



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 ماینز 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 فنی شیراز	(استاد مهندسی عمران)	دکتر رضا رازانی
دانشگاه تهران	(استاد مهندسی عمران)	دکتر مجید صادق آذر
دانشگاه خواجه نصیر الدین طوسی	(دانشیار مهندسی عمران)	دکتر سعید صبوری
دانشگاه اوهایو آمریکا	(استاد مهندسی عمران)	دکتر حجت عادل
انستیتوی تکنولوژی 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

# 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 امتیاز 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 سی و سوم - شماره‌ی چهل و دوم

زمستان ۱۴۰۲

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

۲ ..... انجمن سازه‌های فولادی ایران

ارزیابی آزمایشگاهی مقاومت اتصالات T شکل جوشی میل مهارها با خروج از مرکزیت به کف ستون‌ها در ستون‌های فولادی با استفاده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال ..... ۵  
Experimental evaluation of the strength of the T-shape eccentrically-welded anchor rod connections to column bases in steel columns using digital image correlation method

ایمان کرمی؛ امیررضا قیامی آزاد؛ سید رسول میرقادری

۲۳ ..... مطالعه آزمایشگاهی اتصال صلب تیر به ستون پر شده با بتن با دیافراگم داخلی سخت شده.  
Experimental Study of Rigid Connection of Beam to Concrete-Filled Tube Column with Stiffened Internal Diaphragm

علیرضا حبیبی؛ نادر فنائی؛ شهریار شهبازپناهی

۴۱ ..... بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم پیشنهادی قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی.  
Investigating the seismic behavior of the proposed special truss moment frame system with truss column

نجمه کرمی؛ احسان دهقانی فیروزآبادی؛ سید احمد مبینی پور؛ نوید سیاه پلو

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی پیچشی نرم و سخت با سیستم دوگانه تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل ..... ۵۴  
Comparison of the effects of aftershocks on the performance of a concentrically braced frame equipped with a shape memory alloy damper and a steel moment resisting frame

محمد رضا وفیدس‌کاری

۸۱ ..... مقایسه تأثیر پس لرزه بر عملکرد قاب مهاربندی شده مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی با قاب خمشی.  
Comparison of the effects of aftershocks on the performance of a concentrically braced frame equipped with a shape memory alloy damper and a steel moment resisting frame

محسن گرامی؛ مه‌سا میرزا حسینی؛ الهام کاظمی

۱۰۰ ..... بررسی عملکرد لرزه‌ای جوش نفوذی ناقص در وصله ستون‌های مقاطع قوطی شکل.  
Investigating the seismic performance of PJP groove welding in box-shaped column splices

افشین احمدی؛ فرید حیدریان؛ سیامک ایکچی؛ علیرضا رضائیان

۱۱۵ ..... شیوه نگارش

۱۱۶ ..... فرم عضویت

## به نام خالق هستی

فولاد به عنوان مصالحی با مقاومت و دوام بالا و قابلیت شکل‌پذیری از دیر باز نقش عمده در شکل‌گیری تمدن بشری ایفا کرده است، در جوامع مسلمانان نیز بر اساس توصیفات که در قرآن کریم از فولاد به عمل آمده و از آن به عنوان مصالحی با مقاومت بسیار 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 دلیل اقتصادی بودن و سهولت به کارگیری و سایر خصوصیات مثبت توانسته موقعیت خود را در صنایع حفظ کند. به ترتیبی 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 نیاز 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 رخدادهای و اقدامات زیر نظارت داشته و آن را به انجام برسانند:

۱. تدوین روش‌های نوین و ارتقای دانش فنی در زمینه سازه‌های فولادی
۲. مدیریت، سامان‌دهی و تعیین راهبردهای تحقیقاتی با توجه به نیاز 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 میانی و سطوح عالی.

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

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

انجمن سازه‌های فولادی ایران

## ارزیابی آزمایشگاهی مقاومت اتصالات T شکل

### جوشی میل مهارها با خروج از مرکزیت به

### کفستونها در ستونهای فولادی با استفاده از

### روش همبستگی تصاویر دیجیتال

ایمان کرمی<sup>۱</sup>، امیررضا قیامی آزاد<sup>۲\*</sup>، سید رسول میرقادری<sup>۳</sup>

۱- کارشناس ارشد سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۲- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

۳- استاد دانشکده مهندسی عمران، پردیس دانشکدگان فنی، دانشگاه تهران، تهران

\*استان تهران، صندوق پستی دانشکدگان فنی مهندسی عمران ۱۱۱۵۵-۴۵۶۳، rghiami@ut.ac.ir

#### چکیده

در اتصالات کفستون ضخیم متداول به دلیل ایجاد حالت شدید پینچینگ در نمودار هیستریزس در حین باربرداری و بارگذاری برگشتی، سختی و مقاومت اتصال و میزان استهلاک انرژی کاهش می‌یابد. جهت جلوگیری از ایجاد پینچینگ و بهبود عملکرد لرزه‌ای اتصالات کفستون، پیشنهاد شده است میل مهارها در حالت کلی با خروج از مرکزیت نسبت به محور بال ستون، به زیر ورق کفستون با اتصالات جوشی متصل شوند. در اتصالات کفستون پیشنهادی به دلیل عدم تعویض یا ترمیم پذیری اجزای اتصال، طبق آیین‌نامه باید تمام اجزای اتصال از جمله ورق کفستون، اتصالات جوشی، میل مهارها و بتن، الاستیک باقی بمانند و منبع شکل پذیری، داخل مفصل پلاستیک در ناحیه انتهایی مقطع ستون باشد. در این حالت میل مهارها در هر لحظه به صورت هم‌زمان توانایی باربری نیروی کششی و فشاری را دارند. به دلیل ناشناخته بودن رفتار اتصالات جوشی تحت کشش، از اتصالات T شکل برای ارزیابی مقاومت و سختی اتصالات جوش گوشه و یژه، جوش شیار با نفوذ کامل، جوش شیار استوانه‌ای و جوش شیار مخروطی استفاده شد. روش همبستگی تصاویر دیجیتال جهت سنجش میدان کرنش اتصالات جوشی و نوع شکست میل مهارها به کار برده شد. در نتیجه اتصالات جوشی توانایی تحمل ماکزیمم ظرفیت کششی میل مهارها را دارا بودند و الاستیک باقی ماندند. در حین بارگذاری، میل مهارها در ناحیه الاستیک هیچ شکستی ناشی از کاهش مقاومت در منطقه HAZ نداشتند. در نتیجه هیچ عدم اطمینانی در رفتار اتصالات جوشی تحت کشش به عنوان جزء نیرو-کنترل در اتصالات پیشنهادی وجود ندارد. جوش گوشه و جوش شیار با نفوذ کامل، برتری بیش تری از لحاظ هزینه نسبت به بقیه جوش‌ها داشتند.

#### واژگان کلیدی

اتصال کفستون، اتصال T شکل، جوش شیار، جوش گوشه، همبستگی تصاویر دیجیتال

## Experimental evaluation of the strength of the T-shape eccentrically-welded anchor rod connections to column bases in steel columns using digital image correlation method

I. Karami, A. Ghiami Azad, R. Mirghaderi

#### Abstract

In regular thick column base connections, because of severe pinching effect in the hysteresis diagram during loading and unloading, the stiffness and strength of the connection and the amount of energy consumption are reduced. In order to prevent pinching and improve the seismic performance of the column-base connections, it is suggested to connect the anchor rods vertically under the plates by welded connections without any eccentricity between anchor rods and the flange axis of the column. In the proposed column-base connections, because of the non-replaceability or repairability of the connection components, according to the design codes, all connection components, including the base plate, welded connections, anchor rods, and concrete, must remain elastic and the source of ductility should be inside the plastic hinge in the end section of the column. In this case, the anchor rods have the ability to carry tensile and compressive forces at any moment simultaneously. Because of the unknown behavior of welded connections under tensile loads, T-shaped connections were used to evaluate the strength and stiffness of special fillet welds, full penetration groove welds, cylindrical groove welds and conical groove welds. Digital images Correlation method was used to measure the strain field of welded connections and identify the type of failure of the anchor rods. As a result, the welded connections had the ability to withstand the maximum tensile capacity of the anchor rods and remained elastic. During the loading of the anchor rods, no failures occurred in the elastic region of the rods due to the reduction of resistance in the Heat Affected Zone (HAZ). As a result, there is no uncertainty in the behavior of welded connections under tensile load as a force-control component in the proposed connections. Fillet weld and full penetration groove welds were more superior in terms of cost than other welds.

#### Keywords

Base Plate Connection, T-Shape Connection, Groove Weld, Fillet Weld, DIC

از اتصالات کف‌ستون به‌طور گسترده در قاب‌های فولادی خمشی برای انتقال نیرو از کل سازه از طریق ستون طبقه اول به فونداسیون بتنی استفاده می‌شود. رومئو<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۲۳) نتیجه گرفتند که مقاومت و ظرفیت دورانی اجزای اتصال پای سازه بر مقاومت و شکل‌پذیری کل اتصال و قاب فولادی تأثیر دارند [۱]. لاتور و ریزانو<sup>۲</sup> (۲۰۱۳) و لیم<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۱۷) در ارزیابی‌های عددی متعددی که انجام دادند، نتیجه گرفتند که فرض مفصلی یا گیردار کامل برای اتصالات کف‌ستون متداول صحیح نیست و اتصالات کف‌ستون رفتار نیمه‌گیردار دارد [۲ و ۳]. بررسی‌های انجام‌شده در مورد خرابی‌های زلزله توسط ترمبلی<sup>۴</sup> و همکاران (۱۹۹۵) نشان داد که اتصالات کف‌ستون نمایان در مقابل مدهای گسیختگی از قبیل شکست جوش، تسلیم ورق کف‌ستون، شکست میل‌مه‌ار و خرد شدن گروت یا بتن آسیب‌پذیر است [۴]. بر اساس پژوهش دیوالف<sup>۵</sup> (۱۹۸۲)، کف‌ستون‌های ضخیم به‌دلیل ایجاد فشارهای بیش از حد در بتن یا گروت، باعث کاهش ظرفیت مقاومت اتصال و خردشدگی گروت یا بتن می‌شوند [۵]. همچنین لی<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۰۲) در یک ارزیابی عددی نشان دادند که استفاده از ورق‌های ضخیم باعث ایجاد خردشدگی زود هنگام در بتن شده و همچنین توصیه کردند برای جلوگیری از ایجاد تنش‌های زیاد در میل‌مه‌ارها، مقدار مشخصی برای ضخامت ورق کف‌ستون تعیین شود [۶].

در سازه‌های با سیستم قاب‌های خمشی متوسط و بلند به همراه بارگذاری‌های زیاد، از ورق‌های فولادی ضخیم برای اتصال کف‌ستون استفاده می‌شود. طبق پژوهش‌های انجام‌شده توسط گومز<sup>۷</sup> و همکاران (۲۰۱۰)، با افزایش ضخامت ورق کف‌ستون، مقاومت خمشی و صلبیت ورق کف‌ستون افزایش می‌یابد و در نمودار هیستریزاس اتصال کف‌ستون ضخیم، پینچینگ شدیدتری مشاهده شده است [۷]. همچنین آستانه‌اصل و همکاران (۱۹۹۲) و فهمی (۲۰۰۰) در تحقیقات دیگری نشان دادند که حین بارگذاری، نیروی کششی ایجادشده در میل‌مه‌ارها و نیروی فشاری وارد بر گروت نیز با افزایش ضخامت ورق کف‌ستون نمایان،

افزایش می‌یابند که منجر به تسلیم کششی میل‌مه‌ارها و خردشدگی گروت می‌شود [۸ و ۹].

مطابق با پژوهش‌های فهمی (۲۰۰۰) و روداس<sup>۸</sup> و همکاران (۲۰۱۶) با افزایش نیروهای وارده، خرابی‌های گزارش‌شده در اتصال کف‌ستون‌های ضخیم، تسلیم میل‌مه‌ارها و خردشدگی بتن است. در اتصالات کف‌ستون متداول مطابق با شکل (۱-الف)، نیروهای وارد بر ستون از طریق نیروی کششی اعمال‌شده به میل‌مه‌ارها و نیروی فشاری وارد بر گروت، به فونداسیون منتقل می‌شوند. مطابق با شکل (۱-ب) تسلیم کششی و افزایش طول در میل‌مه‌ارها باعث ایجاد عدم تماس بین گروت و ورق کف‌ستون می‌شود. بنابراین در لحظه باربرداری و بارگذاری خلاف جهت جانبی، ستون آزادانه بدون هیچ مانعی، به سمت پایین حرکت می‌کند تا به گروت برخورد کند. در حین باربرداری، به‌دلیل عدم وجود مقاومت در برگشت، مقاومت و سختی اتصال کاهش می‌یابد. به همین دلیل پینچینگ در نمودار هیستریزاس اتصال کف‌ستون به‌وجود می‌آید و تأخیر زمانی در باربری توسط میل‌مه‌ار کششی در سیکل‌های بعدی ایجاد می‌شود [۹ و ۱۰]. طبق پژوهش آستانه‌اصل (۲۰۰۸) [۱۱]، افزایش ضخامت ورق کف‌ستون باعث کاهش شکل‌پذیری اتصالات کف‌ستون متداول می‌گردد. به‌عبارت دیگر شکل‌پذیری‌های ترد و شکننده مانند خردشدگی بتن و گسیختگی ترد میل‌مه‌ارها، حاکم بر طرح می‌شوند.

در این پژوهش جهت حذف عامل ایجاد پینچینگ در نمودار هیستریزاس اتصالات کف‌ستون ضخیم متداول، پیشنهاد شده است که میل‌مه‌ارها با خروج از مرکزیت نسبت به محور بال ستون به‌صورت عمودی زیر ورق کف‌ستون با استفاده از اتصالات جوشی متصل شوند. بنابراین مطابق پیکربندی پیشنهادشده اتصال کف‌ستون به همراه اتصالات جوشی در شکل‌های (۱-ج) و (۱-د)، هیچ عدم تماسی در حین بارگذاری معکوس بین میل‌مه‌ارها و ورق کف‌ستون با ایجاد شدن تغییر شکل کششی در میل‌مه‌ارها رخ نمی‌دهد و اتصال بین میل‌مه‌ار و ورق کف‌ستون در هر لحظه از بارگذاری پایدار است.

