

## ارزیابی ضریب رفتار قاب خمشی بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی با ورق نازک

مجید قلهکی<sup>۱\*</sup>، علی خیرالدین<sup>۲</sup>، پریرا بابایی زاده<sup>۳</sup>

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

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

۳-کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

دیوار برشی فولادی یک سیستم مقاوم مناسب در برابر بارهای جانبی بوده که به دلیل مزایای زیاد، در ساخت ساختمان های بلند مرتبه جدید و بهسازی ساختمان های موجود مورد استفاده قرار می گیرد. در این مقاله عملکرد استفاده از این سیستم در ترکیب با قاب خمشی بتن آرمه با استفاده از اتصالات پیشنهادی (خاموت اضافه) مورد بررسی قرار گرفت. بر این اساس یک قاب سه طبقه یک دهانه بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی (اتصالات پیشنهادی) مدل شد و رفتار پلاستیک و ضریب رفتار آن با قاب بتن آرمه با اتصالات گل میخ و قاب خمشی بتن آرمه تنها مقایسه گردید. نتایج نشان داد که ضریب رفتار سیستم در مقایسه با قاب بتن آرمه تنها و قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی با اتصالات گل میخ، افزایش داشته و می توان حدود ۶/۵ (در حالت حدی) در نظر گرفت. دیوار برشی فولادی یک سیستم مقاوم مناسب در برابر بارهای جانبی بوده که به دلیل مزایای زیاد، در ساخت ساختمان های بلند مرتبه جدید و بهسازی ساختمان های موجود مورد استفاده قرار می گیرد. در این مقاله عملکرد استفاده از این سیستم در ترکیب با قاب خمشی بتن آرمه با استفاده از اتصالات پیشنهادی (خاموت اضافه) مورد بررسی قرار گرفت. بر این اساس یک قاب سه طبقه یک دهانه بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی (اتصالات پیشنهادی) مدل شد و رفتار پلاستیک و ضریب رفتار آن با قاب بتن آرمه با اتصالات گل میخ و قاب خمشی بتن آرمه تنها مقایسه گردید. نتایج نشان داد که ضریب رفتار سیستم در مقایسه با قاب بتن آرمه تنها و قاب بتن آرمه دارای دیوار برشی فولادی با اتصالات گل میخ، افزایش داشته و می توان حدود ۶/۵ (در حالت حدی) در نظر گرفت.

کلمات کلیدی: دیوار برشی فولادی، قاب خمشی بتنی، اتصالات، ضریب رفتار، ورق نازک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2018.84003.1165	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2018.84003.1165	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	۱۳۹۶/۱۰/۱۲	۱۳۹۶/۱۰/۱۲	۱۳۹۶/۰۹/۱۶	۱۳۹۶/۰۲/۱۳
			مجید قلهکی	*نویسنده مسئول:	
			mgholhaki@semnan.ac.ir		پست الکترونیکی:

# Assessment of Behavior Factor for Steel Plate Shear Wall with Reinforced Concrete Moment Surrounded Frame

Madjid Gholhaki<sup>1\*</sup>, Ali Kheyroddin<sup>2</sup>, Parisa Babaizadeh<sup>3</sup>

1- Associate professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

2- professor, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

3- MS.c in Structural Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

## ABSTRACT

*The steel shear wall is an appropriate resistant system against lateral loads that is been utilized in modern high-rise buildings and upgrading existing buildings because of numerous benefits. This article examined the operation usage of this system in compound reinforced concrete moment frame using suggested connections (additional stirrup). According to this, a steel shear wall three-story reinforced concrete single bay frame (suggested connections) modelled and the plastic behavior and its behavior factor with the reinforced concrete frame, stud connections, and bare reinforced concrete moment frame compared. The result showed that the behavior factor system comparing to bare reinforced concrete frame and reinforced concrete frame contains the steel shear wall with stud connections have increased and about 6.5 (the extent) can be considered. The steel shear wall is an appropriate resistant system against lateral loads that is been utilized in modern high-rise buildings and upgrading existing buildings because of numerous benefits. This article examined the operation usage of this system in compound reinforced concrete moment frame using suggested connections (additional stirrup). According to this, a steel shear wall three-story reinforced concrete single bay frame (suggested connections) modelled and the plastic behavior and its behavior factor with the reinforced concrete frame, stud connections, and bare reinforced concrete moment frame compared. The result showed that the behavior factor system comparing to bare reinforced concrete frame and reinforced concrete frame contains the steel shear wall with stud connections have increased and about 6.5 (the extent) can be considered.*

## ARTICLE INFO

Received: 03/05/2017

Revised: 07/12/2017

Accepted: 02/01/2018

### Keywords:

Steel plate shear wall,  
Concrete frame,  
Connections,  
Behaviour factor,  
Thin plate.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.84003.1165

\*Corresponding author: Madjid Gholhaki  
Email address: mgholhaki@semnan.ac.ir

## ۱- مقدمه

دیوار برشی فولادی به عنوان یک سیستم مقاوم در ساختمان های فولادی در ۴۰ سال اخیر مورد توجه خاص مهندسان قرار گرفته است. از ویژگی های آن اقتصادی بودن، اجرای آسان، وزن کم نسبت به سیستم های مشابه، شکل پذیری زیاد، نصب سریع، جذب انرژی بالا و کاهش قابل ملاحظه تنش پسماند در سازه را می توان نام برد. همچنین ضریب رفتار بالای این سیستم منجر به کاهش ابعاد تیرها و ستون ها در سازه می شود. از طرف دیگر، امروزه به دلایل مختلف استفاده از قاب خمشی بتن آرمه با اقبال روبه روست. اما از مهم ترین مشکلات این سیستم جایجائی جانبی زیاد سیستم در سازه های بلندتر از ۶ طبقه بوده که برای رفع این مشکل، استفاده از دیوار برشی بتنی ضروری است. اما اجرای دیوار برشی بتنی دارای مشکلات زیادی بوده و سطح مفید طبقات را کاهش می دهد. لذا استفاده ترکیبی از قاب خمشی بتنی آرمه و دیوار برشی فولادی یک ایده جدید بوده اما به دلیل ناشناخته بودن رفتار سیستم و نحوه اتصالات آن می بایست این سیستم مورد بررسی و مطالعه قرار گیرد.

## ۲- تحقیقات انجام شده بر روی سیستم قاب خمشی بتن آرمه و دیوار برشی فولادی

چن و همکاران [۱] در سال ۲۰۰۱ در زمینه مقاوم سازی قاب های بتنی با دیوار برشی فولادی با ورق دارای تنش تسلیم پایین تحقیقاتی انجام دادند. نه نمونه با سه سرعت بارگذاری ۲،۵، ۵۰ و ۱۰۰ میلی متر بر ثانیه برای سه حالت جابه جایی  $\delta y$ ،  $2\delta y$  و  $3\delta y$  آزمایش شدند. مطالعات نشان داد که چرخش نسبی آنها بیشتر از ۵٪ است که بیشتر از زاویه تغییر مکان جانبی مورد نیاز سازه (۲،۵ درصد) می باشد. پانل فولادی آزمایش شده دارای استحکام و جذب انرژی قابل توجه بود و نسبت به دامنه تغییر مکان در شرایط بارگذاری یا تغییر در دامنه حرکت بی تفاوت بود. ظرفیت تغییر شکل نهایی پانل برشی متأثر از نسبت عرض به ضخامت پانل بود. نتایج نشان داد که انرژی نسبت به تاریخچه بارگذاری بی تفاوت بوده و این مسأله یکی از مزایای پانل های برشی فولادی بوده که همانند میراگر عمل می کنند.

در سال ۲۰۰۹، سجادی و صبوری [۲]، به بررسی میزان جذب انرژی و ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی شکل پذیر با سخت کننده با بازشو و بدون بازشو پرداختند. آزمایش بر روی پنج نوع دیوار برشی فولادی که یکی از نمونه ها بدون سخت کننده و چهار نمونه دیگر نمونه های با سخت کننده و از نوع با بازشو و بدون بازشو بودند انجام گرفت. نتایج آزمایش نشان داد که ضریب رفتار دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده و با سخت کننده به ترتیب برابر با ۱۶/۱ و ۱۷/۱ است، و نشان دادند که ضریب رفتار دیوارهای برشی فولادی با بازشو با افزایش بازشوها، افزایش می یابد. و میزان جذب انرژی دیوار برشی فولادی بدون سخت کننده در تغییر مکانهای مختلف در حدود ۲۰ تا ۳۶ درصد کمتر از دیوار برشی فولادی با سخت کننده است، و همچنین آنها دریافتند که در دیوار برشی فولادی با سخت کننده و بدون سخت کننده سهم جذب انرژی قاب از کل نمونه به ترتیب برابر با ۵۰ و ۶۷ درصد می باشد.

