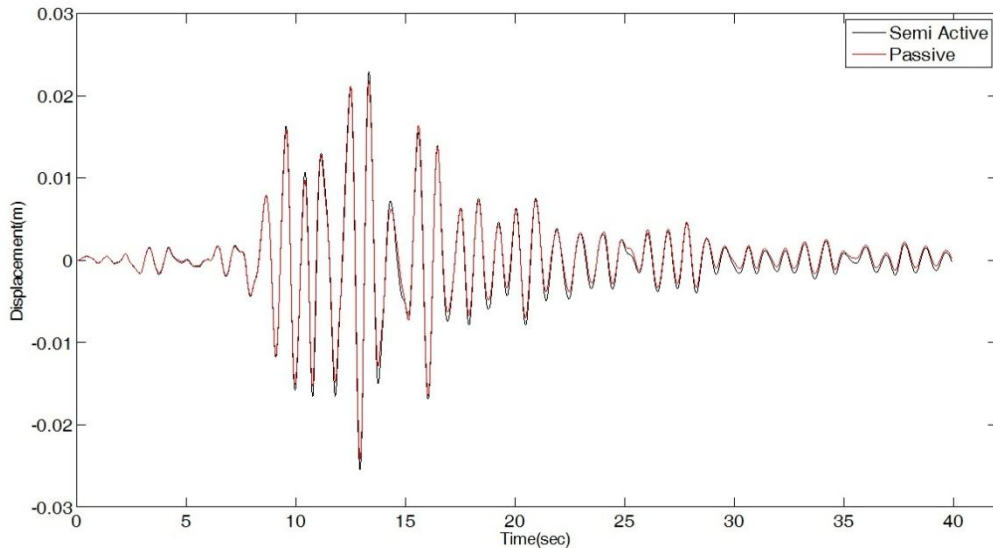
که با حداکثر ظرفیت خود کار می‌کند، می‌باشد. البته همانطور که در ادامه آورده شده است پاسخ‌ها در کنترل نیمه فعال به پاسخ غیر فعال نزدیک می‌باشد.

#### ۴-۳- نتایج حاصل از بررسی ضریب میرایی

همانطور که بیان شد دو مکانیزم استهلاک انرژی در میراگرهای مایع داریم که در زلزله‌های حوزه نزدیک به علت آزاد شدن یکباره انرژی به سازه تلاطم سیال و شکست موج مشارکت بیشتری در استهلاک انرژی دارد. چرخش پره‌ها در کنترل نیمه فعال در این نوع زلزله‌ها یعنی زلزله‌ی حوزه نزدیک باعث افزایش میزان استهلاک ناشی از این مکانیزم شده که منجر به کاهش پاسخ سازه یک درجه آزادی می‌گردد. در حالیکه در زلزله‌های حوزه دور این چنین نبوده و انحنای مسیر جریان و اصطکاک لایه مرزی نقش بارزتری در مکانیزم استهلاک انرژی خواهد داشت. البته در کنترل نیمه فعال با توجه به چرخش پره‌ها از اثر مکانیزم دوم یعنی اصطکاک لایه مرزی کاسته خواهد شد. به بیانی دیگر میزان مشارکت مکانیزم اول در استهلاک انرژی بیشتر و موثر تر از مکانیزم دوم می‌باشد. البته باید توجه نمود که در مجموع میزان مشارکت مکانیزم تلاطم سیال و شکست موج بیشتر از اصطکاک لایه مرزی در کل میزان استهلاک انرژی میراگر مایع با پره قابل تنظیم می‌باشد به همین دلیل این میراگر در کنترل نیمه فعال تحت اثر زلزله‌های حوزه نزدیک کاهش پاسخ از خود نشان می‌دهد.



شکل ۵- نمودار تاریخچه زمانی پاسخ شتاب سازه تحت اثر زلزله حوزه دور ایمپریال ولی

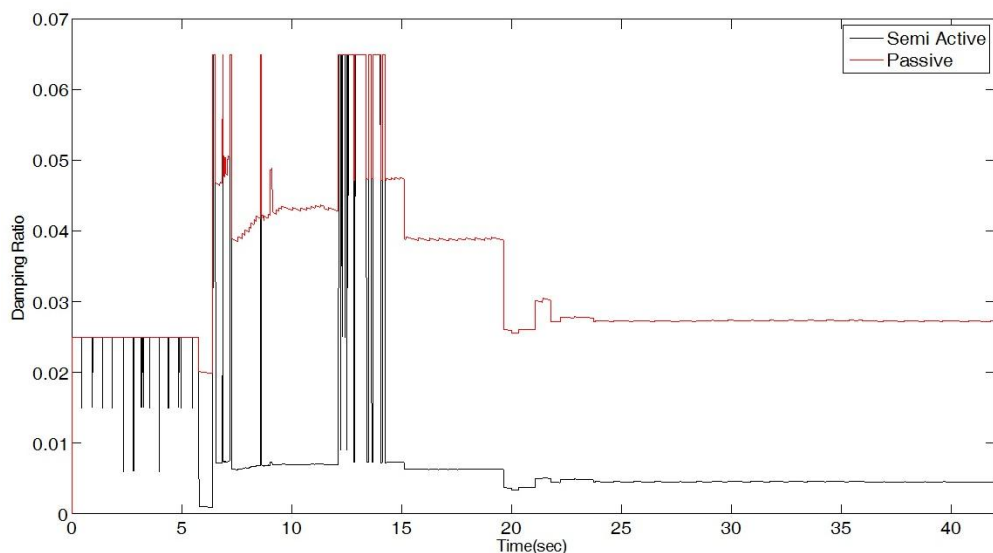


شکل ۶- نمودار تاریخیچه زمانی پاسخ جابجایی سازه تحت اثر زلزله حوزه دور لوماپریتا (کلیف هوس)

غیر فعال است در حالیکه پاسخ سازه یک درجه آزادی مورد بررسی به یکدیگر در این دو نوع کنترل نزدیک است و این امر نشان دهنده رفتار بهینه تر میراگر مایع با پره قابل تنظیم در کنترل نیمه فعال می‌باشد.

در جدول (۴) ضریب میرایی در هر گام برای کنترل نیمه فعال و غیر فعال برای زلزله‌های حوزه نزدیک کیپ مندوسینو در یک ثانیه اول تحریک آورده شده است. همانطور که مشاهده می‌شود مشابه زلزله‌های حوزه دور ضریب میرایی در هر گام در کنترل نیمه فعال کمتر از کنترل غیرفعال می‌باشد.

البته بررسی ضریب میرایی میراگر در هر گام نکات قابل توجهی دارد. شکل (۷) نشان می‌دهد که در کنترل نیمه فعال میرایی در هر گام زمانی نسبت به کنترل غیر فعال در سازه کمتر می‌باشد. همانطور که بیان شد در کنترل نیمه فعال نتایج حاصل از تحریک زلزله حوزه دور به کنترل غیر فعال نزدیک و تقریباً یکسان است در حالیکه الگوریتم کنترل ضریب میرایی بهینه‌ای به سازه اعمال می‌کند. در شکل (۷) مشاهده می‌گردد که در زلزله حوزه دور کوکائلی ضریب میرایی اعمال شده کمتر و در برخی از زمان‌ها برابر با ضریب میرایی نظیرش در کنترل



شکل ۷- ضریب میرایی میراگر در کنترل غیر فعال و نیمه فعال در زلزله حوزه دور کوکائلی