<sup>8</sup> Rodas

<sup>1</sup> Romeo

<sup>2</sup> Latour & Rizzano

<sup>3</sup> Lim

<sup>4</sup> Tremblay

<sup>5</sup> DeWolf

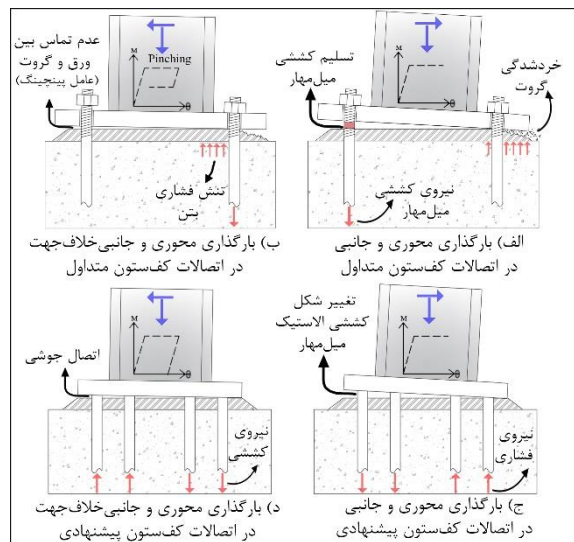
<sup>6</sup> Lee

<sup>7</sup> Gomez

پیشنهادی باید بیش تر از مقاومت و سختی مقطع ستون باشد و شکل پذیری و انرژی مستهلک شده در اتصال ناچیز باشد. بنابراین میل مهارها به صورت الاستیک در هر لحظه زمانی، آماده برای باربری کششی و فشاری هستند. عمده نیروی وارده از طرف ستون، به دلیل اتصالات جوشی میل مهار، از طریق میل مهارهای فشاری و کششی به فونداسیون منتقل می شود. مشارکت بین بتن فشاری و مهارهای فشاری در تحمل نیرو از طریق اصل هم سازی کرنش ها است. در حین بارگذاری به دلیل این که میل مهارهای فشاری الاستیک هستند، بنابراین کرنش خیلی کمی دارند. در نتیجه با توجه به اصل هم سازی و اثر پواسون، کرنش بتن اطراف میل مهار نیز باید با کرنش میل مهار یکسان باشد. در این صورت از ایجاد شکل پذیری زیاد در بتن جلوگیری شده و خوردشدگی در بتن رخ نمی دهد. در نتیجه بتن در حالت نیرو-کنترل باقی می ماند. همچنین با کاهش طول و عرض ورق کف ستون پیشنهادی، بتن نقش مؤثری در تحمل مستقیم فشار از سمت ورق کف ستون نخواهد داشت.

بین اجزای اتصال کف ستون پیشنهادی، اتصالات جوشی میل مهار به ورق رفتار و پاسخ ناشناخته ای تحت کشش و فشار دارند. میل مهارها در اتصالات کف ستون پیشنهادی در حین بارگذاری، تحت کشش مستقیم و یا تحت فشار مستقیم هستند. هنگامی که میل مهارها تحت نیروی فشاری هستند، در اتصالات جوشی به دلیل اتکای میل مهار به ورق و محصورشدگی جوش از طرف گروت و عدم کمانش میل مهار در بتن، هیچ گونه مد خرابی برای اتصالات جوشی تحت فشار مدنظر نیست. به همین دلیل رفتار اتصال جوشی تحت فشار کاملاً واضح است و نیازی به تست اتصال جوشی تحت فشار نیست.

اما در اتصال جوشی تحت نیروی کششی، ممکن است خرابی یا کاهش مقاومت در اتصال یا میل مهار رخ دهد و میل مهار کششی به دلیل اثر پواسون از بدنه بتن جدا شود. بنابراین جهت بررسی رفتار ناشناخته و مقاومت اتصالات جوشی تحت کشش، از اتصال T شکل که متشکل از میل مهار، اتصال جوشی، ورق کف ستون و بال ستون است، استفاده شده است. مطابق شکل (۲) رفتار جزء اتصال T شکل کششی جدا شده از اتصال کف ستون پیشنهادی مطابق با ضوابط آیین نامه Eurocode 3 [۱۳]، مورد بررسی قرار گرفت. مطابق با جزء کششی نشان داده شده در شکل (۲)، منظور از اتصال T شکل، اتصال عمودی میل مهار بر ورق فولادی توسط اتصالات جوشی به همراه بال ستون است. برای ستون های تحت



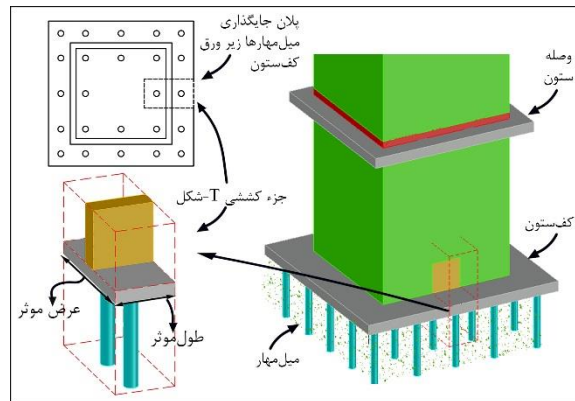
شکل ۱- اتصالات کف ستون متداول و پیشنهادی

بنابراین با حذف عامل پینچینگ، مقاومت و سختی اتصال در حین باربرداری کاهش نمی یابد. در اتصالات کف ستون پیشنهادی، مقدار خروج از مرکزیت ایجاد شده بین میل مهار و محور بال ستون و ابعاد طول و عرض ورق کف ستون کاهش می یابند. همچنین با کاهش خروج از مرکزیت، اثر عملکرد خارج از صفحه ورق کف ستون کاهش پیدا می کند. در اتصالات کف ستون پیشنهادی، قطر و تعداد میل مهارهای هر جزء ستون (بال یا جان) بر اساس ظرفیت نهایی همان جزء طراحی و تعیین می شوند. البته در اتصالات پیشنهادی، اندازه قطر و تعداد میل مهارها نسبت به اتصالات متداول افزایش می یابد. از مقدار لنگر خمشی ایجاد شده در ورق کف ستون پیشنهادی، میل مهار و اتصالات جوشی نسبت به اتصال متداول کف ستون نیز کاسته می شود. همچنین در این حالت، عمدتاً میل مهارها در تحمل نیروی فشاری سهم بیشتری نسبت به گروت دارند. بنابراین در یک طرف اتصال کف ستون پیشنهادی، میل مهارهای فشاری به همراه گروت و در طرف دیگر، میل مهارهای کششی وظیفه انتقال بار به فونداسیون را دارند.

در اتصالات کف ستون پیشنهادی به دلیل عدم تعویض یا ترمیم پذیری اجزای اتصال، طبق آیین نامه AISI 360-16 [۱۲] باید تمام اجزای اتصال از جمله ورق کف ستون، اتصالات جوشی، میل مهارها و بتن، الاستیک باقی بمانند و منبع شکل پذیری، داخل مفصل پلاستیک در ناحیه انتهایی مقطع ستون باشد. در این حالت، میزان استهلاک انرژی به دلیل ایجاد مفصل پلاستیک در ستون نسبت به اتصال متداول افزایش می یابد. جهت الاستیک ماندن اتصال کف ستون، مقاومت و سختی اجزای اتصال کف ستون

بارگذاری، دو جزء کششی و فشاری از هر دو طرف اتصال کف‌ستون استخراج می‌شوند [۱۳].

بنابراین اتصالات T شکل را می‌توان به‌عنوان نماینده کل اتصال پیشنهادی در محدوده دو میل‌مهاری با خروج از مرکزیت نسبت به محور بال ستون بر اساس آیین‌نامه Eurocode 3 در نظر گرفت. از لحاظ تئوری رفتار میل‌مهاری و اتصالات جوشی تحت کشش و فشار و خمش همانند رفتار میل‌مهاری در اتصال کف‌ستون واقعی است.

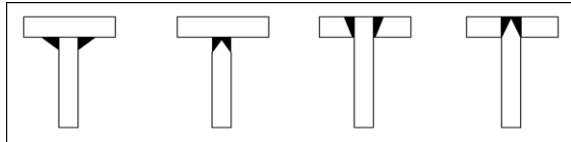


شکل ۲- نما و پلان اتصال کف‌ستون و قسمت جزء کششی T شکل

مطابق با شکل (۲) نحوه اجرای این نوع اتصالات به‌طوری است که در ابتدا میل‌مهاری به زیر ورق کف‌ستون در کارخانه با دقت بالا در نقاط مشخص شده جوش می‌شوند. سپس قسمتی از ستون به اندازه تقریباً یک متر به روی ورق کف‌ستون جوش داده می‌شود و اتصال کف‌ستون آماده‌شده به محل ساخت منتقل می‌شود. بعد از نصب دقیق اتصال از پیش ساخته‌شده در محل فونداسیون و بتن‌ریزی، ستون‌های اصلی در یک‌سوم میانی طبقه به ستون متصل به ورق کف‌ستون، وصله می‌شوند. همچنین برای ستون‌های جعبه‌ای، امکان قراردادن میل‌مهاری داخل ناحیه ستون، زیر ورق کف‌ستون مهیا می‌شود. بنابراین برای جایگذاری تعداد زیاد میل‌مهاری زیر ورق کف‌ستون، فضای کافی برای ایجاد اتصال جوشی میل‌مهاری با خروج از مرکزیت به ورق کف‌ستون وجود دارد. همچنین اتصالات کف‌ستون پیشنهادی به دلیل نداشتن هزینه ورق‌های تقویت‌کننده، سوارخ‌کاری، جوشکاری ورق‌ها و بولت‌ها، از لحاظ اقتصادی بهینه‌تر هستند.

در یک ارزیابی عددی انجام‌شده توسط وکیلی صادقی و همکاران (۲۰۲۲)، میل‌مهاری به زیر ورق‌های کف دیوار مختلط به‌صورت قائم توسط اتصالات جوشی متصل شدند و مکانیزم انتقال نیروها در این اتصالات مورد بررسی قرار گرفت. در این

پژوهش تعداد چهار نوع اتصال جوشی میل‌مهاری به ورق مطابق با شکل (۳) بدون در نظر گرفتن جزئیات هندسی و معیارهای طراحی جهت ایجاد اتصال، پیشنهاد شد [۱۴]. مطابق شکل (۳)، چهار اتصال جوش گوشه، جوش شیاری با نفوذ کامل، جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه‌ای به‌عنوان اتصالات پیشنهادی جهت بررسی رفتار اتصالات در این پژوهش مورد بررسی قرار گرفتند.



شکل ۳- اتصالات جوشی میل‌مهاری به ورق کف‌ستون (وکیلی صادقی و همکاران [۱۴])

رفتار میل‌مهاری و ورق کف‌ستون به‌عنوان عضو باربر تحت کشش و فشار، مشخص و معین هستند. تنها عدم اطمینان موجود در زنجیره انتقال نیرو در اتصالات کف‌ستون پیشنهادی، رفتار اتصالات جوشی تحت کشش است که برای اطمینان از این مورد، در این پژوهش به بررسی رفتار و تعیین مقاومت اتصالات جوشی میل‌مهاری به ورق فولادی در اتصال T شکل پرداخته شده است. بنابراین برای شناسایی نوع رفتار اتصالات جوشی و تعیین مقاومت آن‌ها، این نوع اتصالات بر اساس ظرفیت نهایی کششی میل‌مهاری طراحی شدند و انتظار می‌رود که اتصالات جوشی در هر لحظه از بارگذاری کششی به‌صورت الاستیک باقی بمانند. در اتصال T شکل، میل‌مهاری به‌عنوان حلقه شکل‌پذیر طراحی می‌شوند تا مقاومت و رفتار اتصالات جوشی نسبت به میل‌مهاری سنجیده شود. به همین دلیل برای اطمینان از مقاومت و سختی کافی اتصالات جوشی، میل‌مهاری در اتصال T شکل تا حد گسیختگی کشیده می‌شوند. از لحاظ تئوری مجموع رفتار اتصالات T شکل جداشده از موقعیت‌های مختلف اتصال کف‌ستون پیشنهادی را می‌توان به رفتار کل اتصال تعمیم داد. نتایج این پژوهش، محدود به رفتار تست‌های اتصالات جوشی میل‌مهاری تحت نیروی کشش مستقیم است. اگرچه برای اطمینان بیش‌تر از رفتار کلی اتصالات کف‌ستون پیشنهادی و بهبود عملکرد لرزه‌ای، به مطالعات عددی و آزمایشگاهی در مقیاس کامل نیاز است. همچنین بررسی رفتار اتصالات جوشی تحت نیروی برشی خارج از بحث این پژوهش است و نیروی برشی ستون از طریق کلید برشی به فونداسیون منتقل می‌شود. به دلیل الاستیک‌ماندن

اجزای اتصال و کم بودن تعداد سیکل‌های بارگذاری حین زلزله، از بررسی خستگی کم‌چرخه و پرچرخه در این پژوهش برای اتصالات جوشی و اتصال کف‌ستون پیشنهادی صرف‌نظر شده است.

طبق پژوهش **بیورک**<sup>۱</sup> و **همکاران** (۲۰۱۸)، در حین انجام عملیات جوشکاری روی ورق فولادی، گرمای زیادی در جهت ضخامت ورق ایجاد می‌شود و میزان ضخامت ورق کف‌ستون، بر نرخ سردشوندگی آن تأثیر زیادی دارد. به عبارت دیگر با کاهش مقدار ضخامت ورق کف‌ستون، نرخ سردشوندگی ورق افزایش یافته و با افزایش سرعت سردشدن ورق فولادی، تنش‌های پسماند بیش‌تری حین سردشدن محل جوشکاری شده در ورق کف‌ستون باقی می‌مانند. بنابراین برای کنترل نرخ سردشوندگی، حداقل ضخامت ورق کف‌ستون برابر با اندازه قطر میل‌مهاری مصرفی توصیه شده است [۱۵]. طبق پژوهش **چن**<sup>۲</sup> و **همکاران** (۲۰۱۷)، به دلیل ایجاد حرارت ناشی از جوشکاری در فلزات و تأثیر آن در ظرفیت مقاومتی ناحیه تحت تأثیر حرارت، احتمال وقوع شکست زود هنگام، کاهش ظرفیت مقاومتی، کاهش شکل‌پذیری و شکست تردگونه یا محتمل در محل جوشکاری شده وجود دارد [۱۶]. طبق پژوهش‌های **کامتکار**<sup>۳</sup> (۱۹۸۲)، **نی** و **دانگ**<sup>۴</sup> (۲۰۱۲)، جوش‌های دو ساق نامساوی با زاویه ۳۰-۶۰ درجه، ماکزیمم ظرفیت کششی نسبت به جوش‌های استاندارد دو ساق مساوی با حجم جوش یکسان دارند [۱۷ و ۱۸].