در سال ۲۰۱۰ تحقیقی در زمینه ی دیوار برشی فولادی توسط چی هان لین و همکاران [۳] انجام پذیرفت. یک نمونه دیوار برشی فولادی دو طبقه در مقیاس واقعی تحت تحلیل دینامیکی (با رکوردهای مختلف) قرار گرفت. در نهایت، نقاط تسلیم در تیرها و ستون ها مشخص گردید.

در مطالعه ای که فرمیسانو و همکاران [۴] در سال ۲۰۱۰ انجام دادند مشکل ارتقاء لرزه ای سازه های بتن آرمه موجود با استفاده از پانل های فولادی و آلومینیومی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور از یک ساختمان دارای قاب خمشی بتن آرمه واقعی برای آزمایش استفاده شد. دو آزمایش چرخه ای پس از قرار دادن پانل در درون قاب انجام شد و نتایج حاکی از آن بود که مقاومت، سختی و ظرفیت تغییر شکل قاب دارای پانل آلومینیومی نسبت به پانل فولادی بیشتر است.

قلهکی و ستاری [۵] در سال ۱۳۹۰ مقایسه ای بین ساختمان های بتن آرمه تقویت شده توسط دیوار برشی فولادی که براساس آیین نامه های قدیمی طراحی شدند و همچنین ساختمان های بتن آرمه طراحی شده بر مبنای آیین نامه های فعلی انجام دادند. که بدین ترتیب قابهای ۶ طبقه شامل دو قاب خمشی بتنی (قاب طراحی شده با ویرایش اول و سوم آیین نامه ۲۸۰۰) و یک قاب خمشی بتنی تقویت شده با دیوار برشی فولادی (قاب خمشی طراحی شده با ویرایش اول ۲۸۰۰ و تقویت آن با دیوار برشی فولادی) مدل سازی شدند.

نتایج نشان داد در قاب بتنی دارای دیوار برشی فولادی، تنش در اعضای قاب کاهش قابل ملاحظه ای پیدا کرده و تمرکز تنش ها عملاً در دیوار برشی فولادی می باشد. همچنین اضافه نمودن دیوار برشی فولادی باعث کاهش تمرکز تنش در اتصالات قاب بتنی گردیده و از اینرو به اتصالات قاب کمک نموده و ظرفیت قاب افزایش یافته است.

استفاده از دیوار برشی فولادی برای مقاوم سازی قاب خمشی بتنی ضعیف، ضریب شکل پذیری را به میزان ۱۳٪ افزایش داد که این مساله بیانگر قابلیت بسیار بیشتر قاب با دیوار برشی فولادی در تحمل تغییر شکل ها و جذب انرژی در مرحله غیر ارتجاعی تا گسیختگی نهایی، نسبت به سیستم قاب خمشی بتنی ضعیف می باشد.

چوی و پارک [۶] در سال ۲۰۱۱ به منظور افزایش شکل پذیری و میزان جذب انرژی سازه های بتن آرمه، یک سیستم دیوار متشکل از یک قاب بتن آرمه و ورق های فولادی پرکننده را تحت مطالعه آزمایشگاهی قرار دادند. این دیوارها تحت بارگذاری چرخه ای قرار گرفته و با یک نمونه قاب بتن آرمه مقایسه شدند. بعد از مقاوم سازی با ورق فولادی، ترک های برشی در محل اتصال تیر و ستون تشکیل نشد. بخاطر تشکیل ناحیه کششی ترک های طولی در تیر ها و ستون ها تشکیل شد، بنابراین ستون ها باید محافظه کارانه طراحی شوند. ناحیه کششی در کل طبقه ها در ورق ها شکل گرفت. ورق ها در کل طبقات مفصل پلاستیک شدند. مفاصل پلاستیک در پای ستون طبقه اول و انتهای تیرهای طبقه اول و دوم اتفاق افتاد. در جابه جایی ۶۰ میلی متر ترک های عمودی در ستون طبقه اول از بالای گل میخ ها شروع به شکل گیری کردند. در جابه جایی ۹۰ میلی متر ترک های ستون های طبقه دوم و در جابجائی ۱۲۰ میلی متر، ترک های افقی در تیرهای طبقه دو و سه در محل گل میخ ها شروع به شکل گیری کردند. در طول بارگذاری جوش بین گل میخ ها و ورق های پایینی طبقه دو و سه دچار شکست شد. بعد از شکست ظرفیت باربری کاهش پیدا کرد.

در سال ۲۰۱۱ طی پژوهشی که توسط انجان و همکاران [۷] انجام گرفت، دوره ی اصلی سیستم دیوار برشی فولادی با بازشوهای دایره ای بدست آمد.

در سال ۲۰۱۱ ظرفیت نهایی دیوار برشی فولادی نیمه گیردار توسط جهانپور و همکاران [۸] ارزیابی شد. طبق این تحقیق، رابطه ی جدیدی برای محاسبه ی ظرفیت نهایی این سیستم ارائه گردید. همچنین برای ارزیابی صحت رابطه ی ارائه شده، نتایج با یک نمونه ی آزمایشگاهی نیز مقایسه گردید.

در سال ۲۰۱۲ توسط صبوری و سجادی [۹] مطالعه ی عددی و آزمایشگاهی بر روی سیستم های دیوار برشی فولادی با و بدون سخت کننده انجام پذیرفت. نتیجه ی آزمایشات نشان می دهد که نصب سخت کننده به ورق فولادی، تأثیر ناچیزی بر روی مقاومت برشی ورق دارد اما نقش بسزایی بر روی سختی برشی و جابجایی تسلیم برشی دارد. نتایج حاکی از آنست که نصب سخت کننده، جابجایی تسلیم برشی را تا حدود ۲۵ درصد کاهش داده و سختی برشی را تا ۵۰ درصد افزایش می دهد.

در سال ۲۰۱۴ بومیک [۱۰] تحقیقاتی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام داد. در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی با چندین بازشوی دایره ای یک اندازه مورد بررسی قرار گرفت. قطر دایره ها، جانمایی و مش بندی المان ها نیز از مباحثی می باشد که در این تحقیق بررسی گردید.

در سال ۲۰۱۵ منگ و همکاران [۱۱] تحقیقات مشابه با مورد بالا انجام دادند. آنها در این تحقیق رفتار لرزه ای سیستم دیوار برشی فولادی در حالات گوناگون (از جمله، شکل ها و جانمایی های مختلف بازشوها، مشخصات سازه و همچنین سخت کننده های مختلف) را بررسی کردند.

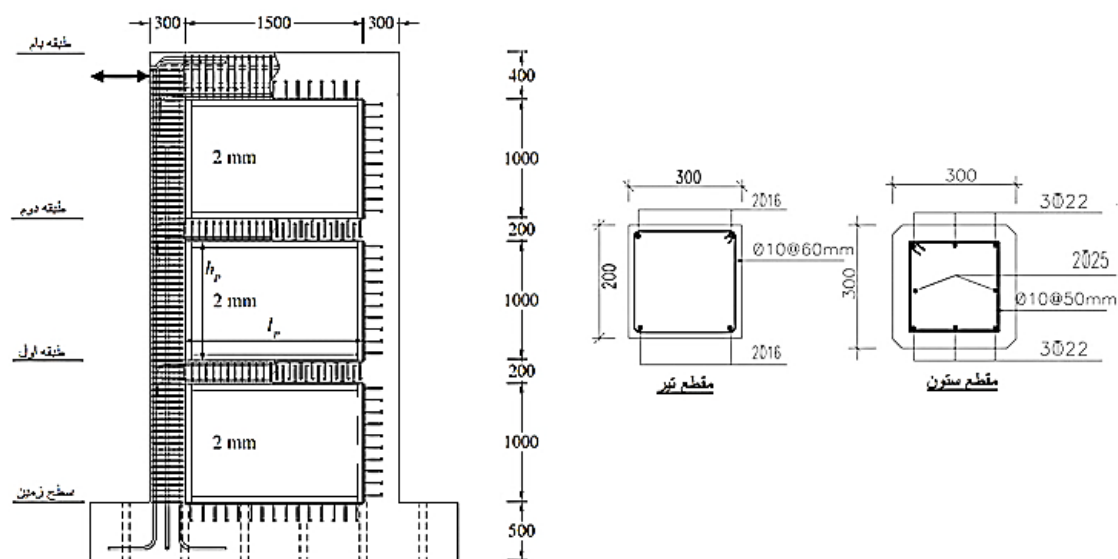
در سال ۲۰۱۵ نیز پوربا و برینو [۱۲] مطالعات آزمایشگاهی بر روی سیستم دیوار برشی فولادی انجام دادند. آنها در تحقیقات خود، نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون ها و تیرها و همچنین نوع خرابی در سازه را مورد ارزیابی قرار دادند. همچنین میزان تغییر مکان اعضا بصورت افقی و قائم بررسی گردید.