جدول ۴- ضرایب میرایی در کنترل غیر فعال و نیمه فعال در زلزله حوزه نزدیک کیپ مندوسینو

| زمان | ضریب میرایی در کنترل غیر فعال | ضریب میرایی در کنترل نیمه فعال | زمان | ضریب میرایی در کنترل غیر فعال | ضریب میرایی در کنترل نیمه فعال |
|------|-------------------------------|--------------------------------|------|-------------------------------|--------------------------------|
| ۰    | ۰/۰۰۰                         | ۰/۰۰۰                          | ۰/۵۲ | ۰/۰۳۵                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۰۲ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۳۲                          | ۰/۵۴ | ۰/۰۲۴                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۰۴ | ۰/۰۲۵                         | ۰/۰۱۹                          | ۰/۵۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۳۲                          |
| ۰/۰۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۵۸ | ۰/۰۲۲                         | ۰/۰۰۵                          |
| ۰/۰۸ | ۰/۰۲۵                         | ۰/۰۲۵                          | ۰/۶  | ۰/۰۳۲                         | ۰/۰۰۵                          |
| ۰/۱۰ | ۰/۰۲۵                         | ۰/۰۲۵                          | ۰/۶۲ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۳۲                          |
| ۰/۱۲ | ۰/۰۲۵                         | ۰/۰۲۵                          | ۰/۶۴ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۵۴                          |
| ۰/۱۴ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۶۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۱۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۶۸ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۱۸ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۷۰ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۲۰ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۷۲ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۲۲ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۷۴ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۲۴ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۷۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۲۶ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۷۸ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۲۸ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۸۰ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          |
| ۰/۳۰ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۸۲ | ۰/۰۳۹                         | ۰/۰۲۵                          |
| ۰/۳۲ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۸۴ | ۰/۰۳۹                         | ۰/۰۱۳                          |
| ۰/۳۴ | ۰/۰۶۵                         | ۰/۰۶۵                          | ۰/۸۶ | ۰/۰۳۹                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۳۶ | ۰/۰۴۱                         | ۰/۰۲۷                          | ۰/۸۸ | ۰/۰۳۸                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۳۸ | ۰/۰۴۰                         | ۰/۰۱۴                          | ۰/۹۰ | ۰/۰۳۸                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۴۰ | ۰/۰۳۹                         | ۰/۰۰۶                          | ۰/۹۲ | ۰/۰۳۸                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۴۲ | ۰/۰۳۹                         | ۰/۰۰۶                          | ۰/۹۴ | ۰/۰۳۸                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۴۴ | ۰/۰۲۸                         | ۰/۰۰۶                          | ۰/۹۶ | ۰/۰۳۷                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۴۶ | ۰/۰۳۸                         | ۰/۰۰۶                          | ۰/۹۸ | ۰/۰۳۷                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۴۸ | ۰/۰۲۷                         | ۰/۰۰۶                          | ۱/۰۰ | ۰/۰۳۶                         | ۰/۰۰۶                          |
| ۰/۵۰ | ۰/۰۳۶                         | ۰/۰۰۶                          |      |                               |                                |

### ۶- نتیجه گیری

در این مطالعه رفتار میراگر مایع با پره قابل تنظیم در کنترل نیمه فعال با استفاده از الگوریتم کنترل بهینه خطی مورد ارزیابی قرار گرفته است. برای مقایسه نتایج از یک سازه یک درجه آزادی با سختی ۱۴۰۰۰ نیوتن بر متر و جرم ۳۰۰ کیلوگرم استفاده شده است. علاوه بر کنترل نیمه فعال سازه تحت کنترل غیر فعال نیز قرار گرفته تا بتوان نتایج را با یکدیگر مقایسه نمود. به منظور تعیین ضریب میرایی متناظر با هر زاویه جهت گیری پره‌ها از نتایج آزمایشگاهی انجام شده استفاده شده است. در کنترل غیر فعال زاویه جهت گیری پره‌ها ثابت و ۷۲ درجه لحاظ شده است. برای بررسی نتایج از ۸ رکورد زلزله حوزه دور و حوزه نزدیک برای تحریک سازه یک درجه آزادی استفاده

شده است. همچنین بیشینه پاسخ سازه و جذر مجموع مربعات آن مقایسه گردیده است.

بررسی نتایج زلزله حوزه نزدیک نشان می‌دهد که میراگر در کنترل نیمه فعال نسبت به کنترل غیر فعال پاسخ‌های بهتری داشته تا آنجا که بیشینه جابجایی سازه تا ۱۳ درصد کاهش نسبت به کنترل غیر فعال از خود نشان می‌دهد. البته میزان کاهش در جذر مجموع مربعات پاسخ‌ها نسبت به بیشینه پاسخ بیشتر خواهد بود تا آنجا که در زلزله کوبه ۲۲ درصد کاهش در جذر مجموع مربعات جابجایی مشاهده می‌گردد.

بررسی ضریب میرایی سازه در هر گام زمانی نیز نشان می‌دهد که با اینکه ضریب میرایی در هر گام زمانی در کنترل غیر فعال بیشتر از کنترل نیمه فعال می‌باشد ولی پاسخ سازه در کنترل نیمه فعال کمتر از کنترل غیر فعال می‌باشد. در زلزله‌های

- Expansion Technique”, Journal of fluids and Structures, Vol. 26, No. 7-8, pp. 1058-1077.
- [8] Love, J.S. and Tait, M.J. (2012), “A Preliminary Design Method for Tuned Liquid Dampers Conforming”, Engineering Structures, Vol. 40, pp 187-197.
- [9] Crowley, S. and Porter, R. (2012), “An Analysis of Screen Arrangements for a Tuned Liquid Damper”, Journal of Fluids and Structures, Vol. 34, pp 291-309.
- [10] Zahrai, S.M., Abbasi, S., Samali, B. and Vercelj, Z. (2012), “Experimental Investigation of Utilizing TLD with Baffles in a Scaled down 5- Story Benchmark Building”, Journal of Fluids and Structures, Vol. 28, pp. 194-210.
- [11] Sonmez, E., Nagarajaiah, S., Sun, C. and Basu, B. (2016), “A Study on Semi-Active Tuned Liquid Column Dampers (sTLCDs) for Structural Response Reduction under Random Excitations”, Journal of Sound and Vibration, Vol. 362, pp. 1-15.
- [12] Soliman, I.M., Tait, M J. and El Damatty, A.A. (2016), “Modeling and Analysis of a Structure Semi-Active Tuned Liquid Damper System”, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 24, No. 2, e1865.
- [13] Chase, J.G., Barroso, L.R. and Hunt, S. (2004), “The Impact of Total Acceleration Control for Semi-Active Earthquake Hazard Mitigation”, Engineering Structures, Vol. 26, No. 2, pp. 201-209.
- [14] Chey, M.-H., Chase, J.G., Mander, J.B. and Carr, A.J. (2010), “Semi-active tuned mass damper building systems: Design”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 39, No. 2, pp. 119-139.
- [15] Yalla, S.K., Kareem, A. and Kantor, J.C. (2001), “Semi-Active Tuned Liquid Column Dampers for Vibration Control of Structures”, Engineering Structures, Vol. 23, No. 11, pp. 1469-1479.
- [16] Sun, C. and Nagarajaiah, S. (2014), “Study on Semi-Active Tuned Mass Damper with Variable Damping and Stiffness under Seismic Eitations”, Structural Control and Health Monitoring, Vol. 21, No. 6, pp. 890-906.
- [17] Chang, C. and Yang, H. (1994), “Instantaneous Optimal Control of Building Frames”, Journal of structural Engineering, Vol. 120, No. 4, pp. 1307-1326.
- [18] Symans, M.D. and Constantinou, M.C. (1997), “Seismic Testing of a Building Structure with a Semi-Active Fluid Damper Control System”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 26, No. 6, pp. 759-777..

حوزه دور نتایج کنترل نیمه فعال به پاسخ سازه در کنترل غیر فعال نزدیک می‌باشد. در حالیکه در هر گام زمانی میزان ضریب میرایی اعمالی از الگوریتم کنترل در کنترل نیمه فعال کمتر از کنترل غیر فعال می‌باشد.