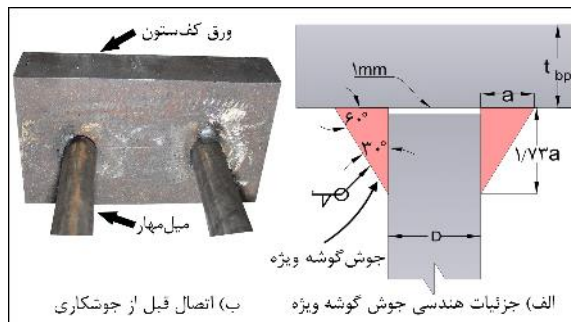
در پژوهش فعلی بر اساس معیارهای طراحی و ضوابط آیین‌نامه‌ای، جزئیات هندسی دقیق‌تری برای هر یک از اتصالات جوشی مشخص شدند. سپس به بررسی مقاومت انواع اتصالات جوشی بین میل‌مهاری و ورق کف‌ستون در شرایط مختلف، پرداخته شد. اتصالات T شکل در نمونه‌های آزمایشگاهی، تحت تست‌های کشش مستقیم قرار گرفتند و در انتها نمودار نیرو-جابجایی و میدان کرنش هر یک از اتصالات جوشی و میل‌مهاری توسط روش همبستگی تصاویر دیجیتال<sup>۵</sup> حاصل شدند. همچنین در هر یک از نمونه‌ها به بررسی شکست‌های محتمل تردگونه در نواحی جوشکاری شده نیز پرداخته شده است.

## ۲- معرفی اتصالات جوشی میل‌مهاری

### ۱-۲- جوش گوشه ویژه

جوش گوشه به‌عنوان جوشی که سهولت در اجرا و هزینه ساخت معقولی دارد، به فراوانی در ساخت و ساز به‌کار می‌رود. جوش‌های استاندارد از لحاظ تئوری، هندسه دو ساق مساوی دارند. در اکثر مواقع به دلیل جوشکاری نادرست جوش گوشه و دقیق نبودن ابعاد جوشکاری شده، تغییر در مقدار ظرفیت مقاومتی جوش گوشه رخ می‌دهد. همان‌طور که در بخش مقدمه ذکر شد، امکان استفاده از جوش‌های دو ساق نامساوی با زاویه ۳۰-۶۰ درجه برای افزایش مقاومت اتصال جوش گوشه وجود دارد. بنابراین در این پژوهش از هندسه مقطع جوش گوشه با زاویه ۳۰-۶۰ درجه با ساق‌های نامساوی با نام جوش گوشه ویژه به‌جای هندسه مقطع جوش گوشه استاندارد با زاویه ۴۵ درجه، استفاده شده است. به دلیل کاهش فاصله بین مرکز سطح مقطع جوش گوشه ویژه و سطح میل‌مهاری در این حالت، شرایط انتقال نیرو از سطح جانبی میل‌مهاری به ورق کف‌ستون به‌صورت تدریجی‌تر نسبت به حالت جوش گوشه استاندارد مهیا می‌شود.

جزئیات هندسی مقطع جوش گوشه ویژه و اجزای اتصال قبل از جوشکاری به‌ترتیب در شکل (۴-الف) و (۴-ب) نشان داده شده‌اند. مطابق با شکل (۴-الف) راستای میل‌مهاری بر سطح ورق کف‌ستون عمود است و جوش گوشه ویژه به‌صورت دورانی دور سطح میل‌مهاری جوشکاری می‌شود. مطابق با شکل (۴-الف)، جهت نفوذ بهتر فلز جوش در ریشه جوش گوشه ویژه، طبق ضوابط آیین‌نامه AWS-D1.1-20 [۱۹]، به اندازه یک میلی‌متر فاصله بین میل‌مهاری و ورق کف‌ستون در نظر گرفته شد. فاصله یک میلی‌متری منجر به کاهش بُعد گلوگاه مؤثر جوش می‌شود و باید ابعاد جوش گوشه ویژه به اندازه کافی افزایش یابد.



شکل ۴- اتصال جوش گوشه ویژه

<sup>1</sup> Björk

<sup>2</sup> Chen

<sup>3</sup> Kamtekar

<sup>4</sup> Nie & Dong

<sup>5</sup> Digital Image Correlation (DIC)



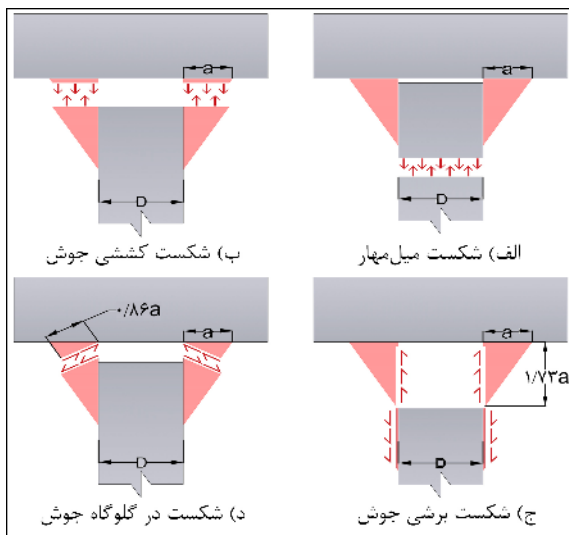
مد گسیختگی چهارم مرتبط با شکست گلوی مؤثر جوش گوشه، در شکل (۵-د) نشان داده شده است.

در آیین‌نامه<sup>[۱۲]</sup> AISC 360-16 و AWS-D1.1-20 [۲۱] نیروی اعمالی به جوش گوشه استاندارد، به صورت برش خالص بر سطح گلوی مؤثر جوش جهت طراحی، در نظر گرفته شده است. مطابق با شکل (۶-الف) و بر اساس آیین‌نامه<sup>[۱۳]</sup> Eurocode 3، نیروی اعمالی به جوش گوشه با استفاده از روش جهتی<sup>۱</sup>، به صورت تنش‌های عمودی و عرضی نسبت به صفحه گلوگاه مؤثر جوش و تنش‌های موازی و عرضی نسبت به محور طولی جوش تجزیه می‌شود. مطابق با آیین‌نامه<sup>[۱۳]</sup> Eurocode 3، طراحی ابعاد جوش گوشه بر اساس رابطه<sup>(۴)</sup> و (۵) انجام می‌شود.

$$[\sigma_{\perp}^2 + 3(\tau_{\perp}^2 + \tau_{\parallel}^2)]^{0.5} \leq f_u / (\beta_w \times \gamma_{M2}) \quad (4)$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9 f_u / \gamma_{M2} \quad (5)$$

پارامتر ( $\sigma_{\perp}$ ) تنش نرمال عمود بر سطح گلوی مؤثر جوش و ( $\tau_{\perp}$ ) تنش برشی مماس بر سطح گلوی مؤثر جوش و عمود بر محور طولی جوش هستند. ( $\sigma_{\parallel}$ ) معرف تنش نرمال عمود بر مقطع جوش و موازی با محور طولی جوش و ( $\tau_{\parallel}$ ) معرف تنش برشی مماس بر گلوی مؤثر جوش و موازی با محور طولی جوش هستند. بیانگر ماکزیمم مقاومت کششی عضو ضعیف‌تر اتصال، ( $\beta_w$ ) ضریب همبستگی برابر با یک و ( $\gamma_{M2}$ ) ضریب ایمنی برابر با ۱/۲۵ هستند.



شکل ۵- مدهای گسیختگی جوش گوشه ویژه تحت بارگذاری

از معیارهای طراحی بر اساس مدهای گسیختگی نشان داده‌شده در شکل (۵) برای ارزیابی مقاومت کششی اتصال T شکل جوش گوشه ویژه استفاده شده است. طراحی ابعاد جوش گوشه ویژه بر اساس ماکزیمم نیروی گسیختگی کششی میل‌مهاری انجام شده و بقیه اجزای اتصال از قبیل ورق بال ستون و ورق کف ستون به صورت الاستیک طراحی شدند تا میل‌مهاریها به حد گسیختگی برسند. به عبارت دیگر در شرایط تست آزمایشگاهی، طراحی کل اتصال جزء کششی توسط شکست میل‌مهاری کنترل می‌شود.

بر اساس آیین‌نامه<sup>[۲۰]</sup> ACI 318-19 و مطابق با شکل (۵-الف)، پارامتر ( $T_u$ )، ظرفیت نهایی کششی میل‌مهاری حاصل از مد گسیختگی اول (شکست میل‌مهاری) در نظر گرفته شده و در رابطه<sup>(۱)</sup> بیان شده است. در این رابطه پارامتر ( $A_s$ ) بیانگر سطح مقطع میل‌مهاری و پارامتر ( $F_{ur}$ ) ماکزیمم مقاومت کششی میل‌مهاری است. انتظار می‌رود مد گسیختگی اول (شکست میل‌مهاری)، حاکم بر طراحی اتصال باشد.

$$T_u = A_s F_{ur} \quad (1)$$

مد گسیختگی دوم مرتبط با شکست کششی جوش بین فلز جوش و ورق کف ستون، در شکل (۵-ب) نشان داده شده و مقاومت کششی مرتبط با این مد گسیختگی در رابطه<sup>(۲)</sup> محاسبه شده است. ضریب کاهش مقاومت در این رابطه برابر با ۰/۷۵ است.

$$T_u \leq f \sigma_w = f((\pi(D+2a)^2 - \pi D^2) / 4) F_{uw} \quad (2)$$

پارامتر ( $\sigma_w$ ) بیانگر ماکزیمم ظرفیت کششی جوش در مد گسیختگی دوم، پارامتر ( $D$ ) قطر میل‌مهاری، ( $F_{uw}$ ) ماکزیمم ظرفیت کششی فلز جوش و ( $a$ ) بعد افقی جوش گوشه ویژه مطابق با شکل (۵-ب) است.

مد گسیختگی سوم مرتبط با شکست برشی جوش بین بدنه بیرونی میل‌مهاری و فلز جوش، در شکل (۵-ج) نشان داده شده است. ظرفیت برشی مرتبط به این مد گسیختگی بر اساس رابطه<sup>(۳)</sup> تعیین شده است و ضریب کاهش مقاومت در این رابطه برابر با ۰/۷۵ در نظر گرفته شده است. پارامتر ( $\tau_w$ ) بیانگر ماکزیمم ظرفیت برشی جوش در مد گسیختگی سوم است.

$$T_u \leq f \tau_w = f(\sqrt{3} a \pi D) (0.6 F_{uw}) \quad (3)$$

<sup>1</sup> Directional Method

بنابراین آیین‌نامه‌ها، جوش‌های شیاری با نفوذ کامل را به‌دلیل انتقال نیرو بدون خروج از مرکزیت پیشنهاد می‌دهند که در قسمت بعدی توضیحات مربوط به این اتصال جوشی ارائه شده است.

## ۲-۲- جوش شیاری با نفوذ کامل

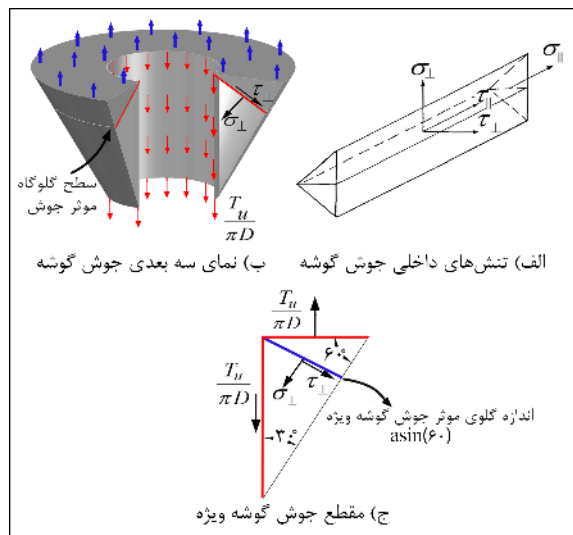
جوش‌های شیاری یکی دیگر از انواع جوش‌ها هستند که در ساخت اتصالات مختلف از آن‌ها استفاده می‌شود. جوش شیاری با نفوذ کامل، نیروی کششی میل‌مهاری را بدون خروج از مرکزیت به ورق کف‌ستون انتقال می‌دهد و باید آماده‌سازی‌هایی از قبیل کونیک‌دار کردن میل‌مهاری با زاویه‌ای مشخص انجام شود.

مطابق با شکل (۷-الف) و با توجه به ضوابط آیین‌نامه جوشکاری AWS-D1.4-18 [۱۹] و AWS-D1.1-20 [۲۱]، جهت ایجاد نفوذ کامل در جوش شیاری، دو طرف نوک میل‌مهاری با زاویه ۵۵ درجه کونیک‌دار شدند. جزئیات هندسی اتصال و پیکربندی کلی اتصال قبل از جوشکاری به‌ترتیب در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) نشان داده شده‌اند. مطابق با شکل (۷-ب)، باید از عمودبودن میل‌مهاری بر ورق کف‌ستون اطمینان حاصل کرد. مقادیر دهانه ریشه جوش (R) و پیشانی ریشه جوش (f) بر اساس آیین‌نامه AWS-D1.1-20، به‌ترتیب برابر با چهار و سه میلی‌متر در نظر گرفته شدند.

در آیین‌نامه AISC 360-16، جهت کاهش تمرکز تنش در محل اتصال جوش شیاری به ورق و جلوگیری از ایجاد پدیده خستگی تحت بارگذاری‌های لرزه‌ای، استفاده از جوش گوشه تقویتی به اندازه یک‌چهارم قطر میل‌مهاری توصیه شده است. مد گسیختگی مرتبط به شکست کششی جوش شیاری از سطح ورق کف‌ستون، در شکل (۷-ج) نشان داده شده است و طراحی بعد افقی جوش شیاری با نفوذ کامل (a) بر اساس ظرفیت کششی جوش طبق رابطه (۱۰) انجام شده است. در این رابطه، ضریب کاهش مقاومت ۰/۷۵ است. طبق این رابطه مقدار ظرفیت نهایی کششی جوش شیاری با نفوذ کامل باید از مقدار ظرفیت نهایی میل‌مهاری بیشتر باشد تا شکست میل‌مهاری، حاکم بر طراحی شود.

$$T_u \leq f \sigma_{wg} = f(\pi a^2)(F_{uw}) \quad (10)$$

پارامتر  $(\sigma_{wg})$  بیانگر ماکزیمم ظرفیت کششی جوش شیاری با نفوذ کامل مربوط به مد گسیختگی شکل (۷-ج) است. همچنین الکترو مصرفی برای ایجاد اتصال جوش شیاری، باید با فلز پایه سازگار باشد.