## ۳- صحت سنجی مدل سازی

با توجه به عملکرد نامطلوب نمونه ی آزمایشگاهی چوی و پارک [۶] در بخش اتصال ورق به اعضاء محیطی، تصمیم بر آن شد که ابتدا تست آزمایشگاهی مدل سازی عددی گردیده و پس از صحت سنجی مدل سازی، مدل جدید نمونه سه طبقه با اصلاح اتصال ورق به قاب محیطی مدل سازی و مورد بررسی و مقایسه قرار گیرد. جزییات آزمایش و مشخصات فنی نمونه ی چوی و پارک، در شکل ۱ و جدول ۱ آورده شده است.

جدول ۱: پارامترهای مکانیکی و مشخصات مدل چوی و پارک [۶]

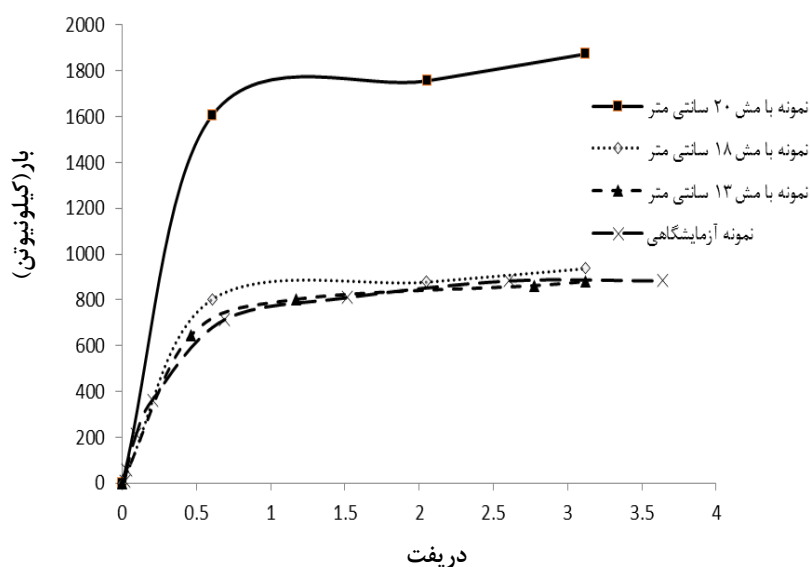
		قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی	قاب بتن آرمه
مقاومت فشاری بتن (MPa)		۲۶/۴	۲۶/۴
ورق فولادی	ضخامت (mm)	۲	-
	تنش تسلیم (MPa)	۳۰۲	-
ستون	مساحت (mm <sup>2</sup> )	۳۲۳۶	۳۲۳۶
	آرماتور فولادی		
	(%) درصد میلگرد	۳/۷	۳/۷
	فاصله (mm) آرماتور عرضی	۵۰	۵۰
تیر	مساحت (mm <sup>2</sup> )	۷۹۴	۷۹۴
	آرماتور فولادی		
	(%) درصد میلگرد	۹/۳	۹/۳
	فاصله (mm) آرماتور عرضی	۶۰	۶۰



شکل ۱: ابعاد و جزئیات نمونه چوبی و پارک [۶]

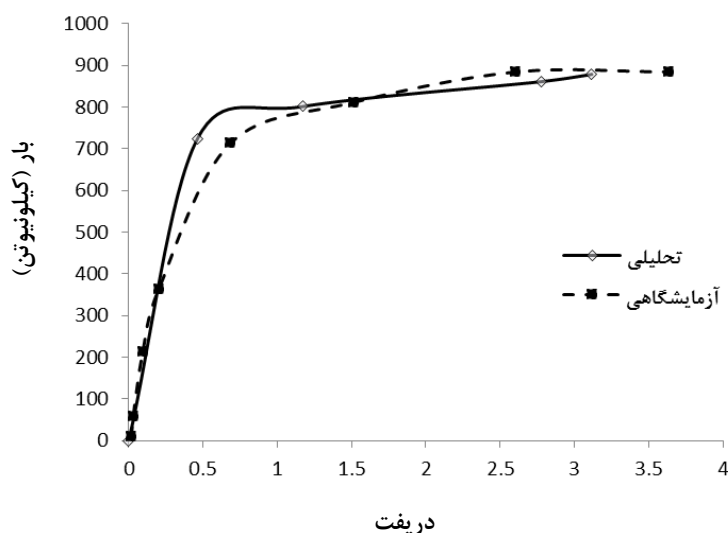
بارگذاری جانبی مطابق شکل ۱ به بالاترین نقطه ی تیر قاب اعمال شده است. به منظور مدل سازی نمونه، بار به صورت بار افزون به میزان حداکثر ۱۲۰ میلی متر برنمونه اعمال گردید. در مدل سازی، فولادهای میلگردها و ورق فولادی عیناً مدل سازی شده و ضریب پواسون برابر ۰٫۳ در نظر گرفته شد.

برای تعریف مشخصات پلاستیسیته مصالح از منحنی دو خطی تنش- کرنش فولاد با میزان سخت‌شوندگی نیم درصد استفاده شده است. همچنین مش‌بندی نمونه‌ها با استفاده از پارتیشن‌بندی اجزاء به صورت منظم و با استفاده از المان S4R که یک المان چهار گره‌ای با انتگرال‌گیری کاهش یافته است صورت پذیرفت. شکل ۲ نتایج آنالیز حساسیت بار- تغییرمکان نسبت به ابعاد مش‌بندی را برای سه مش به ابعاد ۱۳، ۱۸ و ۲۰ سانتی متر نشان می‌دهد. با توجه به تطابق مناسب ابعاد مش ۱۳ سانتی متری با نتایج آزمایش، لذا از این ابعاد در تحلیل‌ها استفاده گردید.



شکل ۲: تحلیل حساسیت نتایج نسبت به ابعاد مش‌بندی مدل

با توجه به محدودیت نرم افزار در شروع بار کمانشی ورق های فولادی نازک، می بایست نقص اولیه ای عمود بر ورق فولادی اعمال، تا کمانش در ورق آغاز گردد. بر این اساس مقادیر مختلف نقص اولیه از ۱ الی ۱۲ میلی متر عمود بر ورق فولادی در نظر گرفته شد که در نهایت، مقدار ۲ میلی متر اعوجاج اولیه به منظور مدل سازی آغاز کمانش در ورق ها در کنار مش ۱۳ سانتی متری از بقیه مناسبتر تشخیص داده شد. شکل ۳، نمودار بار - تغییر مکان مدل عددی و آزمایشگاهی را نشان می دهد که نتایج حاکی از انطباق مناسب سختی اولیه و بار نهایی با یکدیگر است.