در مجموع می‌توان گفت که میراگر مایع با پره قابل تنظیم در کنترل نیمه فعال عملکردی بهتر از کنترل غیر فعال خواهد داشت. اما در مقایسه بین زلزله حوزه نزدیک و حوزه دور، در زلزله‌های حوزه نزدیک رفتاری بهتر از از خود نشان می‌دهد. البته با در نظر گرفتن ضریب میرایی سازه کنترل نیمه فعال نسبت به کنترل غیر فعال رفتار بهتر و بهینه‌ای خواهد داشت.

## ۸- مراجع

- [1] Kareem, A. (1993), “Tuned Liquid Dampers: past, present and future”, Proceeding of the 7<sup>th</sup> U.S. National Conference on Wind Engineering, Los Angeles, pp. 343-352.
- [2] Fujino, Y., Pacheco, B.M., Chaiseri, P. and Sun, L.M. (1988), “Parametric Studies on Tuned Liquid Damper (TLD) Using Circular Containers by Free Oscillation Experiments”, Journal of Structural Engineering, Vol. 5, No. 2, pp. 381-391.
- [3] Fujino, Y., Pachec, B.M., Chaiseri, P. and Sun, L.M. (1988), “Fundamental Study of Tuned Liquid Damper (TLD)- A New Damper for Building Vibration”, Proceedings of Symposium/Workshop on Serviceability of Buildings, University of Ottawa, Ontario, Canada, pp. 214-227.
- [4] Zhao, Z. and Fujino, Y. (1993), “Numerical Simulation and Experimental Study of Deeper Water TLD in the Presence of Screens”, Journal of Structural Engineering, Vol. 39, No. 2, pp.699-711.
- [5] Lou, J.Y.K., Lutes, L.D. and Li, J.J. (1994), “Active Tuned Liquid Damper for Structural Control”, Proceedings the First World Conference on Structural Control, Pasadena, California, pp. 70-79.
- [6] Tait, M.J., El Damatty, A.A., Isyumov, N. and Siddique, M.R. (2005), “Numerical Flow Models to Simulate Tuned Liquid Dampers (TLD) with Slat Screens”, Journal of Fluids and structures, Vol. 20, No. 8, pp. 1007-1023.
- [7] Love, J.S. and Tait, M.J. (2010), “Nonlinear Simulation of a Tuned Liquid Damper with Damping Screens Using a Modal

## پی نوشت

- <sup>1</sup> Passive control  
<sup>2</sup> Active control  
<sup>3</sup> Hybrid control





# مطالعه آزمایشگاهی رفتار دیوارهای برشی فولادی سردنورد شده با پوشش فولادی تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای

شیرین اسماعیلی نیاری<sup>۱\*</sup>، کریم عابدی<sup>۲</sup>، الهام قندی<sup>۳</sup>

۱- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

۲- استاد، مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی سهند تبریز، تبریز

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل

\* اردبیل، صندوق پستی ۱۷۹، sh\_esmaeili@uma.ac.ir

(تاریخ دریافت: ۱۳۹۵/۱۰/۱۰، تاریخ پذیرش: ۱۳۹۶/۰۶/۰۴)

## چکیده

یکی از سیستم‌های ساختمانی که در سالیان اخیر توسعه مناسبی در سطح جهانی داشته است، سیستم ساختمانی قاب فولادی سبک سرد نورد شده (CFS) یا (LSF) می‌باشد. قابلیت ساخت این سیستم به صورت پیش ساخته و صنعتی و همچنین میل به توسعه صنعتی سازی ساختمان در کشور، باعث شده است که سیستم ساختمانی مذکور گزینه‌ای قابل اعتنا در صنعت ساختمان سازی کشور شود. دیوارهای برشی فولادی سرد نورد شده (CFS) با پوشش فولادی، یکی از سیستم‌های باربر جانبی در این نوع سیستم ساختمانی می‌باشد. در این مقاله رفتار دیوارهای برشی CFS با پوشش فولادی تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای به صورت آزمایشگاهی مورد مطالعه و بررسی قرار گرفته است. تاثیر ضخامت پوشش فولادی و یک‌طرفه یا دو طرفه بودن پوشش فولادی در رفتار جانبی دیوارهای برشی CFS مورد بررسی قرار گرفته و مودهای خرابی حاصل از نتایج آزمایشات و مقاومت برشی نمونه‌های آزمایشی به تفصیل شرح داده شده است.

## واژگان کلیدی

ساختمان‌های فولادی سبک سرد نورد شده، دیوارهای برشی CFS، بارگذاری چرخه‌ای، مقاومت برشی، مودهای خرابی

## Experimental Study of Steel Sheathed Cold-Formed Steel Shear Wall under Cyclic Lateral Loading

Sh. Esmaeili Niari, K. Abedi, E. Ghandi

### Abstract

Lightweight steel frame construction system is one of the building systems that has been good development in recent years in the world. The possibility of prefabrication of LSF systems and the development of building Industrialization in Iran, has led to greater attention to this system. Cold-formed steel shear wall with steel sheathing is one of the lateral load resisting systems in this building system. In this paper, the cyclic lateral behavior of steel sheathed Cold formed steel shear wall has been studied. The effect of steel sheathing thickness and double sided sheathing in lateral behavior of steel sheathed CFS shear wall has been investigated. The failure modes of CFS shear walls and shear strength of them is described in detail.

### Keywords

Lightweight steel frame, Cold-formed steel shear wall, Cyclic loading, Shear strength, Failure modes



۲۰۰۹ [۵]، Balh و همکارانش در سال ۲۰۱۰ [۶]، Dabreo و همکارانش در سال ۲۰۱۴ [۷]، Shamim و همکارانش در سال ۲۰۱۴ [۸]، جواهری تفتی و همکارانش در سال ۲۰۱۴ [۹]، شکبیا نسب و همکارانش در سال ۲۰۱۴ [۱۰]، Yanagi و Yu در سال ۲۰۱۳ [۱۱]، در مورد دیوارهای برشی CFS با پوشش فولادی مطالعاتی را انجام داده‌اند.

آیین نامه AISI [۱۲]، مقادیر مقاومت برشی اسمی را برای دیوارهای برشی CFS با پوشش یک‌طرفه فولادی برای برخی ضخامت‌های پوشش فولادی و قاب پیرامونی بر اساس نتایج آزمایشات Serrette و همکارانش ارائه داده است. همچنین در این آیین‌نامه اشاره شده است که مقادیر مقاومت برشی اسمی دیوار برشی CFS با پوشش دو طرفه، دو برابر مقاومت برشی دیوار با پوشش یک‌طرفه است. با توجه به اینکه در مطالعات گذشته بیشتر از پوشش یک‌طرفه فولادی استفاده شده است، در این مطالعه در یک مورد از پوشش دو طرفه فولادی نیز استفاده شده است تا چگونگی عملکرد دیوار برشی CFS با پوشش دو طرفه فولادی مورد بررسی قرار گرفته و صحت مطلب فوق ارزیابی شود. بنابراین هدف از انجام مطالعه حاضر ارزیابی عملکرد لرزه‌ای دیوارهای برشی CFS با پوشش یک‌طرفه و دو طرفه فولادی به روش آزمایشگاهی می‌باشد. همچنین چگونگی تاثیر ضخامت پوشش فولادی در عملکرد جانبی دیوار برشی CFS مورد بررسی قرار گرفته است.