شکل ۶- جزئیات هندسی و تنش‌های داخلی جوش گوشه ویژه

برای طراحی محافظه‌کارانه ابعاد جوش گوشه ویژه، از روابط آیین‌نامه Eurocode 3 در این پژوهش استفاده شده است. مطابق با شکل (۶-ب)، به‌دلیل این که جوش گوشه ویژه به‌صورت دورانی به دور میل‌مهاری می‌شود و نیروی کششی از میل‌مهاری به جوش گوشه به‌صورت نیروی محیطی سطحی متقارن  $T_u/\pi D$  منتقل می‌شود، از مقادیر  $(\sigma_{\parallel})$  و  $(\tau_{\parallel})$  صرف‌نظر شده است. مطابق با شکل (۶-ج) و با استفاده از معادلات تعادل استاتیکی، مقادیر  $(\sigma_{\perp})$  و  $(\tau_{\perp})$  به‌صورت روابط (۶) و (۷) تعیین می‌شوند.

$$\sigma_{\perp} = \frac{\left(\frac{T_u}{\pi D}\right) \sin(60)}{a \times \sin(60)} = \frac{T_u}{a \times \pi \times D} \quad (6)$$

$$\tau_{\perp} = \frac{\left(\frac{T_u}{\pi D}\right) \cos(60)}{a \times \sin(60)} = \frac{T_u}{a \times \pi \times D \times \sqrt{3}} \quad (7)$$

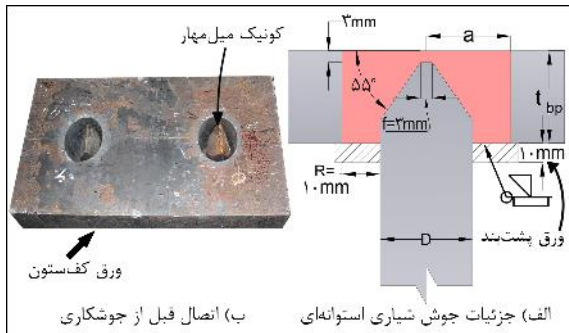
با جایگذاری روابط (۶) و (۷) در روابط (۴) و (۵)، ظرفیت مقاومتی جوش گوشه ویژه مرتبط با مد گسیختگی چهارم با توجه به آیین‌نامه Eurocode 3 جهت طراحی بعد افقی (a) بر اساس روابط (۸) و (۹) تعیین می‌شود.

$$T_u \leq \epsilon (f_u D a \pi) / (\sqrt{2} \beta_w \gamma_{M2}) \quad (8)$$

$$T_u \leq \epsilon (0.9 f_u D a \pi) / (\gamma_{M2}) \quad (9)$$

مقدار ظرفیت نیرویی مرتبط با هر مد گسیختگی باید از مقدار ظرفیت نهایی میل‌مهاری بیشتر باشد تا شکست میل‌مهاری، حاکم بر طراحی باشد. به‌دلیل وجود فاصله بین مرکز سطح مقطع جوش گوشه ویژه تا بدنه میل‌مهاری، انتقال نیروی کششی از میل‌مهاری به ورق کف‌ستون، به همراه خروج از مرکزیت انجام می‌شود.

میل مهار دوران داشته است. بنابراین طراحی این اتصال بر اساس ضوابط هندسی آیین‌نامه‌ای مخصوص جوش‌های شیاری انجام شد و انتظار می‌رود شکست میل‌مهار، حاکم بر طراحی باشد.

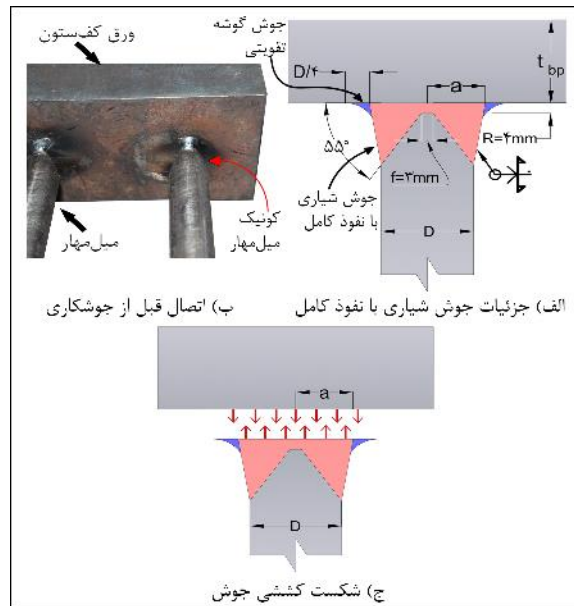


شکل ۸- اتصال جوش شیاری استوانه‌ای

#### ۴-۲- جوش شیاری مخروطی

در این اتصال جوشی، نیاز به سوراخ کردن ورق‌های کفستون به صورت نیم‌مخروطی است. سپس میل‌مهار مطابق با شکل (۹-الف) و (۹-ب) از ناحیه زیرین ورق کفستون در داخل سوراخ قرار داده شده و از ناحیه بالای ورق کفستون، جوشکاری فضای خالی به صورت دورانی انجام می‌شود. در اتصال جوش شیار استوانه‌ای برای دسترسی بهتر جوش، میل‌مهاری با زاویه مشخص شده کونیک شدند اما در اتصال شیار مخروطی، ورق‌های کفستون مطابق با ضوابط آیین‌نامه AWS-D1.1-20، با زاویه حداقل ۴۰ درجه به وسیله دستگاه برش با مت‌مخصوص نیم‌مخروطی شکل، سوراخ می‌شوند. با توجه به شکل (۹-الف)، مقطع جوش شیار مخروطی شبیه به جوش شیار نیم‌جناغی است که حول محور مرکزی میل‌مهار دوران داشته است.

مطابق با آیین‌نامه AWS-D1.1-20، مقدار دهانه ریشه جوش (R) و جزئیات هندسی اتصال در شکل (۹-الف) نشان داده شده است. مقدار بعد (a) برای جوش شیار مخروطی به ضخامت ورق کفستون و اندازه دهانه ریشه جوش شیار بستگی دارد. در این اتصال نیز همانند اتصال قبلی، برای جلوگیری از ریزش فلز مذاب جوش از ورق‌های پشت‌بند با ضخامت ۱۰ میلی‌متر استفاده شده است. مطابق با شکل (۹-الف) با افزایش ضخامت ورق کفستون، اندازه بعد افقی (a)، حجم فلز جوش مورد استفاده و هزینه ساخت افزایش می‌یابد و مقرون به صرفه نیست. طراحی اتصال جوش شیار مخروطی بر اساس ضوابط هندسی آیین‌نامه AWS-D1.1-20 انجام شد و انتظار می‌رود شکست میل‌مهار، حاکم بر طراحی باشد. همچنین در مورد این نوع اتصالات در آیین‌نامه‌های طراحی، جزئیات دقیقی ارائه نشده است و هدف از



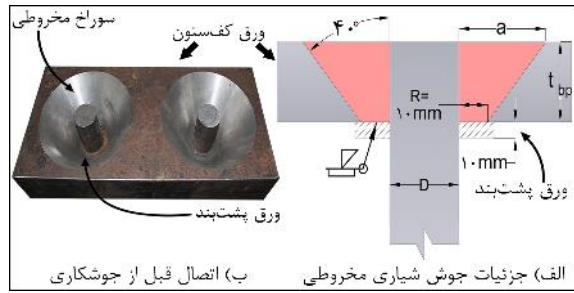
شکل ۷- اتصال جوش شیار با نفوذ کامل

#### ۳-۲- جوش شیار استوانه‌ای

در اجرای اتصال جوش شیار استوانه‌ای، بعد از انجام عملیات سوراخ‌کاری در ورق، جوشکاری میل‌مهار به ورق آغاز می‌شود. مطابق با شکل (۸-الف) و شکل (۸-ب)، سوراخی استوانه‌ای بزرگ‌تر از قطر میل‌مهار در ورق کفستون ایجاد و سپس در انتهای میل‌مهاری، کونیک دوطرفه ۵۵ درجه با دستگاه برش زده می‌شود. با قراردادن قسمت کونیک‌شده میل‌مهار در داخل سوراخ از ناحیه زیرین ورق کفستون، جوشکاری فضای خالی بین میل‌مهار و ورق کفستون از ناحیه بالایی ورق کفستون انجام می‌شود. علت کونیک‌دار کردن میل‌مهاری، دسترسی بهتر جوشکار برای جوشکاری کل فضای خالی و نفوذ بهتر فلز جوش است. مطابق با آیین‌نامه AWS-D1.1-20 و دستورالعمل جوش‌های شیار با نفوذ کامل، مقدار دهانه ریشه جوش (R) برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده است و همچنین برای جلوگیری از ریزش فلز مذاب جوش از ناحیه پایینی ورق کفستون و ایجاد شرایط بهتر برای نفوذ کافی جوش، از ورق‌های پشت‌بند هم‌جنس با ورق کفستون به ضخامت ۱۰ میلی‌متر در زیر ورق کفستون استفاده شده است. جهت ایجاد دسترسی کافی برای جوشکاری فضای خالی و نفوذ کامل جوش، توصیه می‌شود از جوش شیار استوانه‌ای برای ورق‌های با ضخامت کم با در نظر گرفتن حداکثر زاویه ۵۵ درجه برای کونیک کردن میل‌مهاری استفاده شود.

مطابق با شکل (۸-الف)، مقطع جوش شیار استوانه‌ای مشابه با جوش شیار نیم‌جناغی است که حول محور مرکزی

این پژوهش، طراحی اتصالات بر اساس ضوابط آیین نامه و مدهای گسیختگی است.



شکل ۹- اتصال جوش شیاری مخروطی

$$M_{u-bp} = T_u \times d \times \frac{L_{eff} \times t_{bp}^2}{4} \times f_{y-bp} = M_{p-bp} \quad (11)$$

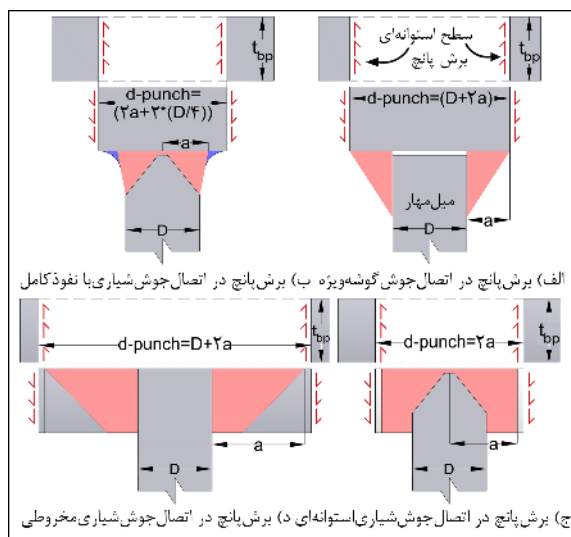
گسیختگی برش پانچ یکی از مهم ترین معیارهای مورد نظر برای طراحی ضخامت ورق کفستون است. مدهای گسیختگی مرتبط با برش پانچ و اندازه قطر پانچ شده برای هر اتصال جوشی در شکل (۱۱) نشان داده شده اند. بر اساس رابطه (۱۲)، مقدار ضخامت ورق کفستون با توجه به معیار گسیختگی برش پانچ برای هر اتصال جوشی حاصل می شود. در این رابطه پارامتر (d-punch) بیان کننده قطر پانچ شده سوراخ ورق کفستون است و تنش برشی در مساحت جانبی استوانه سوراخ شده در نظر گرفته شده است.

$$T_u \times \epsilon (0.6f_{y-bp}) (\pi(d-punch)t_{bp}) \quad (12)$$

معیار بعدی برای طراحی ضخامت ورق کفستون، گسیختگی برشی فلز جوش در اتصالات جوش شیاری استوانه ای و جوش شیاری مخروطی است که در شکل (۱۲) نشان داده شده است. در معیار گسیختگی برش پانچ، گسیختگی در فلز ورق کفستون رخ می دهد. اما در معیار گسیختگی برشی فلز جوش، گسیختگی در فلز جوش ایجاد می شود. بنابراین بر اساس رابطه (۱۳)، مقدار ضخامت ورق کفستون با توجه به معیار گسیختگی برشی فلز جوش محاسبه می شود. در این رابطه پارامتر (dw) بیان کننده قطر سوراخ شده از فلز جوش است.

$$T_u \times \epsilon (0.6f_{y-bp}) (\pi t_{bp} d_w) \quad (13)$$

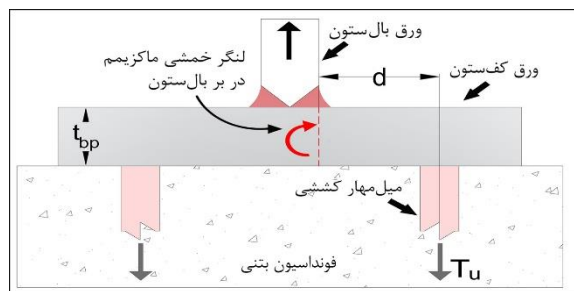
بیشترین مقدار ضخامت ورق کفستون حاصل شده از سه معیار طراحی ذکر شده، به عنوان ضخامت اصلی ورق کفستون در هر اتصال جوشی تعیین می شود.



شکل ۱۱- گسیختگی برش پانچ برای هر اتصال جوشی

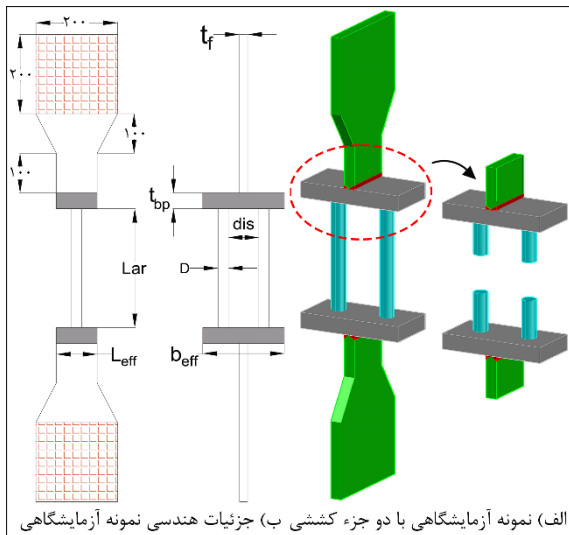
طبق پژوهش بیورک (۲۰۱۸)، بر اساس نرخ سردشوندگی ورق فولادی، حداقل ضخامت ورق کفستون برابر با اندازه قطر میل مهار مصرفی توصیه شده است [۱۵]. اما به دلیل وجود خروج از مرکزیت بین میل مهار و محور ورق بال ستون، برای طراحی ضخامت ورق کفستون باید مدهای گسیختگی محتمل از قبیل تسلیم خمشی ورق، گسیختگی برش پانچ و گسیختگی برشی فلز جوش مورد بررسی قرار گیرند. طراحی ورق کفستون در شرایط تست آزمایشگاهی در اجزای T شکل کششی باید به طوری باشد که ورق کفستون در حین بارگذاری الاستیک باقی بماند تا میل مهارها به حد گسیختگی برسند.