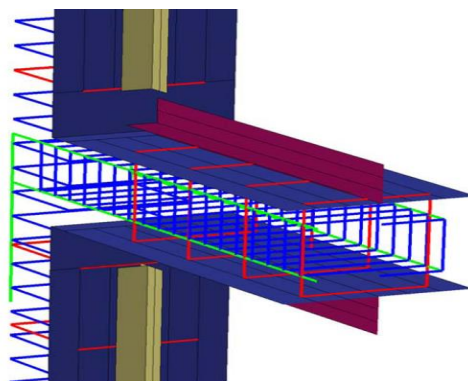
شکل ۳: مقایسه رفتار مدل عددی و آزمایشگاهی

#### ۴- مدل سازی قاب و اتصالات

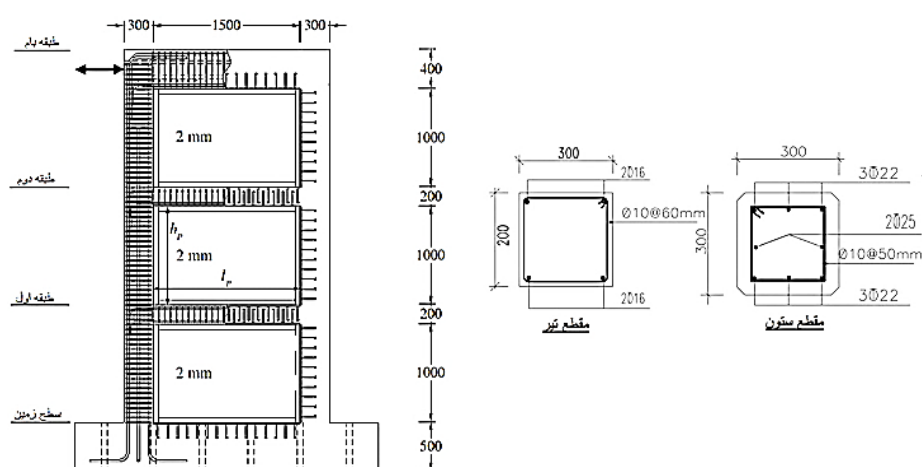
به منظور بررسی رفتار قاب و دیوار برشی فولادی، ۲ نوع اتصال ورق به قاب پیرامونی (نمونه آزمایشگاهی و نمونه پیشنهادی) مطابق شکل های ۴ و ۵ مورد توجه قرار گرفت.

در روشی که پیشنهاد شده، ابتدا ورق های فولادی در داخل یک قاب نبشی متصل شده و سپس به تیرها و ستونهای بتنی از طریق ورقهای فولادی سرتاسری متصل شده به تیرها و ستونها متصل می گردد.

ورقهای اتصال سرتاسری تیر و ستونها در مرحله بتن ریزی به حلقه هایی که بین خاموتهای اصلی تعبیه شده متصل می گردد و هر یک از این ورقها، خود به عنوان یک وجه قالب محسوب شده، سپس بتن ریزی تیرها و ستونها مطابق روال معمول ساخت ساختمانهای بتنی اجرا می شود. به منظور اتصال ورق به قاب نبشی، ابتدا یک قاب نبشی پیرامون ورق تعبیه شده و سپس این قاب به قاب نبشی متصل شده به ورق های سرتاسری متصل می گردد. در طراحی این سیستم، ممان اینرسی ستونها و ضخامت ورقها به گونه ای طرح و کنترل می گردد که ستون به اندازه کافی دارای سختی باشد به گونه ای که میدان کشش قطری به صورت کامل و در کل پانل شکل گرفته و از تمامی ظرفیت برشی ورق استفاده گردد. همچنین مود خرابی سیستم به صورت کنترل شده در دست طراح خواهد بود. بدین ترتیب که ابتدا ورق دچار تسلیم شدگی کششی شده، سپس مفاصل پلاستیک در تیرها تشکیل شده و ستونها سالم باقی می ماند.



شکل ۴: نحوه اتصال ورق به قاب پیرامونی مدل پیشنهادی



شکل ۵: نحوه اتصال ورق به قاب پیرامونی مدل آزمایشگاهی

قاب مدل شده همانند مدل آزمایشگاهی می باشد. آرماتورها از نوع A2 (آرماتور مورد استفاده در قاب های ساختمانی) و نبشی ها ۵۰\*۵۰ و از فولاد ST37 استفاده شده است. همچنین ورق های متصل به تیر و ستون با ضخامت ۱ سانتی متر از نوع فولاد ST37 می باشد. پانل های میانی با ضخامت ۲ میلی متر، با فولادهای ST37 و ST52 مدل شده است. قاب با بتن های ۲۶، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ مگاپاسکال مدل شد. مشخصات نمونه ها در جدول ۲ آورده شده است.

جدول ۲: مشخصات مکانیکی نمونه ها

شماره نمونه	مقاومت بتن (MPa)	مقاومت ورق فولادی (MPa)
۱	۲۶	۳۰۰
۲	۳۰	۳۰۰
۳	۴۰	۳۰۰
۴	۵۰	۳۰۰
۵	۲۶	۲۴۰
۶	۲۶	۳۶۰



مدلها تحت یک تغییر مکان فرضی، تا جایی که اولین گسیختگی ها در سازه ایجاد گردد و نمودار بار- تغییر مکان شروع به افت کند تحلیل شد. این تغییر مکان برای قاب دارای مقاومت فشاری بتن ۵۰ مگاپاسکال در حدود ۲۰۰ میلی متر به دست آمده ولی برای مقاومت های پایین تر بتن، این مقدار کمتر است. با توجه به اینکه در این تحقیق هدف بررسی اتصالات در قاب با مقاومت های متفاوت و مقایسه با مدل آزمایشگاهی می باشد تغییر مکانی حدود ۱۲۰ میلی متر ملاک عمل قرار گرفته و کلیه سیستم ها با همان تغییر مکان مورد بررسی و تحلیل قرار گرفته اند.

## ۵- محاسبه ی ضریب رفتار قاب بتن آرمه دارای دیواربرشی فولادی

ضریب رفتار سازه ( $R$ )، ضریبی است که نیروی الاستیک را به نیروی طراحی براساس آئین نامه های لرزه ای تبدیل می کند. مقدار ضریب رفتار به میزان شکل پذیری سازه بستگی دارد. ضریب رفتار را می توان به روش یوانگ محاسبه نمود [۱۳]. طبق این روش ضریب رفتار از رابطه ۱ به دست می آید:

$$R = R_{\mu} \times R_s \times \gamma \quad (1)$$

که در آن  $R$  ضریب رفتار،  $R_{\mu}$  ضریب ناشی از شکل پذیری،  $R_s$  ضریب اضافه مقاومت و  $\gamma$  ضریب تنش مجاز می باشد. ضریب اضافه مقاومت، نیروی طراحی را به نیروی معادل تسلیم سازه ارتباط می دهد. در سازه ها معمولاً  $R$  بزرگتر از یک است. بنابراین سازه ها برای نیرویی کمتر از آنچه رفتار کاملاً پلاستیک تحمیل می کند طراحی می شوند. نیومارک و هال در سال ۱۹۸۲ رابطه ای را پیشنهاد کردند که با استفاده از آن می توان ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری،  $R_{\mu}$  را برای سیستم های الاستیک-کاملاً پلاستیک یک درجه آزادی، به صورت زیر برآورد کرد. برای زمان های تناوب کمتر از ۰/۰۳ ثانیه (فرکانس های بالای ۳۳ هرتز):

$$R_{\mu} = 1 \quad (2)$$

برای زمان های تناوب بین ۰/۱۲ ثانیه و ۰/۵ ثانیه (فرکانس های بین ۲ و ۸ هرتز):

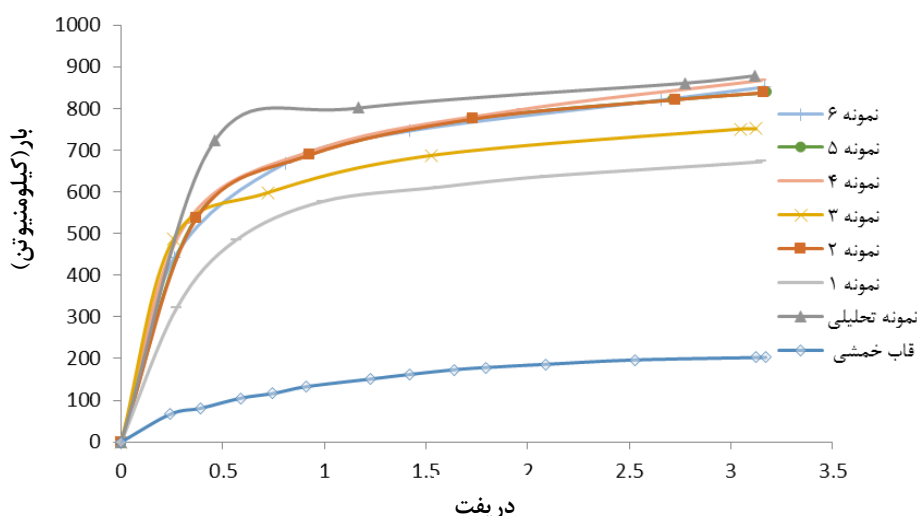
$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}, \quad \frac{\mu}{R_{\mu}} \geq 1 \quad (3)$$

برای زمان های تناوب بزرگتر از ۱/۰ ثانیه (فرکانس های کوچکتر از ۱ هرتز):

$$R_{\mu} = \mu \quad (4)$$

برآورد  $R_{\mu}$  در زمان های تناوب بین ۰/۰۳ و ۰/۱۲ ثانیه و نیز بین ۰/۵ و ۱/۰ ثانیه با میان یابی بین مقادیر حدی روابط فوق قابل محاسبه است.