## ۲- آزمایش‌های دیوار برشی CFS با پوشش فولادی

### ۲-۱- آزمایش کشش فولاد

برای فهم بهتر رفتار مصالح فولادی سرد نورد شده بکار گرفته شده در آزمایش دیوارهای برشی CFS با پوشش فولادی، آزمایش کشش فولاد با توجه به الزامات استاندارد A370 [۱۳] بر روی نمونه‌های کششی انجام شده است. بدین منظور نمونه‌های آزمایش کشش مطابق با استاندارد مذکور از ورق‌های فولادی مورد استفاده در پوشش دیوار و همچنین از پروفیل‌های مورد استفاده در اعضای قابی ستونک و تیرک، بدست آمده و مورد آزمایش قرار گرفتند. در کل در آزمایش‌های دیوار برشی CFS، از دو ورق فولادی به ضخامت ۱ و ۱/۵ میلیمتر برای پوشش فولادی و از پروفیل‌های فولادی سردنورد شده به ضخامت ۱/۲ میلیمتر استفاده شده است. مشخصات مکانیکی نمونه‌ها در جدول (۱) آورده شده است. شکل (۱) نمونه آزمایشی را در حین آزمایش و در لحظه گسیختگی نمونه نشان می‌دهد.

استفاده از ساختمان‌های فولادی سرد نورد شده<sup>۱</sup>، بخاطر برخی مزایای منحصر بفرد آن، از جمله نسبت مقاومت به وزن زیاد و سرعت بالای ساخت و ساز، در سال‌های اخیر رشد قابل توجهی در جهان داشته است. به دلیل سبکی وزن، ساختمان‌های فولادی سرد نورد شده، راهکار موثرتری در مناطق پر خطر لرزه‌ای نسبت به ساختمان‌های متداول فولادی و بتنی است. پانل‌های دیوار برشی فولادی سرد نورد شده (CFS)<sup>۲</sup>، سیستم مقاوم جانبی مورد استفاده در ساختمان‌های با قاب سبک فولادی (LSF)<sup>۳</sup> می‌باشد. سیستم سازه‌ای ساختمان‌های LSF متفاوت با ساختمان‌های فولادی معمولی است. در ساختمان‌های LSF اعضای سازه‌ای اصلی، پانل‌های دیواری برشی، پانل‌های دیواری باربر و پانل‌های کف و سقف می‌باشند؛ در حالی که در ساختمان‌های فولادی معمولی، اعضای اصلی ستون‌ها، تیرها، دیوارهای برشی، مهاربندهای قطری و ... می‌باشند. پانل‌های دیوار برشی در قاب‌های LSF با ستونک‌های فولادی سرد نورد شده با مقطع C شکل که به صورت قائم با فاصله از هم قرار گرفته‌اند ساخته می‌شوند. انتهای ستونک‌ها به تیرک‌های<sup>۴</sup> بالا و پایین پیچ می‌شوند [۱]. سپس این قاب فولادی سرد نورد شده با استفاده از پوشش‌های سازه‌ای با جنس‌های مختلف از قبیل ورق‌های فولادی نازک، ورق‌های فولادی موج‌دار، ورق‌های چوبی، ورق‌های گچی و ... پوشانده می‌شود. پوشش سازه‌ای می‌تواند در یک یا دو طرف دیوار نصب شود. اتصال پوشش به قاب فولادی پیرامونی با استفاده از وسایل اتصال متفاوتی مثل میخ، پیچ، بلت و ... انجام می‌شود. معمول‌ترین روش برای اتصال پوشش به قاب پیرامونی استفاده از پیچ‌های خودکار می‌باشد. برای مقابله با نیروی بالابری ایجاد شده در قسمت پایینی دیوار برشی CFS، هولدان<sup>۵</sup> به ستونک‌های مرزی متصل شده و بوسیله بلت‌های مخصوصی به فونداسیون یا طبقه زیرین متصل می‌شوند. نیروهای برشی و بالابری دو نیروی اعمال شده به دیوار برشی CFS می‌باشند. بلت اتصال هولدان به فونداسیون در برابر نیروی بالابری مقابله می‌کند و نیروهای برشی بوسیله مجموعه اعضای قابی، پوشش و اتصالات پوشش به اعضای قابی تحمل می‌شود.

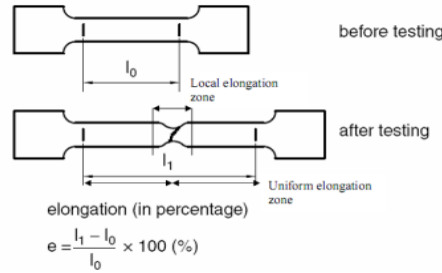
در سال‌های اخیر استفاده از پوشش فولادی در پانل‌های دیوار برشی فولادی سرد نورد شده بیشتر مورد توجه قرار گرفته است. محققین مختلفی از جمله Serrette و همکارانش در سال ۱۹۹۷ [۲] و [۳] ۲۰۰۲، Yu و همکارانش در سال ۲۰۰۷ [۴] و



جدول ۱- مصالح مورد استفاده در مدل

| ضخامت نمونه‌ها | $F_y$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | $F_u$<br>(N/mm <sup>2</sup> ) | درصد ازدیاد طول<br>(%) |
|----------------|-------------------------------|-------------------------------|------------------------|
| ۱/۰            | ۳۴۱                           | ۳۵۴/۵                         | ۳۶                     |
| ۱/۲            | ۳۱۹                           | ۳۵۷                           | ۳۷                     |
| ۱/۵            | ۲۹۲                           | ۳۳۸                           | ۳۱                     |

در مجموع ۳ نمونه دیوار برشی CFS با پوشش فولادی یک طبقه مطابق مشخصات جدول (۲) در آزمایشگاه سازه دانشگاه صنعتی سهند تبریز آزمایش شد. نمونه‌ها در موقعیت افقی روی کف آزمایشگاه ساخته شده سپس به صورت قائم در قاب آزمایشگاهی نصب شدند. از جک هیدرولیکی ۱۰۰ تنی برای اعمال بار جانبی استفاده شد. برای جلوگیری از تغییر مکان خارج صفحه دیوار از سیستم مهار جانبی استفاده شد.



الف) نمونه در دستگاه آزمایش (ب) باریک شدگی و گسیختگی نمونه

شکل ۱- آزمایش کشش مصالح

جدول ۲- مشخصات نمونه‌های آزمایش شده

| نمونه       | طول دیوار<br>(mm) | ارتفاع دیوار<br>(mm) | ضخامت پوشش فولادی<br>(mm) | ضخامت قاب پیرامونی<br>(mm) | فاصله پیچ‌ها<br>(mm) | پانل با پوشش<br>دوطرفه |
|-------------|-------------------|----------------------|---------------------------|----------------------------|----------------------|------------------------|
| st1.2-sh1   | ۱۲۵۰              | ۲۵۰۰                 | ۱/۰                       | ۱/۲                        | ۱۰۰/۳۰۰              | خیر                    |
| st1.2-sh1.5 | ۱۲۵۰              | ۲۵۰۰                 | ۱/۵                       | ۱/۲                        | ۱۰۰/۳۰۰              | خیر                    |
| st1.2-sh1   | ۱۲۵۰              | ۲۵۰۰                 | ۱/۰                       | ۱/۲                        | ۱۰۰/۳۰۰              | بلی                    |