برای کنترل تسلیم خمشی ورق کفستون، ماکزیمم لنگر خمشی ایجاد شده ناشی از نیروی گسیختگی میل مهار برای هر اتصال جوشی باید کم تر از ظرفیت لنگر خمشی پلاستیک ورق کفستون باشد. با توجه به شکل (۱۰)، ماکزیمم لنگر خمشی در براتصال بال ستون رخ می دهد و مقدار ضخامت مورد نیاز برای ورق کفستون جهت جلوگیری از تسلیم خمشی از رابطه (۱۱) حاصل می شود.



شکل ۱۰- تسلیم خمشی ورق کفستون

در رابطه (۱۱) پارامتر (t<sub>bp</sub>) بیان کننده مقدار ضخامت ورق کفستون، (f<sub>y-bp</sub>) تنش تسلیم ورق کفستون و (d) فاصله بین محور مرکزی میل مهار تا برستون است.

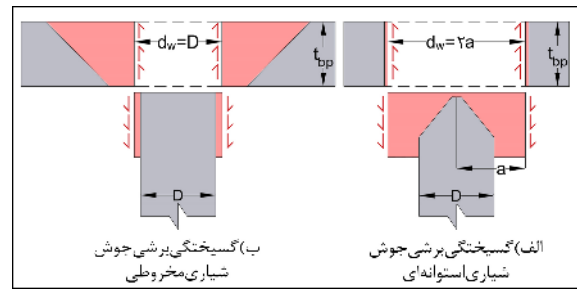


شکل ۱۳- نمای روبه رو و جانبی نمونه آزمایشگاهی

بر اساس آیین نامه ACI 318-19 [۲۰]، مقدار عرض و طول مؤثر برای ورق کف ستون جزء کششی به حداقل فاصله مجاز آیین نامه ای بین میل مهارها در فونداسیون بتنی و ابعاد اتصالات جوشی، بستگی دارد. همچنین حداقل فاصله مجاز آیین نامه بین میل مهارها نیز سه برابر قطر میل مهار در نظر گرفته شده است. ابعاد طراحی شده برای نمونه های آزمایشگاهی نشان داده شده در شکل (۱۳-ب) بر اساس ضوابط تعیین شده برای هر اتصال جوشی در جدول (۲) مشخص شده است.

در فرایند طراحی جزء کششی، ورق بال ستون و ورق کف ستون تحت نیروی گسیختگی میل مهارها باید الاستیک باقی بمانند. بنابراین مقدار ضخامت ورق کف ستون و بال ستون طبق معیارهای مشخص شده، در هر نمونه آزمایشگاهی در جدول (۲) ارائه شده است. همچنین قسمتی از عرض ورق بال ستون در محل قرارگیری فک های دستگاه کشش، افزایش یافت تا لغزشی بین فک و سطح ورق بال ستون ایجاد نشود.

در نمونه ۱-۲۵ و ۱-۴۰ اتصال T شکل اول با جوش گوشه ویژه و اتصال T شکل دوم با جوش شیاری با نفوذ کامل است. در نمونه ۲-۲۵ و ۲-۴۰ دو اتصال T شکل جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه ای ساخته شد. در همه نمونه ها از میل مهارهای شکل پذیر CK45 استفاده شده است.



شکل ۱۲- اتصال جوش شیاری استوانه ای

### ۳- توضیحات فرآیند آزمایشگاهی

#### ۳-۱- مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده

نتایج تست های تعیین مشخصات مکانیکی مصالح مورد استفاده در این پژوهش از قبیل میلگرد CK45 با قطر ۲۵ و ۴۰ میلی متر و ورق فولادی ST52 نورد شده با ضخامت ۲۰ میلی متر برای بال ستون در جدول (۱) نشان داده شده است. برای جوشکاری اتصالات میل مهارها، از الکتروود E8018 با مقاومت کششی نهایی ۵۵۲ مگاپاسکال متناسب با فلز ورق کف ستون استفاده شده است.

جدول ۱- مشخصات مکانیکی مصالح

واحد	mm	Mpa	Mpa	-
میل مهار	D	Fy	Fu	$\epsilon_u$
CK45	۲۵	۴۰۶	۶۵۷	۲۵.۵٪
CK45	۴۰	۳۷۶	۶۵۴	۲۱.۵٪
بال ستون	t	Fy	Fu	$\epsilon_u$
ST52	۲۰	۳۶۷	۵۶۴	۲۶٪

#### ۳-۲- طراحی و مشخصات هندسی نمونه های آزمایشگاهی

در هر نمونه آزمایشگاهی، دو جزء کششی متشکل از دو میل مهار با خروج از مرکزیت نسبت به محور بال ستون به همراه اتصالات جوشی متفاوت مطابق با شکل (۱۳-الف) ساخته شدند. تعداد چهار نمونه آزمایشگاهی جهت ارزیابی مقاومت، مقایسه انواع اتصالات جوشی و تعیین نوع شکست میل مهارها، تحت آزمایش های کشش مستقیم قرار گرفتند. در هر نمونه، از میل مهارهای با طول ۴۰ سانتی متر جهت تعیین میدان کرنش سطح میل مهار و مشخص شدن باریک شدگی در انتهای آزمایش استفاده شدند.

جدول ۲- ابعاد هندسی نمونه‌ها (برحسب میلی‌متر)

نمونه	میلگرد	D	dis	L <sub>ar</sub>	t <sub>bp</sub>	B <sub>eff</sub>	L <sub>eff</sub>	t <sub>f</sub>
E۲۵-۱	CK45	۲۵	۷۵	۴۰۰	۴۰	۲۰۰	۱۰۰	۲۰
E۲۵-۲	CK45	۲۵	۱۳۰	۴۰۰	۴۰	۳۱۰	۱۵۰	۲۰
E۴۰-۱	CK45	۴۰	۱۲۰	۴۰۰	۷۰	۳۲۰	۱۶۰	۳۰
E۴۰-۲	CK45	۴۰	۱۸۰	۴۰۰	۷۰	۴۳۰	۲۰۰	۳۰

اتصالات بر اساس ابعاد طراحی شده، نمونه‌های آزمایشگاهی داخل فک‌های نگهدارنده دستگاه کشش مستقیم مطابق با شکل (۱۴) قرار گرفتند. دستگاه کشش مجهز به سیستم اندازه‌گیری تغییر مکان سنج خطی<sup>۱</sup> بود که به وسیله آن نمودار نیرو-جابجایی هر نمونه قابل رسم بود. نمونه‌ها با کم‌ترین سرعت بارگذاری تحت نیروی کششی قرار گرفتند و در حین انجام آزمایش، از روش همبستگی تصاویر دیجیتال دو بعدی [۲۲ و ۲۳] برای تعیین مقادیر کرنش در نواحی مورد نظر استفاده شد. بنابراین از یک دوربین عکس برداری مدل CANON1200D با کیفیت ۱۸ مگاپیکسلی دارای لنز با فاصله کانونی ۱۸-۵۵ میلی‌متر مطابق با شکل (۱۴) استفاده شد.

همبستگی تصاویر دیجیتال یک روش اندازه‌گیری غیرتماسی است که جایگزین روش‌های تماسی از قبیل کرنش سنج‌ها است. این روش مبتنی بر پردازش تصاویر دیجیتال و محاسبات عددی است که از نظر مونتاژ، صرفه‌جویی در هزینه و دقت در مقایسه با روش‌های معمولی مقرون‌به‌صرفه‌تر است [۲۳]. داده‌های مهمی مانند مقدار کرنش موضعی در جوش‌ها، کرنش تسلیم و کرنش نهایی از این روش حاصل می‌شوند. برای استفاده از این روش در ابتدا باید الگوی رنگی سیاه و سفید روی سطح میل‌مهار ایجاد شود تا با استفاده از آن، مقادیر کرنش هر نقطه از سطح مشخص شود. در ابتدا سطح میل‌مهار باید تمیز و شفاف باشد. سپس روی سطح میل‌مهار با اسپری رنگ مشکی لایه نازکی از رنگ به صورت کامل پاشیده شده و بعد از خشک شدن رنگ، رنگ سفید جهت ایجاد نقاط سفید با مقدار خیلی کم روی سطح مشکی پاشیده می‌شود. سپس کیفیت الگوی رنگی آماده شده، توسط نرم‌افزار GOM-Correlate [۲۴]، بررسی می‌شود. در هنگام رنگ‌آمیزی باید دقت شود که تراکم نقاط سفید به اندازه‌ای باشد تا کیفیت الگوی رنگی جهت تشخیص بهتر حرکت نقاط نسبت به هم، افزایش یابد. برای تنظیم نور محیط و افزایش کیفیت عکس برداری از سطح میل‌مهار، از پروژکتور نور مدل AVLK576LED استفاده شده است.

برای طراحی ابعاد جوش گوشه ویژه، در ابتدا مقدار نیروی گسیختگی میل‌مه‌ارهای CK45 به‌عنوان بیش‌ترین نیروی کششی اعمالی به اتصالات جوشی، طبق رابطه (۱) محاسبه شد و با استفاده از روابط (۲)، (۳)، (۸) و (۹)، بیش‌ترین مقدار بعد افقی (a) برای جوش گوشه ویژه تعیین شد. مقدار بعد افقی (a) برای جوش شیاری با نفوذ کامل نیز با استفاده از رابطه (۱۰) تعیین می‌شود. در جدول (۳) مقادیر طراحی شده بعد (a) برای هر اتصال جوشی مشخص شده است.

جدول ۳- ابعاد هندسی اتصالات جوشی (برحسب میلی‌متر)

بعد طراحی شده		معیار حاکم	اتصال جوشی
D25-CK45 t <sub>bp</sub> =۴۰mm	D40-CK45 t <sub>bp</sub> =۷۰mm		
۱۴	۲۲	رابطه ۸	جوش گوشه ویژه
۱۶	۲۶	رابطه ۱۰	جوش شیاری با نفوذ کامل
۲۲/۵	۳۰	R, D	جوش شیاری استوانه‌ای
۴۳	۶۹	R, t <sub>bp</sub>	جوش شیاری مخروطی

برای ابعاد جوش شیاری استوانه‌ای و مخروطی، مقدار دهانه ریشه جوش (R) برابر با ۱۰ میلی‌متر در نظر گرفته شده و بقیه ابعاد بر اساس ضوابط آیین‌نامه AWS-D1.1-20 تعیین شدند. اندازه بعد افقی (a) برای جوش شیاری مخروطی بستگی به مقدار ضخامت ورق کف‌ستون و اندازه دهانه ریشه جوش دارد.

### ۳-۳- ستاپ آزمایشگاهی و جمع‌آوری داده‌ها به روش همبستگی تصاویر دیجیتال

جهت انجام تست کشش برای هر نمونه آزمایشگاهی، از دستگاه کشش مستقیم Schenck با ظرفیت نیرویی ۲۰۰۰ کیلو نیوتون استفاده شد. تمامی نمونه‌ها در آزمایشگاه دانشکده مهندسی مکانیک دانشگاه صنعتی شریف تست شدند. بعد از ساخت

<sup>۱</sup> Linear Variable Differential Transformer (LVDT)



شکل‌پذیری اتصالات و نمودار نیرو-جاب‌جایی در هر نمونه مشخص شد. مقدار ظرفیت نیرویی هر یک از اتصالات جوشی به همراه خروج از مرکزیت با قطرهای مختلف میل‌مهاری تعیین شدند. در هر نمونه تأثیر حرارت ناشی از جوشکاری در نوع شکست و محل شکست میل‌مهاری مورد بررسی قرار گرفتند. در همه نمونه‌ها، ورق‌های کفستون متصل به میل‌مهاری تا لحظه شکست میل‌مهاری، الاستیک باقی ماندند و تغییر شکل خمشی در ورق‌ها رخ نداد. در انتهای هر آزمایش انجام‌شده، نمودار نیرو-جاب‌جایی و میدان کرنش سطح مورد بررسی حاصل از روش همبستگی تصاویر دیجیتال و نمودارهای خروجی دستگاه کشش تهیه شدند.

#### ۴-۱- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی E۲۵-۱ و E۴۰-۱

اتصالات جوشی ساخته‌شده در نمونه E۲۵-۱ و E۴۰-۱، جوش گوشه ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل به همراه دو میل‌مهاری CK45 هستند. میدان کرنش سطح نمونه E۲۵-۱ قبل از شکست میل‌مهاری و محل شکست میل‌مهاری به ترتیب در شکل (۱۵-الف) و (۱۵-ب) نشان داده شده‌اند. در این نمونه، مقدار کرنش ۵۳/۷۵ درصد در محل قبل از شکست میل‌مهاری که بیش‌تر از مقدار کرنش گسیختگی میل‌مهاری CK45 با قطر ۲۵ میلی‌متر است، مشاهده شده است. بنابراین شکست میل‌مهاری به صورت کاملاً شکل‌پذیر در ناحیه میانی در نیرویی برابر با نیروی گسیختگی میل‌مهاری رخ داده است. همچنین مطابق با شکل (۱۵-الف) به دلیل مقادیر کرنش بسیار کم در ناحیه اتصالات، جوش‌ها تا آخرین لحظه از بارگذاری، الاستیک باقی ماندند. ماکزیمم جاب‌جایی دو سر اتصال و کرنش متوسط به ترتیب برابر با ۶۰ میلی‌متر و ۱۷ درصد اندازه‌گیری شده‌اند.