$\mu \leq 1$  بیانگر رفتار الاستیک و  $\mu > 1$  نشانگر رفتار غیرالاستیک می باشد که  $\mu$  مقدار شکل پذیری می باشد. به منظور تبدیل ضرایب رفتار به مشابه ضرایب رفتار آیین نامه زلزله ایران، مقدار ضریب تنش مجاز عددی بین ۱،۳۳ تا ۱،۴۴ می تواند اختیار گردد که در این تحقیق این ضریب برابر ۱،۴ در نظر گرفته شده است. همانطور که در روابط فوق مشاهده گردید، محاسبه مقدار  $R_{\mu}$  وابسته به تعیین مقدار زمان تناوب هر یک از سازه ها می باشد. بدین منظور برای سازه ها یک آنالیز مودال انجام گرفت که نتیجه آن  $T=0.5$  ثانیه بود. در نتیجه ضریب کاهش ناشی از شکل پذیری از رابطه (۳) محاسبه گردید.



شکل ۶: منحنی بارافزون مدلهای مختلف قاب بتن آرمه و دیوار برشی فولادی

بر اساس شکل ۶ و مطابق رابطه ی ۵ ضرایب رفتار نمونه ها در جدول ۳ نشان داده شده است.

جدول ۳: محاسبه ضریب رفتار نمونه ها

نمونه	$F_y$ (kN)	$F_u$ (kN)	$Y_y$ (mm)	$Y_u$ (mm)	$\mu$	$R_s$	$R_\mu$	$\gamma$	$R_o$	$R$
۱	۴۰۳,۳۲۷	۶۷۲,۴۱۶	۱۵	۱۲۰	۸	۱,۶۶	۳,۸۷	۱,۴	۶,۴۲	۹
۲	۵۵۶	۸۳۷,۶۳	۱۶	۱۲۰	۸	۱,۵۲	۳,۸۷	۱,۴	۵,۷۷	۸
۳	۷۵۱,۰۳۸	۴۸۷,۱۳۱	۹,۸	۱۲۰	۱۲,۲۵	۱,۵۴	۴,۹	۱,۴	۷,۵۴	۱۰,۵۶
۴	۵۲۲,۷۷۱	۸۶۷,۳۶۵	۱۲	۱۲۰	۱۰	۱,۶۶	۴,۳۵	۱,۴	۷,۶	۱۰,۶۵
۵	۵۲۵,۹۹۸	۸۳۷,۶۳	۱۲	۱۲۰	۱۰	۱,۶	۴,۳۵	۱,۴	۷	۹,۷۵
۶	۵۵۰	۸۴۷,۶۳	۱۴	۱۲۰	۸,۵۷	۱,۵۴	۴	۱,۴	۶,۱۶	۸,۶۲

در جدول ۳،  $F_u$  و  $Y_u$  بار و تغییرمکان نهایی،  $F_y$  و  $Y_y$  بار و تغییرمکان تسلیم،  $\mu$  ضریب شکل پذیری،  $R_o$  ضریب اضافه مقاومت،  $R_\mu$  ضریب ناشی از کاهش شکل پذیری،  $\gamma$  ضریب تنش مجاز پیشنهادی،  $R_o$  ضریب رفتار سازه و  $R$  ضریب رفتار با اعمال ضریب تنش مجاز پیشنهادی است. جدول ۴ مقایسه ضرایب رفتار بین نمونه های عددی و دیگر سیستم های مقاوم را نشان می دهد.

جدول ۴: مقایسه ضریب رفتار نمونه ها

نمونه	نمونه	نمونه	نمونه	نمونه	نمونه	نمونه	قاب خمشی فولادی و دیوار برشی فولادی	قاب خمشی بتنی و دیوار برشی بتنی	قاب خمشی بتنی	قاب خمشی فولادی
۶	۵	۴	۳	۲	۱	آزمایشگاهی	۷	۸	۷	۷
۸,۶۲	۹,۷۵	۱۰,۶	۱۰,۵۶	۸	۹	۷	۷	۸	۷	۷

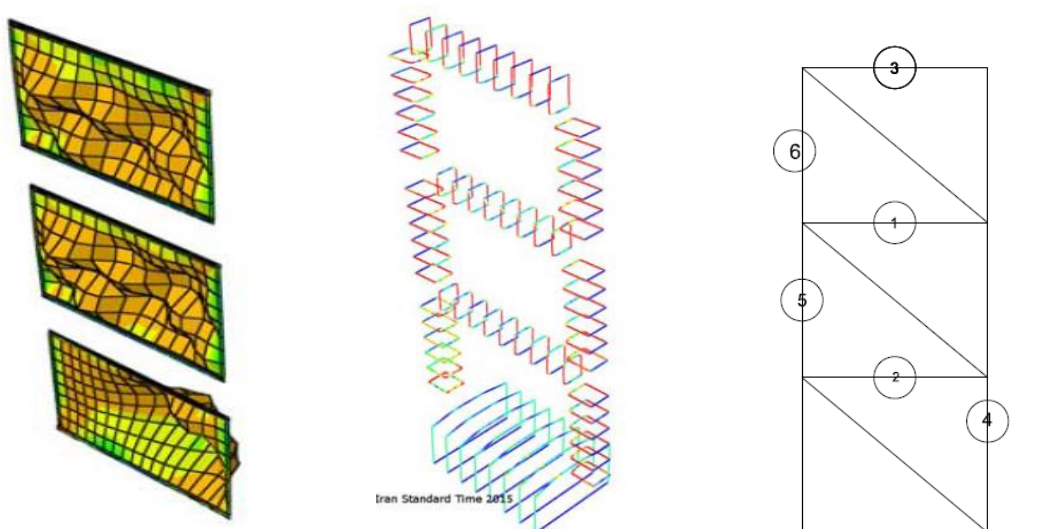
بر طبق نتایج بدست آمده استفاده از روش اتصال ورق به خاموت های اضافی، نسبت به حالت گل میخ مورد استفاده در آزمایش چوبی و پارک باعث افزایش ضریب رفتار گردیده است. نتایج تحلیل ها نشان داد که قاب با بتن دارای مقاومت ۲۶ مگاپاسکال و ورق ST37 (نمونه ۵) با تفاوت ۸٪ ضریب رفتار بهتر و قاب با ورق ST52 (نمونه ۶) با تفاوت ۴٪ ضریب رفتار پایین تری نسبت به قاب با ورق  $FY=300$  مگاپاسکال (نمونه ۱) خواهد داشت. با وجود تفاوت جزئی می توان نتیجه گرفت هرچه تنش تسلیم ورق کمتر باشد از ظرفیت ورق بیشتر

استفاده شده و سیستم عملکرد بهتری خواهد داشت. نمونه ۳ و ۴ که با بتن های ۴۰ و ۵۰ مگاپاسکال مدل شده اند ضریب رفتار بالاتری دارند.

نمونه ۱ با بتن ۲۶ مگاپاسکال و ورق فولادی با مقاومت تسلیم ۳۰۰ مگاپاسکال ضریب رفتار کوچکتری نسبت به نمونه ۵ با همان بتن و ورق ST37 دارد.