## ۲-۲- ساخت نمونه‌ها

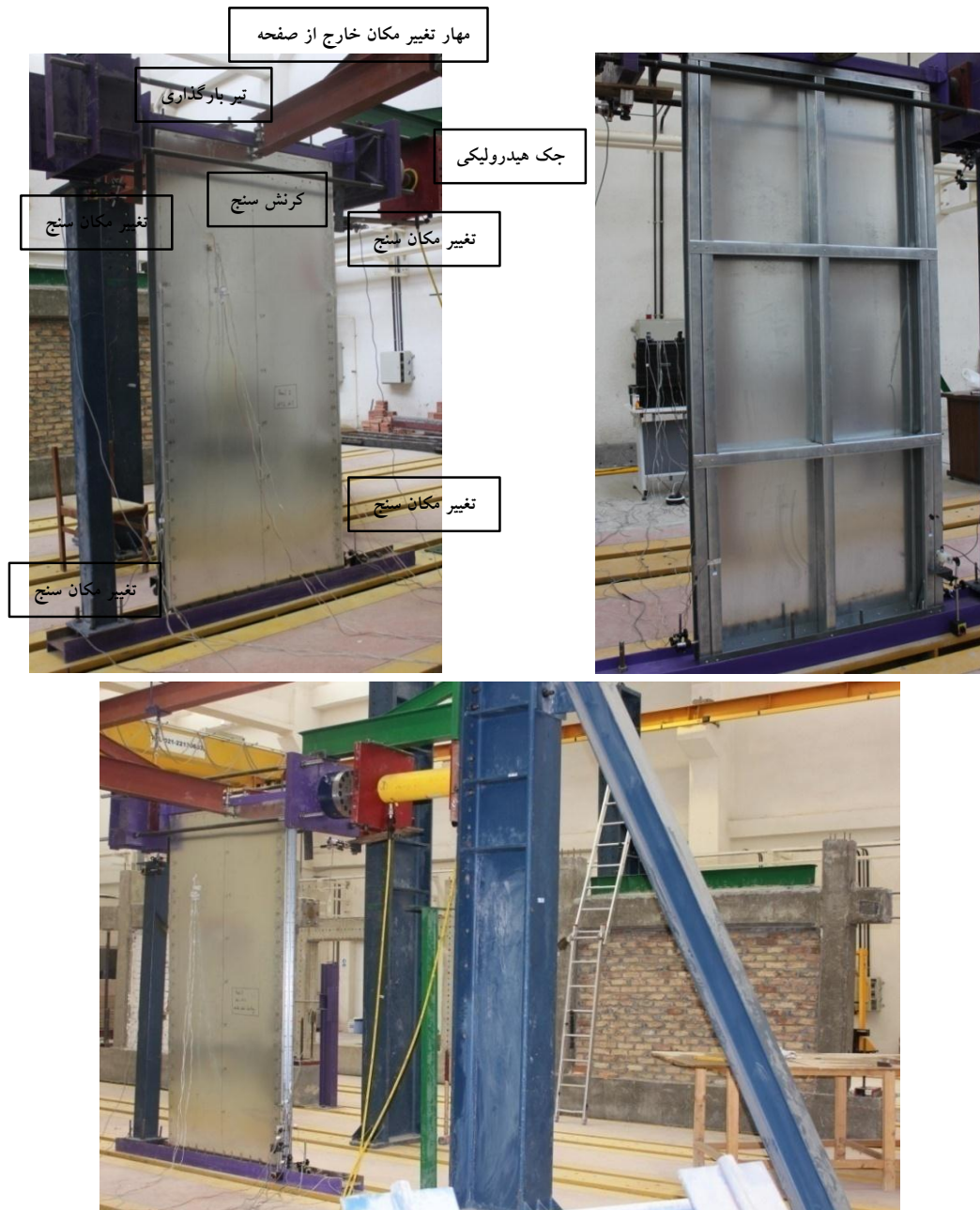
در این بخش به معرفی مصالح و پروفیل‌های مورد استفاده در ساخت نمونه‌ها و همچنین نحوه ساخت نمونه‌ها پرداخته شده است. از ورق فولادی گالوانیزه به ضخامت‌های اسمی ۱ میلی‌متر و ۱/۵ میلی‌متر به عنوان پوشش سازه‌ای استفاده شده است. از پروفیل‌های فولادی سرد نورد شده C شکل، به ضخامت اسمی

۱/۲ میلی‌متر و ابعاد اسمی ۱۰×۱۵۰×۱۰۰ میلی‌متر به عنوان اعضای عمودی قاب کناری یا ستونک و پروفیل‌های U شکل به ضخامت اسمی ۱/۲ میلی‌متر و ابعاد اسمی ۱۵۰×۱۰۰ میلی‌متر، به عنوان اعضای افقی قاب کناری یا تیرک استفاده شده است. برای مهار نیروهای کششی و فشاری ایجاد شده در ستونک‌های انتهایی از اعضای مهاریه که هولدان نامیده می‌شود و از ورق فولادی

همان پروفیل تیرکها بوده و برای گذراندن ستونکها از میان آن در محل ستونکها برش داده شده‌اند. پس از اتصال تیرکها به ستونکها و ساخت قاب فولادی سرد نورد شده، ورق فولادی با ابعاد  $1250 \times 2500$  میلیمتر با استفاده از پیچ خودکار شماره ۸، در فواصل ۱۰۰ میلیمتری به قاب پیرامونی متصل شد. اتصال پوشش فولادی به ستونک میانی در فواصل ۳۰۰ میلیمتری برقرار شده است. فاصله پیچهای پیرامونی از لبه پوشش فولادی ۲۰ میلیمتر می‌باشد. set up کلی آزمایش در شکل (۲) نشان داده شده است.

به ضخامت ۴ میلیمتر ساخته شده، استفاده شده است. هولدان با استفاده از ۲۰ عدد پیچ به قطر ۶ میلیمتر به قسمت داخلی ستونکهای کناری متصل می‌شود. پیچ خودکار شماره ۸ به طول ۱۹ میلیمتر و قطر  $4/2$  میلیمتر برای اتصال ستونکها به تیرکها و همچنین برای اتصال پوشش فولادی به ستونکها، بکار رفته است.

یک ستونک میانی در فاصله ۶۲۵ میلیمتری از لبه پانل قرار گرفته است. از دو عدد مهار افقی در فاصله  $1/3$  ارتفاع برای جلوگیری از کماتش ستونکها استفاده شده است. این مهارها از