میدان کرنش سطح نمونه E۴۰-۱ قبل از شکست میل‌مهاری و محل شکست میل‌مهاری به ترتیب در شکل (۱۶-الف) و (۱۶-ب) نشان داده شده‌اند. در این نمونه، مقدار کرنش ۲۶/۰۹ درصد در محل قبل از شکست میل‌مهاری که بیش‌تر از مقدار کرنش گسیختگی میل‌مهاری CK45 با قطر ۴۰ میلی‌متر است، مشاهده شده است. بنابراین شکست میل‌مهاری به صورت کاملاً شکل‌پذیر در ناحیه نزدیک به اتصال جوش شیاری با نفوذ کامل در نیرویی برابر با نیروی گسیختگی میل‌مهاری رخ داده است. همچنین مطابق با شکل (۱۶-الف) به دلیل مقادیر کرنش بسیار کم در ناحیه اتصالات، جوش‌ها تا آخرین لحظه از بارگذاری در ناحیه الاستیک



شکل ۱۴- محیط آزمایشگاه- (۱) دستگاه کشش- (۲) فک ثابت (۳) فک متحرک- (۴) تغییر مکان سنج خطی- (۵) نمونه آزمایشگاهی (۶) دوربین عکس برداری- (۷) سه پایه- (۸) لپ‌تاپ- (۹) نورپردازی (۱۰) سطح مورد بررسی- (۱۱) الگوی رنگی سیاه و سفید

مطابق با شکل (۱۴) جهت حفظ ارتفاع و جلوگیری از ایجاد اعوجاج در عکس برداری، سه پایه مخصوص به همراه دوربین در فاصله یک متری از نمونه آزمایشگاهی قرار گرفت و در حین بارگذاری، در هر ۱۵ ثانیه یک عکس از سطح الگوی رنگی مورد نظر گرفته شد و داده‌های مربوط به عکس توسط کابل رابط به لپ‌تاپ منتقل شد.

در انتها با استفاده از مقدار نیروی مشخص شده در دستگاه کشش در هر لحظه از آزمایش و مقدار جاب‌جایی به دست آمده از طریق نرم‌افزار GOM-Correlate [۲۴]، نمودار نیرو-جاب‌جایی و میدان کرنش سطح میل‌مهاری از این روش نوین تهیه شد. در فرایند تحلیل نرم‌افزار GOM-Correlate، اندازه و جهی و فاصله نقاط از هم به ترتیب ۲۱ و ۱۶ پیکسل در نظر گرفته شدند. در انتها از کانتورهای رنگی میدان کرنش حاصل از این روش در جهت تشخیص نوع شکست نرم یا تردگونه میل‌مهاری، محل باریک‌شدگی میل‌مهاری قبل از شکست و وضعیت الاستیک باقی ماندن اتصالات جوشی استفاده شده است.

#### ۴- نتایج آزمایشات

نمونه‌های آزمایشگاهی، تحت بارگذاری کششی قرار گرفتند و رفتار کششی اتصالات جوشی، نوع شکست میل‌مهاری،

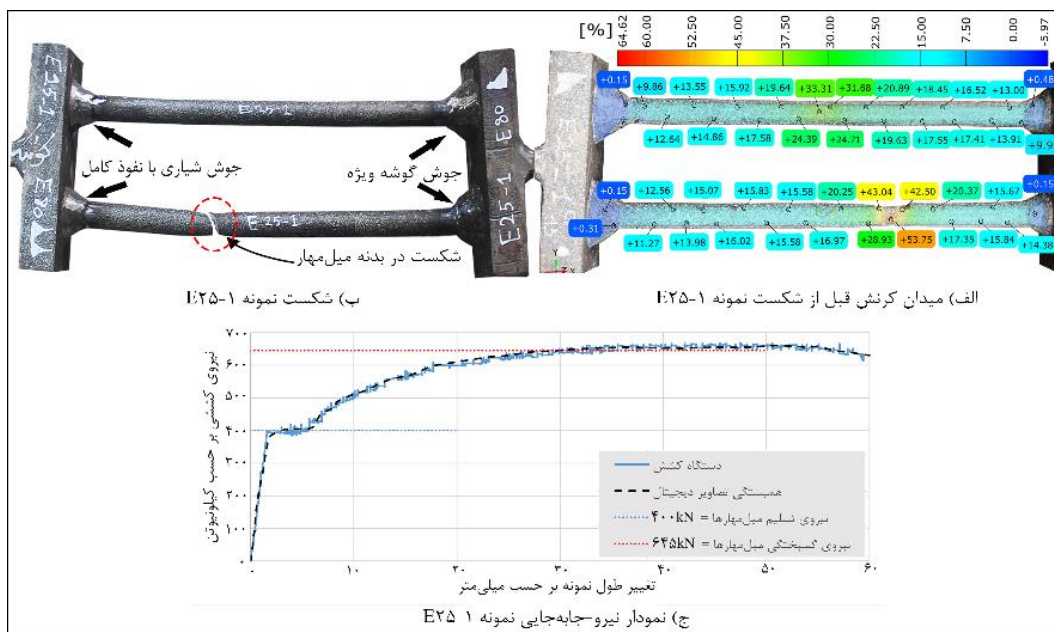
باقی ماندند. ماکزیمم جابه‌جایی دو سر اتصال و کرنش متوسط به ترتیب برابر با ۴۵ میلی‌متر و ۱۲ درصد اندازه‌گیری شده‌اند.

بر اساس شکل‌های (۱۵-ج) و (۱۶-ج) مطابقت زیادی بین نمودار نیرو-جابه‌جایی حاصل از روش همبستگی تصاویر دیجیتال و اطلاعات خروجی حاصل از دستگاه کشش آزمایشگاه وجود دارد. با توجه به نتایج حاصل از نمونه‌ها، هر دو اتصال جوش گوشه ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل، توانایی تحمل نیروی گسیختگی میل‌مهاری CK45 را دارند. همچنین در هیچ یک از نمونه‌ها، شکست به همراه کاهش مقاومت و شکل‌پذیری در ناحیه HAZ نزدیک به اتصالات جوشی رخ نداد و شکست میل‌مهاری همگی از نوع شکل‌پذیر بودند.

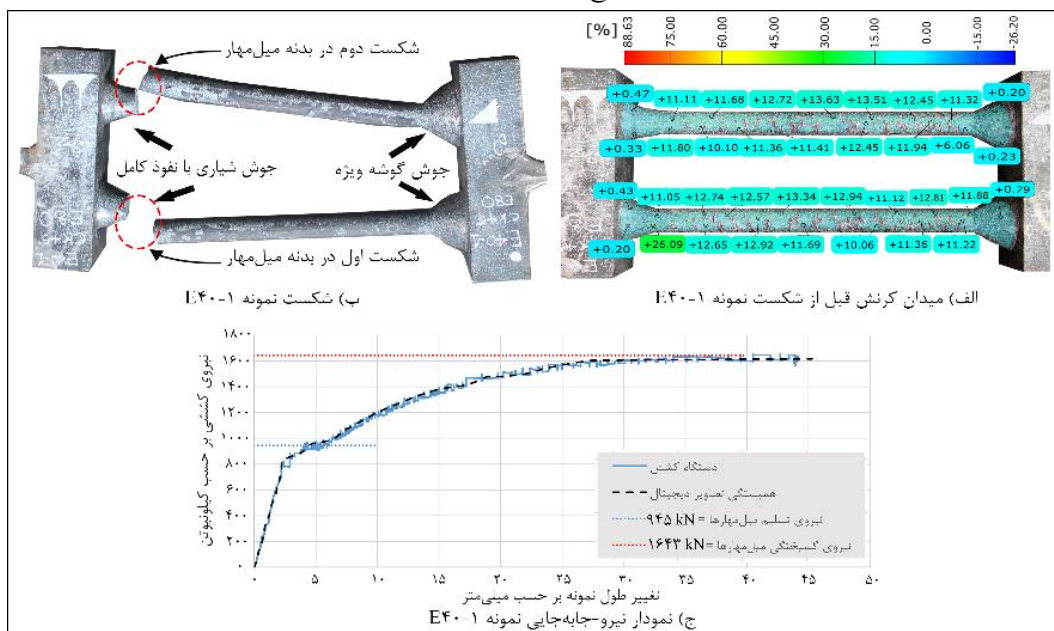
#### ۴-۲- نتایج نمونه‌های آزمایشگاهی E۲۵-۲ و E۴۰-۲

اتصالات جوشی ساخته‌شده در نمونه E۲۵-۲ و E۴۰-۲، جوش شیاری استوانه‌ای و جوش شیاری مخروطی به همراه دو میل‌مهاری CK45 هستند. اتصالات جوشی مورد نظر در داخل ورق قرار داشتند و قابل‌رؤیت نبودند. میدان کرنش سطح نمونه E۲۵-۲ قبل از شکست میل‌مهاری و محل شکست میل‌مهاری به ترتیب در شکل (۱۷-الف) و (۱۷-ب) نشان داده شده‌اند. مقدار کرنش  $31/75$  درصد در محل قبل از شکست میل‌مهاری که بیش‌تر از مقدار کرنش گسیختگی میل‌مهاری CK45 با قطر ۲۵ میلی‌متر است، مشاهده شده است. بنابراین شکست میل‌مهاری به صورت کاملاً شکل‌پذیر در ناحیه نزدیک به جوش شیاری مخروطی در نیرویی برابر با نیروی گسیختگی میل‌مهاری رخ داده است. ماکزیمم جابه‌جایی دو سر اتصال و کرنش متوسط به ترتیب برابر با ۵۶ میلی‌متر و ۱۶ درصد اندازه‌گیری شده‌اند.

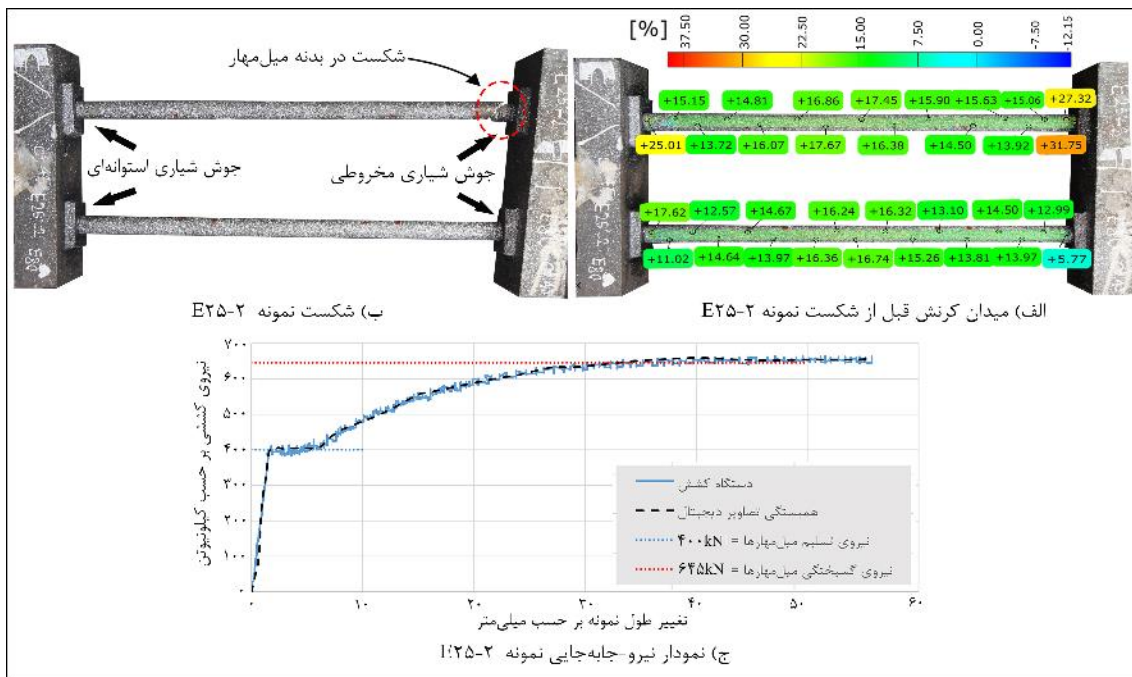
میدان کرنش سطح نمونه E۴۰-۲ قبل از شکست میل‌مهاری و محل شکست میل‌مهاری به ترتیب در شکل (۱۸-الف) و (۱۸-ب) نشان داده شده‌اند. مقدار کرنش  $7/57$  درصد در محل قبل از شکست میل‌مهاری که کم‌تر از مقدار کرنش گسیختگی میل‌مهاری CK45 با قطر ۴۰ میلی‌متر است، مشاهده شده است. بنابراین شکست میل‌مهاری به صورت کاملاً ترد در ناحیه نزدیک به اتصال جوش شیاری مخروطی در نیرویی کم‌تر از نیروی گسیختگی میل‌مهاری رخ داده است. ماکزیمم جابه‌جایی دو سر اتصال و کرنش متوسط به ترتیب برابر با ۱۵ میلی‌متر و ۴ درصد اندازه‌گیری شده‌اند. بنابراین در این نمونه، حرارت ناشی از جوشکاری باعث کاهش مقاومت و شکل‌پذیری میل‌مهاری شده است. همچنین بر اساس شکل‌های (۱۷-ج) و (۱۸-ج)، نمودار نیرو-جابه‌جایی حاصل از روش همبستگی تصاویر دیجیتال در هر دو نمونه با نمودار حاصل از دستگاه کشش مطابقت دارد. با توجه به نتایج حاصل از نمونه‌ها، هر دو اتصال جوش شیاری استوانه‌ای و جوش شیاری مخروطی، توانایی تحمل نیروی تسلیم میل‌مهاری CK45 را دارند. اما اثرات حرارت ناشی از جوشکاری با حجم بالا، باعث کاهش مقاومت و شکست تردگونه میل‌مهاری CK45 با قطر ۴۰ میلی‌متر در نزدیکی اتصال جوش شیاری مخروطی شده است. همچنین در نمونه‌های مورد بررسی، شکست میل‌مهاری در نزدیکی جوش شیاری مخروطی به دلیل حجم جوشکاری بسیار زیاد در این اتصال، رخ داده است. جهت جلوگیری از شکست میل‌مهاری ناشی از حرارت جوشکاری در ناحیه HAZ توصیه می‌شود که عملیات پیش‌گرمایش و پس‌گرمایش برای جوشکاری اتصالات جوشی انجام شود.