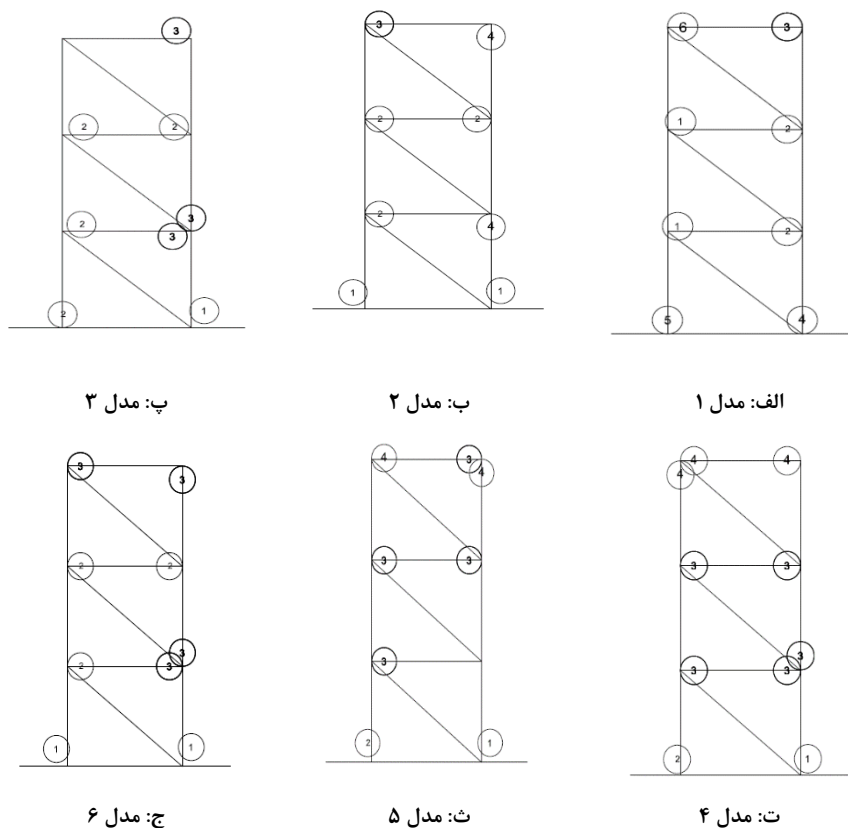
## ۶- بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک در مدلها

بررسی روند تشکیل مفاصل پلاستیک در مدلها دیدگاه مناسبی در خصوص طراحی هدایت شده و کنترل شده به طراح ارائه می کند. در ادامه به عنوان نمونه به نحوه تشکیل مفاصل پلاستیک بر حسب تغییر مکان و تقدم مدل شماره ۱ پرداخته شده است. همانطور که در شکل ۷ مشاهده می شود، مفاصل پلاستیک ابتدا در تغییر مکان ۱۵ میلی متر در ورق های طبقات دوم و سوم تشکیل شده، سپس در تیرها و پس از آن در ستون ها تشکیل گردید.



شکل ۷: روند تشکیل مفاصل پلاستیک اتصالات و ورق مدل شماره یک

اولین مفاصل پلاستیک در انتهای تیرهای طبقه اول، دوم و سوم و در انتها در پای ستون های طبقه اول که نسبت به مدل آزمایشگاهی بسیار عملکرد بهتری از خود نشان داده شده است تشکیل شد. تیر های طبقه اول و دوم در جابه جایی ۲۴ و ۳۰ میلی متر و تیر طبقه سوم در ۴۳ میلی متر به تنش تسلیم رسیدند. ستون های طبقه اول تقریباً در تغییر مکان ۵۲ میلی متر به تنش تسلیم رسیدند. اتصالات ابتدا در تیرها و سپس در ستون ها مفصل پلاستیک شدند. اتصالات تیرها در جابه جایی های ۱۲ تا ۲۴ میلی متر و ستون ها در محدوده ۴۰ تا ۵۵ میلی متر به تنش تسلیم رسیدند که تقریباً مشابه رفتار نمونه آزمایشگاهی است. ورق ها نیز مشابه حالت آزمایشگاهی در طبقه دوم و سوم در تغییر مکان ۱۵ میلی متر به طور کامل به تنش تسلیم می رسند و بعد از جابجایی ۵۴ میلی متر، ورق طبقه اول نیز به تنش تسلیم رسید.



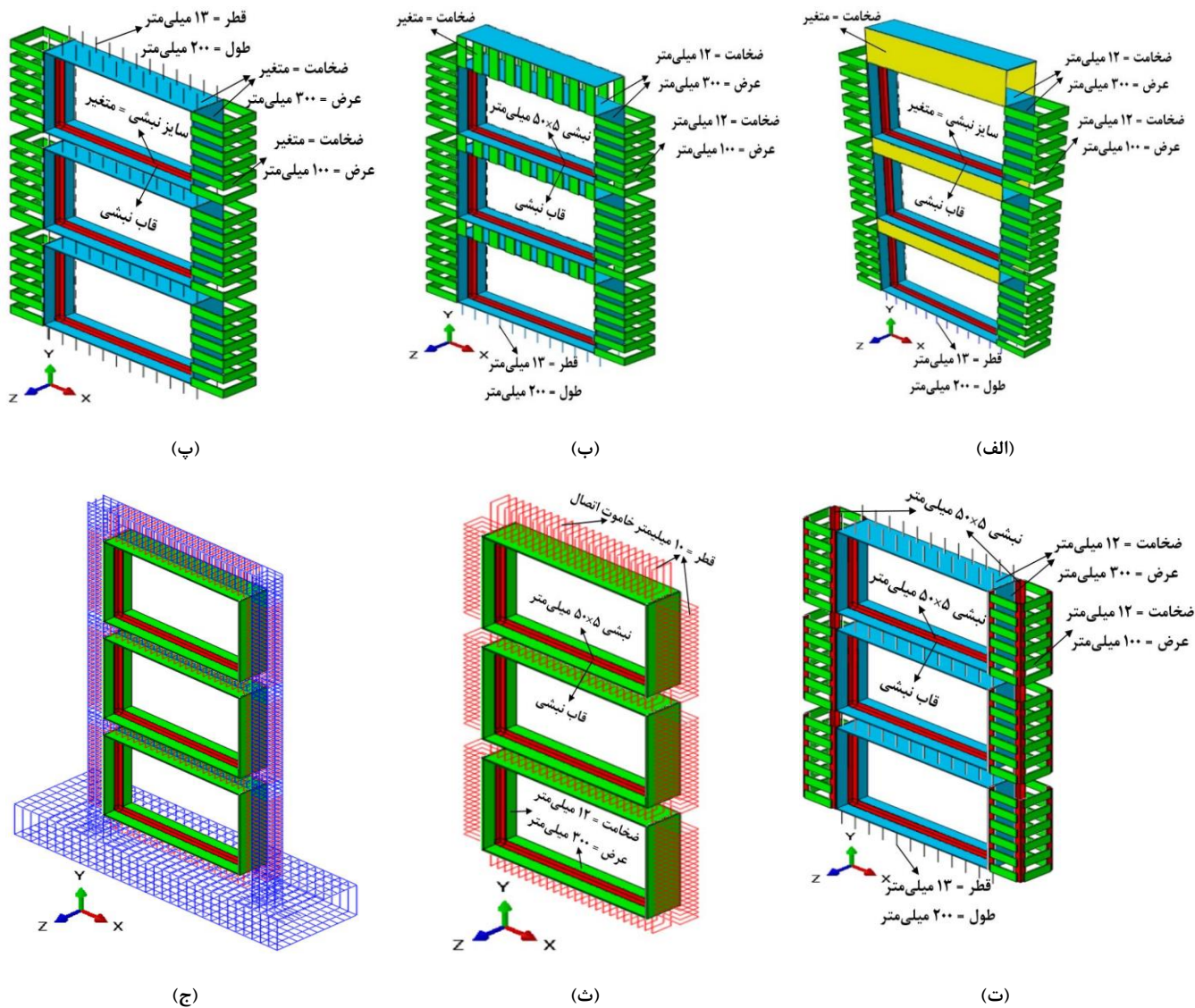
شکل ۸: روند تشکیل مفاصل پلاستیک تیر و ستون مدل ها

## ۷- مدل سازی نمونه ها و اتصالات مختلف

در این مقاله عملکرد چهار نوع اتصال برای انتقال نیروی میدان کششی ورق فولادی پرکننده به قاب بتن آرمه مورد بررسی قرار گرفت. سه نوع اتصال اول برای بهسازی و اتصال نوع چهارم برای نوسازی کاربرد دارد. لازم به ذکر است که برای قابل مقایسه بودن نتایج، مشخصات مصالح، مش بندی، شرایط مرزی و قطر بولت های استفاده شده در تمامی نمونه ها مشابه نمونه ی آزمایشگاهی انتخاب شده است. جزئیات تمامی اتصالات در شکل نشان داده شده است. مشخصات اتصالات و مطالعات پارامتریک صورت گرفته در هر اتصال به شرح زیر است:

در اتصال نوع یک که در شکل ۹ (الف) و (ب) نشان داده شده است به جای گل میخ یا بولت از ورق سراسری یا بست در تیرها و بست های  $U$  شکل در ستون ها استفاده شد. همچنین در قسمت داخلی، قاب فولادی قرار گرفت و ورق فولادی پرکننده به وسیله نبشی متصل گردید. پارامترهای مورد بررسی در اتصال نوع یک، تفاوت استفاده از ورق سراسری یا بست در تیرها، ضخامت بست های تیرها و تغییرات سایز نبشی های متصل به ورق فولادی پرکننده است. نبشی های استفاده شده  $۵۰*۵۰$ ،  $۷۵*۶۰$  و  $۱۰۰*۱۰۰$  میلی متر است. به عبارت دیگر نسبت ضخامت نبشی به ضخامت ورق فولادی پرکننده  $۲/۵$ ،  $۳$  و  $۵$  مورد بررسی قرار گرفت. برای نام گذاری نمونه های اتصال نوع یک، از عبارت  $S_{C-t-t-L}$  استفاده شد؛ که حرف اول از سمت چپ معرف نوع اتصال است؛ حرف  $C$  معرف اتصال محصور شده به وسیله ورق بوده و بقیه حروف به ترتیب از چپ به راست معرف ضخامت بست ستون، ضخامت ورق اتصال تیر و سایز نبشی است. در نمونه هایی که در

تیرها ورق اتصال پیوسته دارند، حرف C در کنار عدد ضخامت ورق اتصال تیر قرار داده می‌شود. در این نوع اتصال هشت نمونه مورد بررسی قرار گرفت. در اتصال نوع دو، که در شکل (ج-۹) نشان داده شده است.



شکل ۹: جزئیات اتصالات نمونه‌ها

در تیرها از دو ردیف بولت به طول ۲۰۰ میلی‌متر و فاصله ۱۳۰ میلی‌متر و در ستون‌ها از بست‌های U شکل استفاده شد. پارامترهای مورد بررسی در این اتصال، تغییر سایز نبشی‌های متصل به ورق فولادی پرکننده و تغییر ضخامت ورق‌های اتصال است. در نمونه‌های اتصال نوع دو ابتدا ضخامت ورق‌های فولادی اتصال و بست‌های ستون، مانند نمونه‌های اتصال نوع یک، ۱۲ میلی‌متر انتخاب شد. سپس برای بررسی بیشتر از ضخامت ۶ میلی‌متر برای ورق‌های اتصال و بست‌های ستون استفاده شد. نمونه‌های دارای ورق‌های اتصال ۶ میلی‌متر با نبشی‌های ۵\*۵۰، ۶\*۷۵ و ۱۰\*۱۰۰ میلی‌متر، یعنی نسبت ۲/۵، ۳ و ۵ مدل‌سازی شد. شکل کلی نام‌گذاری نمونه‌های اتصال نوع دو به صورت  $S_{CS-L}$  است. در عبارت اول، C به معنای محصورشدگی در ستون و حرف S نشان‌دهنده وجود بولت در تیرهاست. سایر حروف از چپ به راست به ترتیب ضخامت ورق‌های اتصال و سایز نبشی است. در این نوع اتصال، چهار نمونه مورد بررسی قرار گرفت.

اتصال نوع سه، مشابه اتصال نوع دو است، همان طور که در شکل ۹ مشاهده می شود، تنها تفاوت آن این است که در گوشه های ستون ها از چهار عدد نبشی استفاده شده است. در این اتصال دو نمونه مورد بررسی قرار گرفت. پارامترهای مورد بررسی تأثیر نبشی های استفاده شده در گوشه های ستون و بررسی تأثیر بولت های استفاده شده در ستون ها برای بهبود عملکرد اتصال است. همان طور که در شکل ۹ مشاهده می شود، در نمونه دوم این نوع اتصال، در ستون ها از یک ردیف بولت استفاده شده است. طول بولت های استفاده شده در ستون ها برابر مجموع بعد ستون و ضخامت بال دو نبشی است که به فاصله ۳۱۰ میلی متر از هم قرار گرفته اند. نحوه نام گذاری نمونه ها به صورت  $S_{CSL-t-L}$  برای نمونه اول و  $S_{CSSL-t-L}$  برای نمونه دوم این نوع اتصال انجام شد. مفهوم حرف C در قسمت اول مشابه نمونه های قبلی بوده و S اول نمایانگر بولت در تیر و S دوم بیانگر بولت در ستون است و در حالت دوم که هم در تیر و هم در ستون از بولت استفاده شده از دو عدد S استفاده شده است. عبارت های بعدی از چپ به راست به ترتیب بیانگر ضخامت ورق های اتصال و سازه های متصل به ورق فولادی پرکننده است.

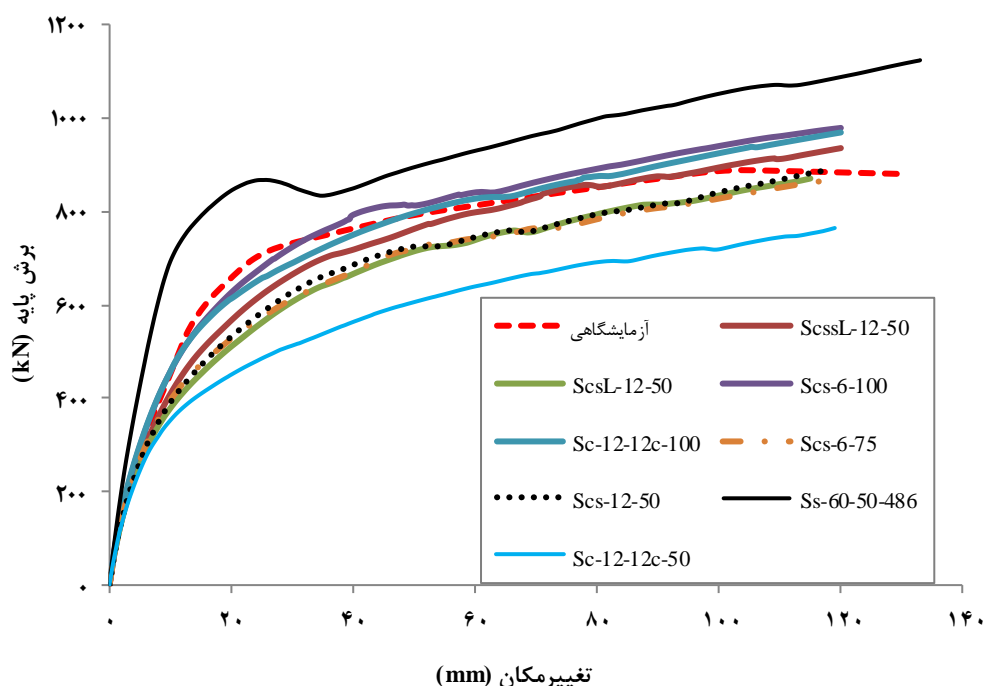
در اتصال نوع چهار، که در شکل ۹-ث نشان داده شده است از خاموت های اضافه برای اتصال ورق ها استفاده شده است. مطابق شکل ۹-ج این خاموت ها در میان خاموت های تیرها و ستون ها جایگذاری می شوند. پارامترهای مورد بررسی در این نوع اتصال، فاصله و تنش تسلیم خاموت های اتصال است. با توجه به این که در این اتصال، از خاموت اضافه در تیرها و ستون ها استفاده شده است؛ نحوه نام گذاری نمونه ها به صورت  $S_{S-x-y-f}$  است. S اول نشان دهنده نوع اتصال یعنی خاموت اضافه است. عبارت های بعدی از چپ به راست به ترتیب بیانگر فاصله ی خاموت اتصال تیر، فاصله ی خاموت اتصال ستون و تنش تسلیم خاموت های اتصال است.