شکل ۲- Set up کلی آزمایش

## ۲-۳- ابزارهای اندازه‌گیری

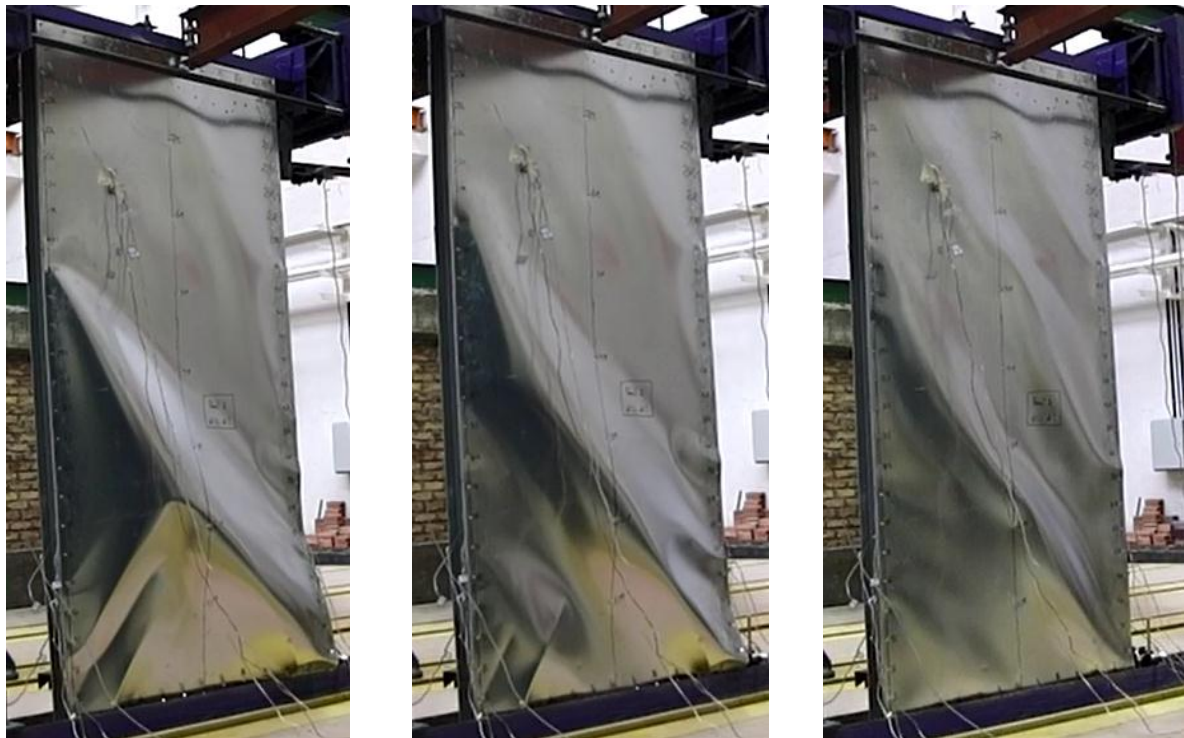
برای ارزیابی عملکرد نمونه‌های آزمایش تحت بارگذاری اعمالی، ابزارهای اندازه‌گیری تغییر مکان (تغییر مکان سنج<sup>۱</sup>)، بار کرنش (کرنش سنج<sup>۲</sup>) بر روی نمونه‌های آزمایشی قرار داده شده‌اند (شکل (۲)). از ۵ عدد تغییر مکان سنج در هر نمونه برای اندازه‌گیری لغزش جانبی و حرکت رو به بالای پایه ستونک‌های انتهایی استفاده شده است. در این صورت هر گونه تغییر مکان جانبی و حرکت رو به بالای دیوار برشی در صورت وجود، ثبت خواهد شد. علاوه بر این، برای ثبت تغییر مکان جانبی در قسمت فوقانی دیوار نیز از ۲ عدد تغییر مکان سنج استفاده شده است. برای ثبت و ضبط بار جانبی اعمالی به دیوار برشی از بارسنجی به ظرفیت ۱۰۰ کیلو نیوتن، در بین جک هیدرولیکی و محل اعمال نیرو به دیوار استفاده شده است. برای انتقال اطلاعات ابزارهای اندازه‌گیری به کامپیوتر، از دیتالاگر<sup>۱</sup> با سرعت متوسط (۲۰ داده در هر ثانیه) استفاده شده است.

برای بارگذاری جانبی مدل‌های آزمایشگاهی از روش کنترل تغییر مکان طبق دستورالعمل ATC-24 [۱۴] استفاده شد. معیار کنترل تغییر مکان، تغییر مکان جانبی قسمت بالای پانل CFS می‌باشد. بارگذاری نمونه تا گسیختگی پانل دیوار برشی و از دست دادن مقاومت آن ادامه می‌یابد.

## ۳- نتایج آزمایش‌ها

### ۳-۱- نمونه St1.2-Sh1 با پوشش یک‌طرفه

در تغییر مکان جانبی تقریباً ۴۰ میلیمتر، کمانش‌های برشی الاستیک در پانل بوجود می‌آید. با باربرداری، نمونه به حالت اولیه برگشته و تغییر شکل‌های کمانشی حذف می‌شوند. چنانچه در شکل (۳) مشاهده می‌شود، در پایان آزمایش کمانش‌های برشی ماندگار در پوشش فولادی به وجود آمده است. با توجه به اینکه بارگذاری به صورت چرخه‌ای و دو طرفه اعمال شده است، کمانش‌های قطری در هر دو جهت ایجاد شده است.



شکل ۳- کمانش برشی پوشش فولادی در نمونه دیوار برشی St1.2-sh1 در مراحل مختلف بارگذاری

پیچ‌ها به تدریج شل می‌شوند. با افزایش بارگذاری، این پیچ‌های شل شده از محل خود درآمد و باعث جدا شدگی پوشش فولادی از قاب کناری می‌شوند که در شکل (۴) نشان داده شده است. در پایان بارگذاری نمونه، با گسیختگی پیچ‌های اتصال

با افزایش نیروی جانبی اعمالی به پانل، نیروهای کششی و فشاری ایجاد شده در ستونک‌های کناری افزایش یافته و باعث افزایش نیروهای برشی وارده به پیچ‌های اتصال پوشش فلزی به قاب پیرامونی در قسمت پایین ستونک‌ها شده و در نتیجه این

می‌شود، باعث ایجاد نیروی کششی زیاد در هولدان شده و بالا آمدگی هولدان و در نتیجه تیرک پایینی را سبب می‌شود که در شکل (۶) نشان داده شده است.

پاسخ دیوار برشی به صورت منحنی چرخه‌ای نیروی برشی در مقابل تغییر مکان جانبی دیوار در شکل (۷) رسم شده است. همچنین پوش منحنی هیستریزس نیز در این شکل رسم شده است. بر اساس نتایج آزمایش، مقاومت برشی اسمی برای دیوار برشی st1.2-sh1 با پوشش یکطرفه در حدود ۲۷ کیلونیوتن می‌باشد.

پوشش در قسمت پایینی قاب و کمانش‌های برشی ایجاد شده در ورق پوشش، ظرفیت باربری نمونه کاهش یافته و در نهایت به صفر می‌رسد. بیرون کشیدگی پیچ‌ها همچنین باعث خرابی و کمانش موضعی بال ستونک‌های کناری به سمت بیرون نیز شده است. ولی در هر صورت ستونک شکل اولیه خود را حفظ کرده است. گسیختگی به صورت کمانش خمشی ستونک‌ها مشاهده نشده است. همانطور که در شکل (۵) مشاهده می‌شود، کمانش‌های موضعی در برخی قسمت‌های ستونک‌ها مشاهده شده است. نیروهای کششی زیادی که به ستونک کششی وارد



شکل ۴- بیرون آمدگی پیچ و جداشدگی پوشش از قاب پیرامونی شکل

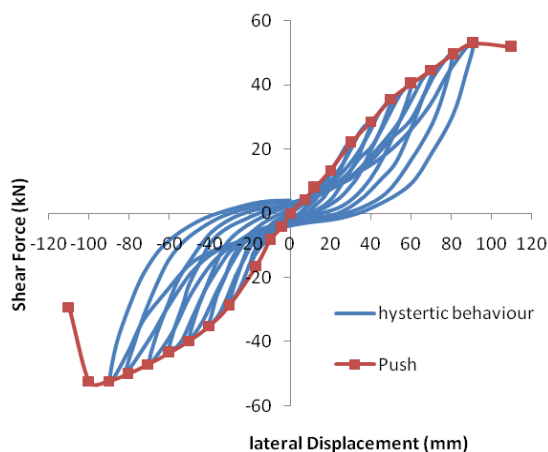


شکل ۵- کمانش موضعی ستونک

در مقابل تغییر مکان جانبی دیوار در شکل (۹) رسم شده است. همچنین پوش منحنی هیستریزیس نیز در این شکل رسم شده است. بر اساس نتایج آزمایش، مقاومت برشی اسمی برای دیوار برشی St1.2-sh1 با پوشش دوطرفه در حدود ۵۳ کیلو نیوتن می‌باشد.