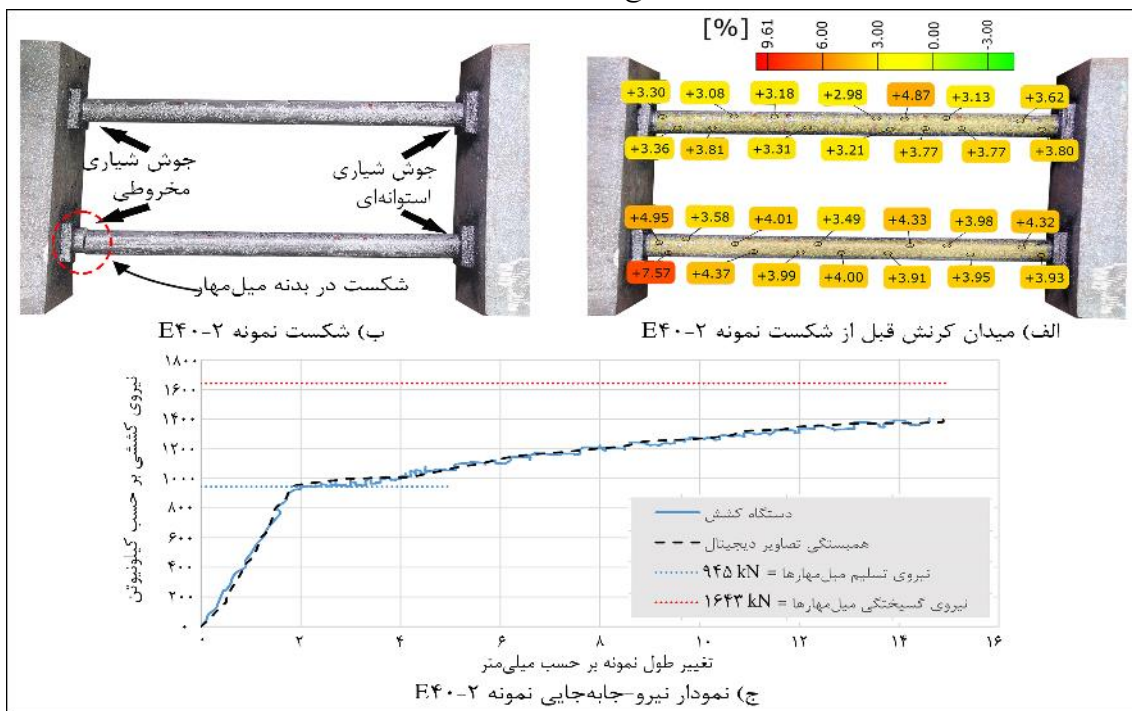
شکل ۱۵- نتایج و نمودارهای نمونه E25-1



شکل ۱۶- نتایج و نمودارهای نمونه E40-1



شکل ۱۷- نتایج و نمودارهای نمونه E25-2



شکل ۱۸- نتایج و نمودارهای نمونه E40-2

بنابراین مقاومت و سختی اتصال در حین باربرداری به دلیل عدم وجود پینچینگ کاهش نمی‌یابد. علاوه بر آن میل‌مهاری فشاری و کششی عمدتاً ظرفیت نهایی ستون را به فونداسیون منتقل می‌کند. تمام اجزای اتصال از جمله ورق کف‌ستون، اتصالات جوشی، میل‌مهاری و بتن، به دلیل عدم تعویض یا ترمیم‌پذیری باید الاستیک باقی بمانند و منبع شکل‌پذیری، داخل مفصل پلاستیک

## ۵- نتیجه‌گیری

در این پژوهش با قراردادن میل‌مهاری زیر ورق کف‌ستون در حالت کلی به صورت با خروج از مرکزیت نسبت به محور بال ستون با استفاده از اتصالات جوشی میل‌مهاری، می‌توان انتظار داشت که عامل ایجاد پینچینگ در نمودار هیستریزس حذف گردد.

در ناحیه انتهایی مقطع ستون باشد. در این صورت اتصال کف ستون پیشنهادی در حین بارگذاری کاملاً الاستیک باقی می ماند. از لحاظ تئوری با الاستیک ماندن میل مهارها و اصل هم سازی کرنش بین میل مهار و بتن، کرنش های خیلی کمی در بتن ایجاد شده و از خردشدگی بتن جلوگیری می شود. همچنین به دلیل الاستیک بودن و تعداد سیکل های بارگذاری کم در حین زلزله، از اثر خستگی کم چرخه و پرچرخه صرف نظر شد. بنابراین سختی و مقاومت اتصال کف ستون باید بیش تر از سختی و مقاومت مقطع ستون باشد. به دلیل محصورشدن اتصال جوشی و میل مهار در بتن و عدم کمانش میل مهار، اتصال جوشی تحت فشار وضعیت ایمن تری نسبت به اتصال جوشی تحت کشش دارد. جهت ارزیابی مقاومت و رفتار اتصالات جوشی تحت کشش، از اجزای کششی T شکل با استفاده از اتصالات جوش گوشه ویژه، جوش شیاری با نفوذ کامل، جوش شیاری استوانه ای و جوش شیاری مخروطی جهت اتصال میل مهار به زیر ورق کف ستون استفاده شد. رفتار میل مهارها و اتصالات جوشی در اتصال T شکل تحت کشش یا فشار همانند رفتار میل مهارها در اتصالات پیشنهادی کف ستون ها بود. فاصله بین میل مهارها از هم، به حداقل فاصله مجاز آیین نامه ای و جزئیات هندسی اتصالات جوشی بستگی دارد. اتصالات جوشی مورد بررسی، بر اساس مدهای گسیختگی در اجزای اتصال جوشی و ضوابط هندسی آیین نامه ای جوش های شیاری طراحی شدند. بر اساس قطرهای مختلف میل مهارهای شکل پذیر CK45، دو اتصال T شکل به همراه اتصالات جوشی مختلف، در هر چهار نمونه آزمایشگاهی ساخته شدند و تحت بار کششی قرار گرفتند. از بررسی اثر برش بر اتصالات جوشی صرف نظر شد.

در نمونه های ۱-۲E25، ۱-۲E25 و ۱-۲E40، اتصالات جوشی توانایی تحمل نیروی گسیختگی میل مهارها را دارا بودند و بر اساس میدان های کرنش حاصل از روش همبستگی تصاویر دیجیتال، شکست میل مهارها در کرنشی بیش تر از مقدار کرنش گسیختگی رخ داده است. همچنین کاهش در ظرفیت مقاومتی و شکل پذیری میل مهارها در ناحیه HAZ رخ نداد و اتصالات جوشی تا آخرین لحظه از بارگذاری الاستیک باقی ماندند. اگرچه در نمونه ۱-۲E40، شکست میل مهارها به دلیل کاهش جزئی ظرفیت مقاومتی و شکل پذیری ناشی از جوشکاری زیاد در نزدیکی اتصال جوش شیاری مخروطی، در نیرویی کم تر از نیروی گسیختگی میل مهارها رخ داده است. همچنین با توجه به مقادیر کرنش نشان داده شده

قبل از شکست در ناحیه نزدیک به اتصال جوش شیاری مخروطی، شکست میل مهار به صورت کاملاً ترد رخ داده است. بر اساس نتایج، اتصالات جوشی مورد بررسی از لحاظ مقاومتی توانایی تحمل نیروی گسیختگی میل مهارها را دارند و می توان اتصالات جوشی را در زنجیره انتقال نیرو در اتصالات کف ستون پیشنهادی به صورت الاستیک طراحی کرد و این اتصالات در حین بارگذاری الاستیک باقی می ماندند. اتصالات جوشی بر اساس ماکزیمم نیروی کششی میل مهارها طراحی شدند و در برابر این ظرفیت نهایی میل مهار، مقاومت کردند. بنابراین سختی و مقاومت بیش تری نسبت به میل مهار دارند. به همین دلیل در اتصالات کف ستون پیشنهادی نیز اتصالات جوشی زیر ورق کف ستون، مقاومت بیش تری نسبت به میل مهارها خواهند داشت.

بر اساس نتایج، هیچ شکستی در نیرویی کم تر از نیروی تسلیم میل مهارها رخ نداد و همه اتصالات جوشی الاستیک و نیرو-کنترل باقی ماندند. جهت جلوگیری از شکست میل مهار ناشی از حرارت جوشکاری در ناحیه HAZ توصیه می شود که عملیات پیش گرمایش و پس گرمایش برای جوشکاری اتصالات جوشی انجام شود. نتایج نمودارهای نیرو-جابجایی به دست آمده از روش همبستگی تصاویر دیجیتال با نمودارهای نیرو-جابجایی حاصل شده از دستگاه کشش، مطابقت زیادی داشتند. بنابراین از روش همبستگی تصاویر دیجیتال برای تعیین مقادیر کرنش اتصالات جوشی در حین بارگذاری و نوع شکست میل مهارها استفاده شد.

با توجه به ابعاد طراحی شده برای اتصالات جوشی، جوش شیاری مخروطی و جوش شیاری استوانه ای به دلیل مصرف زیاد فلز جوش، صرفه اقتصادی ندارند و فقط در موارد خاص توصیه به استفاده از این نوع اتصالات می شود. همچنین اتصالات جوش گوشه ویژه و جوش شیاری با نفوذ کامل به دلیل آماده سازی کم هزینه و مصرف کم تر فلز جوش، گزینه های مناسبی برای ایجاد اتصالات جوشی زیر ورق کف ستون نسبت به بقیه جوش ها هستند. در اتصالات پیشنهادی، قطر و تعداد میل مهارهای مصرفی نسبت به اتصالات متداول افزایش می یابند. اما الزاماً ضخامت ورق کف ستون به دلیل استفاده از میل مهارهای قطور افزایش نیافته و بر اساس معیار بحرانی خمش در ورق کف ستون طراحی می شود. البته با کاهش خروج از مرکزیت بین میل مهار و محور بال ستون، مقدار لنگر خمشی ایجاد شده در ورق کف ستون کاهش می یابد. اتصالات کف ستون پیشنهادی به دلیل نداشتن هزینه استفاده از

ورق‌های سخت‌کننده، عدم جوشکاری ورق‌ها، عدم نیاز به سوارخ‌کاری در اتصالات جوش گوشه ویژه و جوش شیباری با نفوذ کامل و عدم استفاده از بولت‌ها، از لحاظ اقتصادی نسبت به اتصالات متداول توجیه‌پذیر هستند.

#### ۶- تقدیر و تشکر

از جناب آقای مهندس حیدریان، مدیرعامل محترم شرکت آکام فولاد که در تهیه مصالح و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی نویسندگان را یاری رساندند صمیمانه تشکر می‌شود. همچنین از آقای مهندس محمود علی دانشجوی دکتری دانشگاه تهران که در به ثمر رساندن ارزیابی‌های عددی این پژوهش یاری رساندند تشکر ویژه‌ای می‌گردد.

- [16] Chen, C., Zhang, X., Zhao, M., Lee, CK., Fung, TC., and Chiew, SP. (2017), "Effects of welding on the tensile performance of high strength steel T-stub joints", *Journal of Structures* Feb 1 (Vol. 9, pp. 70-78). Elsevier.
- [17] Kamtekar, AG. (1982), "A new analysis of the strength of some simple fillet welded connections", *Journal of Constructional Steel Research*. Jan 1;2(2):33-45.
- [18] Nie, C., and Dong, P. (2012), "A traction stress based shear strength definition for fillet welds", *The Journal of Strain Analysis for Engineering Design*. Nov;47(8):562-75.
- [19] AWS-D1.4/D1.4M., (2018), *Structural Welding Code Steel Reinforcing Bars*. American Welding Society.
- [20] ACI 318., (2019), *Building code requirements for structural concrete and commentary*. American Concrete Institute.
- [21] AWS-D1.1/D1.1M., (2020) *Structural Welding Code-Steel*. American Welding Society
- [22] Ekstrom, MP. (2012), "Digital image processing techniques", Academic Press; Dec 2.
- [23] Pan, B., Xie, H., Wang, Z., Qian, K., and Wang, Z. (2008), "Study on subset size selection in digital image correlation for speckle patterns", *Optics express*. May 12;16(10):7037-48.
- [24] GOM Correlate. GOM—Precise Industrial 3D Metrology .Braunschweig, Germany. Available online: <https://www.gom.com/index.html>.
- [1] Romeo, R., Puntel, E., Pierobon, S., and Baldassino, N. (2023), "Component method applied to base plate connections of steel racks", *Journal of Constructional Steel Research*. Sep 1;208:107999.
- [2] Latour, M., and Rizzano, G. (2013), "Full strength design of column base connections accounting for random material variability", *Engineering Structures*. Mar 1;48:458-71.
- [3] Lim, WY., Lee, D., and You, YC. (2017), "Exposed column-base plate strong-axis connections for small-size steel construction", *Journal of Constructional Steel Research*. Oct 1;137:286-96.
- [4] Tremblay, R., Filiatrault, A., Timler, P., and Bruneau, M. (1995), "Performance of steel structures during the 1994 Northridge earthquake", *Canadian Journal of Civil Engineering*. Apr 1;22(2):338-60.
- [5] DeWolf J.T. (1982), "Column base plates", *Structural Engineering Practice*, 1(1), p. 39-51.
- [6] Lee, D., Goel, SC., and Stojadinovic, B. (2002), "Relative Strength Effects on Seismic Behavior of Column-Base Plate Connections under Weak Axis Bending", In *Proceedings of the Seventh US National Conference on Earthquake Engineering*, EERI, Boston, Massachusetts.
- [7] Gomez, I., Kanvinde, A., and Deierlein, GG. (2010), "Exposed column base connections subjected to axial compression and flexure", *AISC*, Chicago. Aug;257, p. 56-86.
- [8] Astaneh, A., Bergsma, G., and Shen, JH. (1992), "Behavior and design of base plates for gravity, wind and seismic loads", In *Proceedings of the national steel construction conference* Jun (pp. 209-214). Chicago, IL: AISC.
- [9] Fahmy, M. (2000), "Seismic behavior of moment-resisting steel column bases", *University of Michigan*.
- [10] Rodas, PT., Zareian, F., and Kanvinde, A. (2016), "Hysteretic model for exposed column-base connections", *Journal of Structural Engineering*. Dec 1;142(12):04016137.
- [11] Astaneh-Asl, A. (2008), "Seismic behavior and design of base plates in braced frames", *Steel TIPS*, Technical Information and Product Service, Structural Steel Educational Council.
- [12] AISC-360, (2016), *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction.
- [13] Eurocode 3, (2005), *Design of steel structures*, part 1-8: Design of joints.
- [14] Vakili, S.H., Mirghaderi, SR., Epackachi, S., Asgarpour, M., and Gharavi, A. (2022), "Numerical study on split base plate connection with concentric anchors between steel-plate composite wall and concrete basemat", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*. Aug 10;31(11): p.e1937.
- [15] Björk, T., Ahola, A., and Tuominen, N. (2018), "On the design of fillet welds made of ultra-high-strength steel", *Welding in the World*. Sep;62:985-95.