## ۸- مقایسه رفتار انواع اتصالات

در شکل ۱۰ منحنی بار-تغییر مکان تمامی نمونه های اتصال با یکدیگر مقایسه شده است. برای جلوگیری از ازدحام نمودارها، از اتصالات نوع یک و دو مقادیر حداکثر انتخاب شده است. همان طور که مشاهده می شود، نمونه  $S_{S-60-50-486}$  دارای بیشترین ظرفیت باربری است. این نتایج نشان می دهد که جزئیات این اتصال به گونه ای است که ورق فولادی را به خوبی به قاب بتنی متصل می کند؛ ولی باید توجه داشت که این اتصال صرفاً برای سازه های نوساخت، کاربرد دارد. از میان سه اتصالی که برای بهسازی کاربرد دارد، بالاترین مقاومت مربوط به نمونه  $S_{CS-6-101}$  است. سپس به ترتیب نمونه های  $S_{C-12-12C-100}$  و  $S_{CSSE12-51}$  دارای مقاومت بالاتری نسبت به بقیه نمونه ها هستند. با توجه به این که در نمونه  $S_{CSSL-12-50}$  هم در تیرها و هم در ستون ها از بولت استفاده شد و در گوشه های ستون ها نبشی  $50 \times 50$  میلی متر قرار داده شد، با این وجود مقاومت آن از نمونه های  $S_{CS-6-100}$  که فقط در تیرها از بولت استفاده شده و ضخامت ورق های اتصال آن ۶ میلی متر است و نمونه  $S_{C-12-12C-100}$  که در آن در تیر و ستون از بولت استفاده نشده است، دارای مقاومت کمتری است. همچنین این نتایج نشان می دهد که در شرایط یکسان، اگر به جای استفاده از چهار عدد نبشی  $50 \times 50$  میلی متر در گوشه های ستون ها، از نبشی  $100 \times 100$  میلی متر برای اتصال ورق فولادی پرکننده، استفاده شود، مقاومت بالاتری به دست می آید. این در حالی است که، حجم فولاد مصرفی نمونه  $S_{CSL-12-50}$  نسبت به نمونه  $S_{CS-6-100}$  به میزان ۴۰٪ افزایش دارد؛ پس استفاده از نبشی در گوشه های ستون برای بهسازی قاب بتن آرمه با دیوار برشی فولادی، باعث غیراقتصادی شدن اتصال می شود.

با وجود اینکه در نمونه های اتصال نوع یک، ضخامت ورق های اتصال ۱۲ میلی متر انتخاب شد، در نمونه هایی از اتصال نوع دو که ضخامت ورق های اتصال ۶ میلی متر است، در صورت استفاده از سازه های اتصال نوع دو مقاومت بالاتری را نشان می دهند؛ این افزایش مقاومت، با توجه به مکانیسم شکست نمونه ها قابل پیش بینی بود. نمونه  $S_{CS-12-50}$  و نمونه  $S_{C-12-12C-50}$  از نظر ضخامت ورق های اتصال و نبشی استفاده شده کاملاً مشابه هستند، ولی همان طور که مشاهده می شود، نمونه  $S_{CS-12-50}$  دارای مقاومت بالاتری است، که با توجه به مکانیسم شکست و توزیع تسلیم شدگی در ورق فولادی پرکننده قابل توجیه است. با توجه به این که در نمونه های اتصال نوع یک، در اتصالات تیرها و ستون ها از بولت استفاده نشده است ولی در نمونه های اتصال نوع دو در تیرها از بولت استفاده شد. استفاده از بولت ها باعث اتصال بهتر ورق فولادی پرکننده به قاب بتنی شده است.





شکل ۱۰: مقایسه‌ی رفتار تمامی نمونه‌ها

## ۹- نتیجه گیری

در این مقاله ابتدا مدل آزمایشگاهی قاب بتنی سه طبقه با اتصالات محیطی گل میخ که توسط چوی و پارک در سال ۲۰۱۱ مطالعه شده بود، مدلسازی عددی گردید. مدل یک بار با ورق فولادی و بار دیگر بدون ورق مدل شده و با مقایسه‌ی نمودار بار-تغییرمکان حاصل از تحلیل بارافزون و نیز نمودار حاصل از داده‌های آزمایشگاهی، صحت سنجی مدلسازی در نرم افزار مورد تأیید قرار گرفت. سپس نمونه آزمایشگاهی با اتصالات پیشنهادی (خاموت اضافه) مدل شد. پس از بررسی و حصول اطمینان از مناسب بودن رفتار آن، نمونه مذکور با بتن‌های دارای مقاومت ۳۰، ۴۰ و ۵۰ مگاپاسکال و ورق‌های  $ST37$  و  $ST52$  نیز مدل شد. مدل‌ها تحت تحلیل غیرخطی بارافزون قرار گرفته و منحنی رفتاری هر یک به دست آمد. در نهایت ضریب رفتار، مقاومت نهایی و روند تشکیل مفاصل پلاستیک و همچنین بررسی انواع اتصالات هر یک از مدل‌ها مورد بررسی و تجزیه و تحلیل قرار گرفت.

نمونه‌های دارای بتن پرمقاومت، دارای ضریب رفتار بزرگتری نسبت به دیگر نمونه‌ها تا حد ۵۲ درصد بوده اما ضریب رفتار این سیستم در حالت کلی و در روش مقاومت حد نهایی می‌تواند در  $۶/۵$  در نظر گرفته شود که البته تحقیقات بیشتر ضروری است. در این سیستم (قاب خمشی بتن آرمه با دیوار برشی فولادی با ورق نازک) ابتدا ورق‌ها، سپس تیرها و در پایان ستون‌ها دچار خرابی می‌شوند. این نحوه‌ی خرابی مناسب بوده و پایداری قاب تا پایان ظرفیت باربری حفظ می‌گردد.

مقدار متوسط شکل‌پذیری نمونه‌های اتصال نوع یک (به‌جای گل‌میخ یا بولت از ورق سراسری یا بست در تیرها و بست‌های  $U$  شکل در ستون‌ها استفاده شد)، دارای ورق فولادی پیوسته و بست در تیر به ترتیب  $۱/۴۵$  و  $۱/۰۷$  برابر و برای نمونه‌های اتصال نوع دو (تغییر در ضخامت ورق‌های فولادی اتصال و بست‌های ستون)، سه (گوشه‌های ستون‌ها از چهار عدد نبشی استفاده شد) و چهار (خاموت‌های اضافه برای اتصال ورق‌ها استفاده شد) به ترتیب  $۱/۳۲$ ،  $۱/۳۲$  و  $۱/۷۷$  برابر قاب بتنی اولیه است.

## مراجع

- [1] Chen, Shun Tyan, et al. (2001) "Seismic Assessment and Strengthening Method of Existing RC Buildings in Response to Code Revision", Earthquake Engineering and Engineering Seismology.
- [2] Sabouri-Ghomi, S. (2001) resistant systems against side loads, an introduction to steel plate shear wall, 1st ed. Tehran. Angizeh publication.
- [3] G, A Formisano, Matteis, De and Mazzolani, F M. (2010). "Numerical and experimental behavior of a full-scale RC structure upgraded with steel and aluminium shear panels", Computers and Structures.
- [4] gholhaki, m. sattarifar, a. (2011). "behavior assessment of retrofitting reinforcement concrete frame with steel plate shear wall". 6<sup>th</sup> congress of nation of civil engineering.
- [5] Choi, I. and Park, H. (2011). "Cyclic Loading Test for Reinforced Concrete Frame with Thin Steel Infill Plate" J. Struct. Eng., 137(6), 654-664.
- [6] Lin, CH. Tsai, KC. Quc, B. Bruneau, M. (2010) "Sub-structural pseudo-dynamic performance of two full-scale two-story steel plate shear walls". Journal of Constructional Steel Research. 66, 1467-1482.
- [7] Anjan K. Gilbert Y. Grondin, Robert G. Driver. (2011) "Estimating fundamental periods of steel plate shear walls". Engineering Structures. 33, 1883-1893.
- [8] Jahanpour, A. Moharrami, H. Aghakoochak, A. (2011) Evaluation of ultimate capacity of semi-supported steel plate shear walls. Journal of Constructional Steel Research. 67, 1022-1030.
- [9] Sabouri-Ghomi, S. Asad Sajjadi, SR. (2012) "Experimental and theoretical studies of steel plate shear walls with and without stiffeners". Journal of Constructional Steel Research. 75, 152-159.
- [10] Anjan K. (2014) "seismic behavior of steel plate shear walls with centrally placed circular perforations", thin-walled structures. 30-42.
- [11] Wang, M. Yang, W. Shi, Y. Xu, J. (2015) "seismic behaviors of steel plate shear wall structures with construction details and materials", journal constructional steel research. 194-210.
- [12] Ronny, P. Bruneau, M. (2015) "experimental investigation of steel plate shear walls in-span plastification along horizontal boundary elements", engineering structures. 68-79.
- [13] Uang C.M, (1991), "Establishing R(or R<sub>w</sub>)end Cd factors for building seis provisions", ASCE journal of structural engineering, pp19-2.