شکل ۸- کمانش موضعی ستونک کناری، بیرون آمدگی پیچ و جدا شدگی پوشش از قاب فولادی



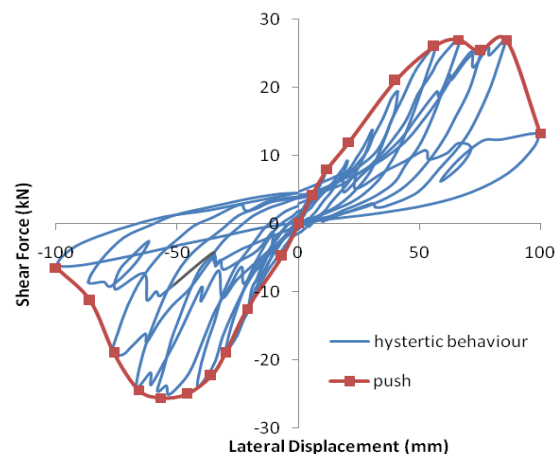
شکل ۹- منحنی بار-تغییر مکان نمونه دیوار برشی St1.2-sh1 با پوشش دو طرفه

### ۳-۳- نمونه St1.2-Sh1.5

نمونه با ضخامت پوشش ۱/۵ میلیمتر نیز مشابه دیگر نمونه‌های آزمایش شده، در نهایت با بیرون آمدن پیچ اتصال پوشش به قاب پیرامونی در قسمت پایین ستونک‌ها و تیرک پایینی، مقاومت خود را از دست داده و دچار خرابی می‌شود. تنها تفاوتی که هست این است که به دلیل ضخامت زیاد پوشش فولادی، کمانش‌های برشی در مقایسه با دو نمونه دیگر زیاد



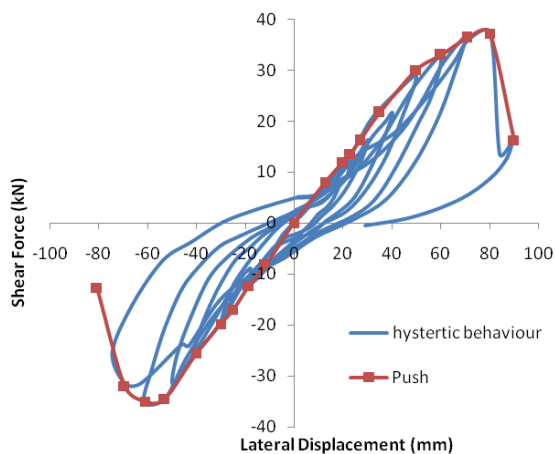
شکل ۶- کمانش و بالا آمدگی تیرک



شکل ۷- منحنی بار-تغییر مکان نمونه دیوار برشی St1.2-sh1 با پوشش یک طرفه

### ۳-۲- نمونه St1.2-Sh1 با پوشش دوطرفه

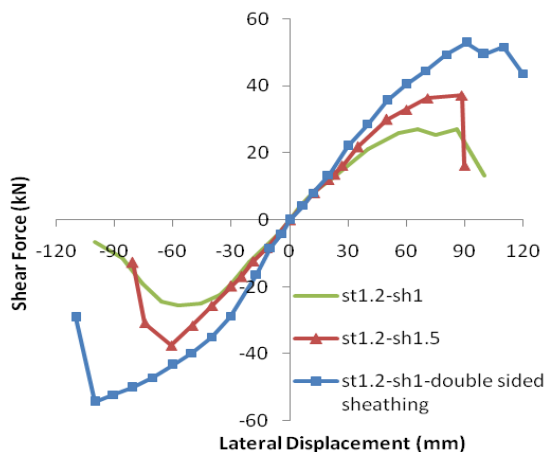
مودهای گسیختگی نمونه پانل دیوار برشی St1.2-Sh1 با پوشش دوطرفه نیز تا حدودی شبیه مودهای گسیختگی نمونه با پوشش یک طرفه است. در طی بارگذاری، کمانش‌های برشی الاستیک در نمونه به چشم می‌خورد. در موقع رسیدن به مقاومت نهایی پانل دیوار برشی، به دلیل افزایش نیروی کششی و فشاری ایجاد شده در ستونک‌های کناری، کمانش موضعی شدیدی در محل بالای هولد دان در ستونک فشاری بوجود می‌آید که در شکل (۸) نشان داده شده است. به دنبال کمانش موضعی ستونک، بیرون آمدگی پیچ‌های اتصال پوشش به قاب پیرامونی در محل ستونک کمانش یافته، بوقوع پیوسته و به ترتیب بیرون آمدن پیچ‌ها به نواحی مجاور نیز گسترش پیدا کرده است. این امر باعث جدا شدن پوشش فولادی از قاب پیرامونی می‌شود. ورق پوشش فولادی در هر دو سمت دیوار دچار کمانش برشی شده است. پاسخ دیوار برشی به صورت منحنی چرخه‌ای نیروی برشی



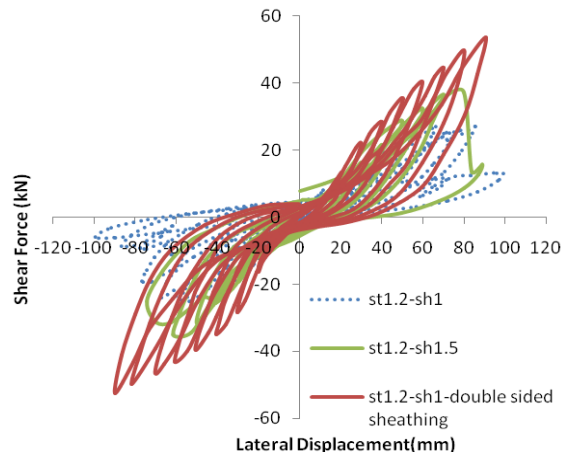
شکل ۱۰- منحنی بار-تغییر مکان نمونه دیوار برشی st1.2-sh1.5

مشهود نیست. منحنی هیستریزیس بار-تغییر مکان نمونه مذکور در شکل (۱۰) نشان داده شده است. مقاومت برشی اسمی برای دیوار برشی st1.2-sh1.5 در حدود ۳۷.۵ کیلونیوتن می‌باشد.

در شکل (۱۱-الف) منحنی‌های هیستریزیس و در شکل (۱۱-ب) پوش منحنی‌های هیستریزیس بدست آمده از آزمایش نمونه‌های دیوار برشی CFS با پوشش فولادی با هم مقایسه شده است. همچنین در جدول (۳)، مقادیر ظرفیت برشی و سختی الاستیک متناظر با هر کدام از نمونه‌ها، محاسبه شده و آورده شده است. با افزایش ضخامت پوشش فولادی از ۱ میلی‌متر به ۱/۵ میلی‌متر، ظرفیت برشی پانل به میزان ۳۵٪ و همچنین سختی الاستیک در حدود ۷٪ افزایش یافته است. همچنین با استفاده از پوشش دو طرفه در نمونه St1.2- Sh1، ظرفیت برشی تقریباً ۱۰۰٪ و سختی الاستیک در حدود ۲۳٪ افزایش یافته است.



ب) منحنی پوش هیستریزیس



الف) منحنی هیستریزیس

شکل ۱۱- مقایسه منحنی بار-تغییر مکان نمونه‌های آزمایشگاهی

جدول ۳- نتایج آزمایش‌ها

| تغییر مکان متوسط متناظر با ظرفیت برشی نهایی (mm) | سختی الاستیک متوسط (kN/mm) | سختی الاستیک (-) (kN/mm) | سختی الاستیک (+) (kN/mm) | ظرفیت برشی نهایی متوسط (kN) | ظرفیت برشی نهایی (-) (kN) | ظرفیت برشی نهایی (+) (kN) | نمونه                 |
|--|----------------------------|--------------------------|--------------------------|-----------------------------|---------------------------|---------------------------|-----------------------|
| ۶۱/۵   | ۰/۶۰۵                      | ۰/۶۱                     | ۰/۶۰                     | ۲۶/۳                        | ۲۵/۶                      | ۲۷                        | St1.2-Sh1-one side    |
| ۹۲/۵   | ۰/۷۴۵                      | ۰/۷۶                     | ۰/۷۳                     | ۵۳/۶                        | ۵۴/۳۴                     | ۵۲/۸۶                     | St1.2-Sh1-double side |
| ۷۴/۵   | ۰/۶۴۵                      | ۰/۶۷                     | ۰/۶۲                     | ۳۷/۴                        | ۳۷/۵۲                     | ۳۷/۲۵                     | St1.2-Sh1.5           |

برشی پوشش فولادی، بیرون کشیدگی پیچ‌های اتصال پوشش به قاب پیرامونی و جدا شدگی ورق پوشش فولادی از قاب پیرامونی می‌شود. می‌توان گفت که مهمترین عامل خرابی

#### ۴- نتیجه گیری

با توجه به نتایج آزمایشات انجام یافته، مودهای گسیختگی پانل‌های دیوار برشی CFS با پوشش فولادی شامل کماتش‌های



- [5] Yu, C. and Chen, Y. (2009), "Steel Sheet Sheathing Options for Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance-Phase 2", A Research Report Submitted to American Iron and Steel Institute.
- [6] Balh, N., DaBreo, J., Ong-Tone, C., El-Saloussy, K., Yu, C. and Rogers, C. (2014), "Design of Steel Sheathed Cold-Formed Steel Framed Shear Walls", *Thin-Walled Structures*, Vol. 75, pp. 76-86.
- [7] DaBreo, J., Balh, N., Ong-Tone, C. and Rogers, C. (2014), "Steel Sheathed Cold-Formed Steel Framed Shear Walls Subjected to Lateral and Gravity Loading", *Thin-Walled Structures*, Vol. 74, pp. 232-245.
- [8] Shamim, I. and Rogers, C. (2013), "Steel Sheathed/CFS Framed Shear Walls Under Dynamic Loading: Numerical Modelling and Calibration", *Thin-Walled Structures*, Vol. 71, pp. 57-71.
- [9] Javaheri-Tafti, M., Ronagh, H., Behnamfar, F. and Memarzadeh, P. (2014), "An Experimental Investigation on the Seismic Behavior of Cold-Formed Steel Walls Sheathed by Thin Steel Plates", *Thin-Walled Structures*, Vol. 80, pp. 66-79.
- [10] Shakibanasab, A., Attari, N. and Salari, M. (2014), "A Statistical and Experimental Investigation Into the Accuracy of Capacity Reduction Factor for Cold-Formed Steel Shear Walls With Steel Sheathing", *Thin-Walled Structures*, Vol. 77, pp. 56-66.
- [11] Yanagi, N. and Yu, Ch. (2014), "Effective Strip Method for the Design of Cold-Formed Steel Framed Shear Wall with Steel Sheet Sheathing", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 140, No. 4, pp. 1-8.
- [12] AISI S213-07, (2007), North American Standard for Cold-Formed Steel Framing-Lateral Design.
- [13] ASTM A370, A370-06, (2006), Standard Test Methods and Definitions For Mechanical Testing of Steel Products, American Society for Testing and Materials.
- [14] ATC-24, (1992), Guidelines for Seismic Testing of Components of Steel Structures, Applied Technology Council (ATC), Report 24.

پانل‌های برشی CFS با پوشش فولادی، گسیختگی اتصالات پوشش به قاب پیرامونی می‌باشد که باعث جدا شدن ورق پوشش فولادی از قاب پیرامونی شده و سبب از دست رفتن مقاومت برشی پانل برشی می‌شود. در بررسی چگونگی تاثیر ضخامت پوشش فولادی در رفتار برشی دیوار برشی می‌توان اینگونه نتیجه‌گیری کرد که با افزایش ضخامت پوشش فولادی از ۱ میلیمتر به ۱/۵ میلیمتر، ظرفیت برشی پانل به میزان ۳۵٪ و همچنین سختی الاستیک در حدود ۷٪ افزایش یافته است. همچنین با استفاده از پوشش دو طرفه در نمونه St1.2-Sh1، ظرفیت برشی تقریباً ۱۰۰٪ و سختی الاستیک در حدود ۲۳٪ افزایش یافته است. لازم به ذکر است که برای یک نتیجه‌گیری کلی لازم است نمونه‌های بیشتری مورد بررسی قرار گیرد.

#### ۵- مراجع

- [1] Martínez, J. (2007), "Seismic Performance Assessment of Multi-Storey Buildings with Cold Formed Steel Shear Wall Systems", A thesis presented to the University of Waterloo in fulfilment of the thesis requirement for the degree of Doctor of Philosophy in Civil Engineering, Waterloo, Ontario, Canada.
- [2] Serrette, R. (1997), "Additional Shear Wall Values for Light Weight Steel Framing", Research Report ,RP 97-2,1997, revision 2007. American Iron and Steel Institute, AISI.
- [3] Serrette, R. (2002), "Performance of Cold-Formed Steel-Framed Shear Walls: Alternative Configurations", Final Report: LGSRG-06-02, Santa Clara University, Santa Clara, CA.
- [4] Yu, C. (2007), "Steel Sheet Sheathing Options for Cold-Formed Steel Framed Shear Wall Assemblies Providing Shear Resistance", A Research Report Submitted to American Iron and Steel Institute.

#### پی نوشت

- <sup>1</sup> Cold-formed steel structures
- <sup>2</sup> Cold-formed steel-CFS
- <sup>3</sup> Light steel frame-LSF
- <sup>4</sup> Stud
- <sup>5</sup> Track
- <sup>6</sup> Hold-down
- <sup>7</sup> Linear variable differential transformers (LVDT)
- <sup>8</sup> Load cell
- <sup>9</sup> Strain gauge
- <sup>10</sup> Data-logger

## شیوه نگارش و چگونگی تنظیم مقالات برای نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد

– مقالات باید با نرم افزار Ms-Word 2003 تایپ و صفحه بندی شود و فایل مقاله به هر دو فرمت DOC و PDF. به دفتر نشریه ارسال گردد.

- ♦ نام و نام خانوادگی مولف اول<sup>۱</sup> نام و نام خانوادگی مولف دوم<sup>۲</sup>
- ♦ اندازه صفحات باید برابر با A4 و حدود بالا، پایین، چپ و راست صفحات به ترتیب برابر با ۲- ۳/۵ - ۲/۵ - ۲/۵ سانتی متر تعیین شود.
- ♦ مقالات به صورت دو ستونی، هر یک با عرض ۷/۵ سانتی متر تهیه می شود.
- ♦ اندازه و نوع فونتهای فارسی مورد استفاده برای هر یک از موارد در (جدول ۱) آمده است.
- ♦ برای فونت لاتین همواره از Times New Roman استفاده شود که اندازه آن در هر موقعیت (به غیر از عنوان و چکیده) دو واحد کمتر از اندازه فونت فارسی خواهد بود.
- ♦ فاصله سطرها در عنوان، چکیده و در متن مقاله، معمولی (Single) است.
- ♦ عنوان مقاله در عین اختصار تمام ویژگی های کار انجام شده را مشخص می کند، با فونت «تیترا» به اندازه ۱۶ Bold نوشته شود.
- ♦ نشانی کامل نویسندگان در زیر نویس قرار می گیرد.
- ♦ عنوان معادل به زبان انگلیسی نیز باید با شیوه تعریف شده در این الگو مشخص و درج شود.
- ♦ تهیه و درج چکیده به زبان انگلیسی نیز ضروری است.
- ♦ فونت عنوان چکیده انگلیسی Bold-11 Times New Roman
- ♦ فونت متن چکیده انگلیسی Regular-10 Times New Roman

| اندازه قلم | فونت        | موقعیت استفاده             |
|------------|-------------|----------------------------|
| ۱۱         | لوتوس       | متن جداول و شکل ها و مراجع |
| ۱۱         | لوتوس Bold  | عناوین جداول و اشکال       |
| ۱۲         | لوتوس       | متن                        |
| ۱۴         | لوتوس Bold  | چکیده و کلمات کلیدی        |
| ۱۱         | نازنین Bold | نام مولفان                 |
| ۱۲         | لوتوس Bold  | عناوین بخش ها              |
| ۱۶         | تیترا Bold  | <b>عنوان مقاله</b>         |

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