## مطالعه آزمایشگاهی اتصال صلب تیر به ستون پر شده با بتن با دیافراگم داخلی سخت شده

علیرضا حبیبی<sup>۱</sup>، نادر فنائی<sup>۲\*</sup>، شهریار شهبازپناهی<sup>۳</sup>

۱- دانش‌آموخته دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سنندج، سنندج

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، تهران

۳- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه آزاد اسلامی واحد سنندج، سنندج

\*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۶-۱۵۸۷۵، fanaie@kntu.ac.ir

### چکیده

ستون‌های CFT، گزینه‌ای مطلوب و اقتصادی برای طراحی ساختمان‌های با ارتفاع متوسط و بلند هستند. با این وجود، عدم امکان اجرای ورق پیوستگی داخلی مانند قاب‌های خمشی متداول به علت وجود بتن درون مقطع ستون فولادی، باعث ضعیف شدن چشمه اتصال خواهد شد. در اثر سوراخ‌کاری ورق پیوستگی، توزیع تنش در این ورق نسبت به حالت بدون سوراخ، تغییر کرده و مقاومت و سختی آن کاهش می‌یابد. روش پیشنهادی در این مطالعه جهت بهبود ضعف ناشی از سوراخ‌کاری در ورق پیوستگی، تقویت ورق‌های پیوستگی با گلمیخ است تا قسمتی از نیروی بسیار زیاد ورق پیوستگی به بتن منتقل گردد. جهت بررسی اثر تقویت انجام‌شده روی ورق پیوستگی، دو نمونه اتصال صلب تیر I شکل به ستون CFT با مقیاس کامل، تحت بار چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته است. در بخش دیگر با استفاده از روش اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس، نمونه‌های آزمایشگاهی مدل‌سازی و تحلیل شده است. نتایج نشان داد استفاده از تقویت گلمیخ باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال و انرژی تلف‌شده تجمعی به میزان ۷٪ و ۴٪ نسبت به حالت ورق پیوستگی بدون تقویت می‌شود. به علاوه این تقویت باعث جابه‌جایی محل متناظر شاخص گسیختگی حداکثر، از لبه بیرونی بال‌های تیر، به اندازه ۲۰ درصد عرض بال، به سمت محور طولی تیر خواهد شد. اتصال پیشنهادی با ورق پیوستگی تقویت‌شده، شرایط استفاده در قاب‌های خمشی متوسط در مناطق لرزه‌ای را دارا است.

### واژگان کلیدی

ستون فولادی پر شده با بتن، دیافراگم داخلی، دیافراگم داخلی تقویت‌شده، اتصال صلب، اتصال خمشی

## Experimental Study of Rigid Connection of Beam to Concrete-Filled Tube Column with Stiffened Internal Diaphragm

A. Habibi, N. Fanaie, S. Shahbazpanahi

### Abstract

Concrete-filled tube (CFT) columns are a favorable and economical option for designing mid-height and tall buildings. However, using internal continuity plates in conventional moment frames will weaken the panel zone since infill concrete is present inside the steel tube column. Due to perforation of the continuity plate, stress distribution in this plate changes, and its strength and stiffness decrease. The proposed method in this study is aimed to strengthen the continuity plates with shear stud so as to transfer a part of the high force of continuity plates to the concrete. In this regard, two different full-scale specimens of rigid connections of I-shaped beam to CFT column were tested under cyclic loading. In the other part, using the finite element method in Abaqus software, the experimental specimens were modeled and analyzed. As a result of the stiffening of the continuity plates, the connection's bending capacity and cumulative dissipated energy increased by 7% and 4%, respectively. Additionally, the stiffening moved the highest rupture index by approximately 20% of the beam flange width from the outer edge of the flanges of the beam to the longitudinal axis of the beam. The proposed connection was approved for use in seismic zones' intermediate moment frames.

### Keywords

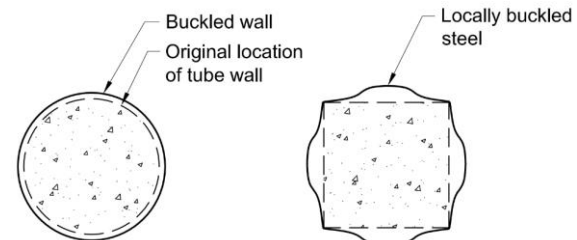
Concrete-Filled Steel Tube (CFT), Internal Diaphragm, Stiffened Internal Diaphragm, Rigid Connection, Moment Connection

## ۱- مقدمه و تاریخچه تحقیق

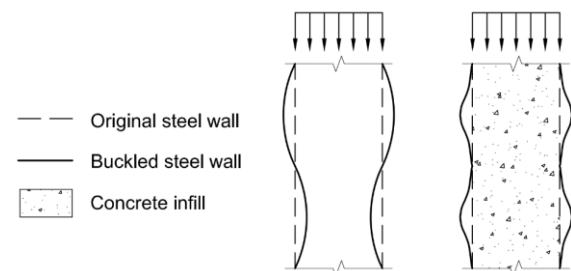
ستون‌های پر شده با بتن (CFT)<sup>۱</sup> دارای خصوصیات عالی از قبیل ظرفیت باربری بالا در فشار، خمش، برش و پیچش هستند. همچنین دارای ظرفیت جذب انرژی بالا و شکل‌پذیری مناسب بوده و برای استفاده در مناطق لرزه‌خیز گزینه مناسبی می‌باشند. این ستون‌ها به علت وجود قوطی فولادی نیاز به قالب‌بندی نداشته و از نظر اجرایی سرعت ساخت بالایی دارند. همچنین نسبت به ستون‌های بتنی و فولادی اقتصادی‌تر هستند [۱-۳].

در این ستون‌ها جداره فولادی، برای هسته بتنی محصورشدگی<sup>۲</sup> ایجاد نموده و در نتیجه باعث افزایش مقاومت فشاری و شکل‌پذیری آن می‌گردد. جداره با مقطع دایروی بیش‌ترین محصورشدگی را برای بتن تأمین می‌نماید. ولی استفاده از اعضای با جداره مربعی و یا مستطیلی به دلیل سهولت در اجرای اتصال تیر به ستون و دارابودن مقاومت خمشی مناسب به صورت روزافزون در حال گسترش است [۴].

همان‌طور که در شکل‌های (۱) و (۲) مشاهده می‌شود در ستون‌های CFT، بتن داخل مقطع مانند تکیه‌گاه جانبی سرتاسری از کمانش جداره فولادی به سمت داخل جلوگیری نموده و باعث تأخیر در کمانش موضعی<sup>۳</sup> مقطع فولادی می‌شود. بنابراین می‌توان از مقادیر عرض به ضخامت بیش‌تری برای جداره فولادی نسبت به مقاطع فولادی تنها، استفاده نمود [۵].



شکل ۱- حالت کمانش موضعی مقطع فولادی پر شده با بتن [۵]



شکل ۲- تغییر حالت کمانش موضعی جداره فولادی در طول ستون

به علت وجود بتن [۵]

برای کنترل تغییر مکان قاب‌های خمشی، استفاده از ستون‌های CFT می‌تواند باعث افزایش سختی قاب‌ها و کاهش تغییر مکان ساختمان گردد. با این حال، به علت بتن‌ریزی در داخل ستون‌های CFT اجرای ورق پیوستگی بسیار مشکل است [۶]. در اتصالات صلب<sup>۴</sup> ورق‌های پیوستگی<sup>۵</sup> برای توزیع یکنواخت نیرو و جلوگیری از ناپایداری‌های موضعی اجزای ستون در داخل ستون به کار می‌روند و ضعف در عملکرد آن‌ها می‌تواند مشکلاتی را در رفتار اتصال ایجاد نماید.

ناحیه اتصال تیر به ستون در قاب‌های خمشی، مهم‌ترین بخش سازه را تشکیل می‌دهد که رفتار آن مستقیماً در رفتار کل سازه تأثیرگذار است. مطابق ضوابط آیین‌نامه، اتصال صلب باید بتواند لنگر مورد انتظار تیر را به ستون منتقل نموده و علاوه بر تأمین صلیبت اولیه، ظرفیت تحمل دوران ناشی از جابه‌جایی نسبی طبقات را در محدوده غیرارتجاعی داشته باشد. نقش اصلی اتصالات، انتقال نیروهای بین اعضا و حفظ یکپارچگی سازه تحت بارهای وارده است. بخشی از اتصال ممکن است در اثر نیروهای ناشی از بارها، وارد ناحیه غیرخطی شده و حتی احتمال بازتوزیع نیروها در سطح بار سرویس نیز وجود خواهد داشت. بسیاری از شکست‌های سازه‌ای، به دلیل عدم توجه به رفتار اتصال و طراحی آن و یا مشکلات اجرایی در اتصالات رخ داده است. در مواقعی که اتصالات ساده تیر به ستون مختلط، طراحی شده باشد، اصول محاسباتی و مدهای شکست تفاوت عمده‌ای با ستون‌های توخالی ندارد، اما اجرای اتصالات صلب با مشکلاتی مواجه است. برای حفظ عملکرد مناسب اتصالات صلب، شکل‌پذیری در محل اتصال الزامی است. در اتصالات صلب تیر به ستون‌های CFT به علت وجود بتن درون مقطع ستون، نمی‌توان ورق پیوستگی را اجرا کرد و این موضوع باعث ضعف در محل چشمه اتصال می‌شود [۷].

**جهانبختی و همکاران [۸]** امکان حذف ورق‌های پیوستگی در اتصالات صلب تیر I شکل به ستون قوطی را به روش تئوری و آزمایشگاهی بررسی نمودند. آن‌ها با فرض حذف ورق‌های پیوستگی و با روش‌های تئوری ضخامت بال و جان ستون را در ناحیه اتصال تعیین کردند و نمونه‌های آزمایشگاهی با مقیاس کامل را تحت بارگذاری چرخه‌ای قرار دادند. نتایج نشان داد که این نوع اتصال می‌تواند ضوابط قاب‌های خمشی ویژه آیین‌نامه AISC 341-16 را برآورده سازد [۹].

<sup>4</sup> Rigid Connection

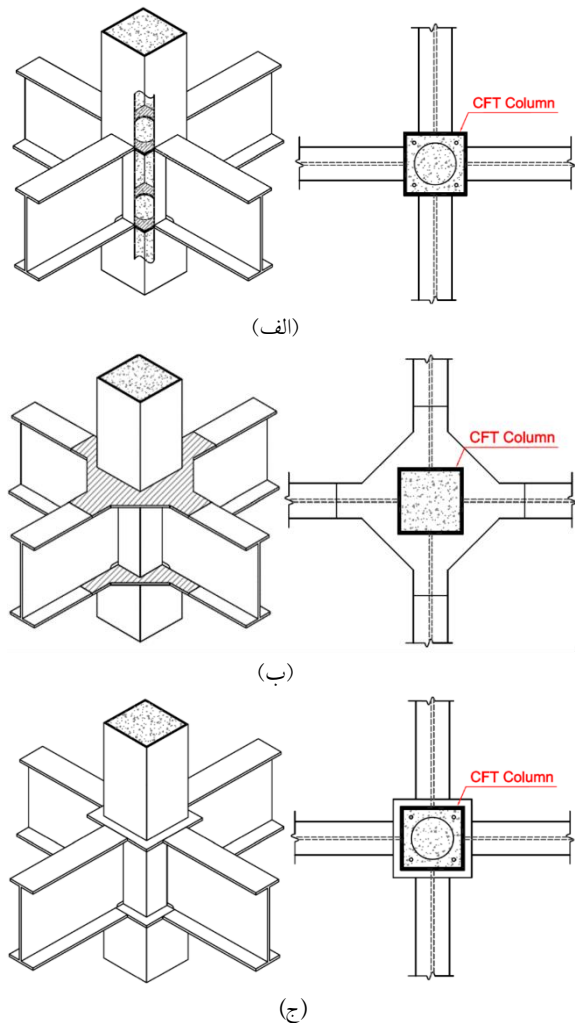
<sup>5</sup> Continuity Plate

<sup>1</sup> Concrete Filled Tube

<sup>2</sup> Confinement

<sup>3</sup> Local Buckling

شده و وجه چهارم ستون به سه قسمت تقسیم و جوشکاری آن انجام می‌گردد و یا می‌توان از جوشکاری الکترواسلگ<sup>۲</sup> برای جوش وجه چهارم دیافراگم به ستون استفاده نمود [۱۴].



شکل ۳- انواع سخت‌کننده‌های ستون‌های پر شده با بتن

الف- دیافراگم داخلی ب- دیافراگم خارجی

ج- دیافراگم عبوری [۱۱]

دونگ<sup>۳</sup> و همکاران [۱۵] با روش‌های آزمایشگاهی، تئوری و نرم‌افزار اجزای محدود، اتصالات صلب تیر به ستون قوطی شکل را با و بدون بتن پرکننده بررسی کردند و با استفاده از تئوری خطوط گسیختگی و روابط کار مجازی، رابطه‌ای برای طراحی ضخامت دیافراگم داخلی ارائه نمودند. آن‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی و عددی، فقط اتصال ورق کششی بال تیر به ستون را در نظر گرفتند. نتایج این مطالعه نشان داد که مقاومت اتصال تیر به ستون CFT در حدود ۲۳ الی ۲۹ درصد نسبت به ستون قوطی شکل، بیش تر است. با توجه به نتایج آزمایشگاهی مشاهده شد که تسلیم اولیه در ورق

حسینی و رهنورد [۱۰] برای حذف ورق‌های پیوستگی از اتصال یقه‌ای برای اتصال صلب تیر به ستون‌های قوطی استفاده نمودند. آن‌ها ۱۸ نمونه با اتصال یقه‌ای را به روش اجزای محدود با نرم‌افزار آباکوس<sup>۱</sup> تحت بارگذاری چرخه‌ای بررسی نمودند. نتایج نشان داد که اتصالات یقه‌ای بلند می‌تواند برای قاب‌های خمشی ویژه استفاده گردد. به‌علاوه اتصالات یقه‌ای بلند با تیرهای عمیق رفتار مناسبی داشته و بیش‌تر از ۰/۰۴ رادیان دوران را تحمل نمودند. ستون‌ها در انتهای بارگذاری بدون هرگونه کمناش موضعی و پلاستیک قابل ملاحظه‌ای باقی ماندند.

همچنین مشاهده شد که در تمام نمونه‌ها رفتار چشمه اتصال به‌صورت الاستیک بوده و دوران چشمه اتصال حدوداً ۱ الی ۲ درصد دوران کل اتصال بود؛ و همین‌طور اتصال یقه‌ای بلند دارای سختی مناسبی بوده و حداقل ضوابط آیین‌نامه جهت اتصالات صلب را برآورده نمود [۱۰].

در ستون‌های CFT با توجه به پر شدن جداره فولادی با بتن، امکان استفاده از ورق پیوستگی شبیه ستون‌های قوطی فولادی وجود ندارد و نیاز به روش دیگری جهت طرح اتصال تیر به ستون است که رایج‌ترین آن‌ها مطابق شکل (۳) هستند [۱۱].

در هر سه حالت شکل (۳)، دیافراگم‌ها در محل تماس با جداره ستون با جوش شیاری با نفوذ کامل یا جوش گوشه متصل شده و ضخامت آن‌ها معمولاً برابر ضخامت بال تیر است. دیافراگم عبوری داخلی دارای یک سوراخ برای عبور بتن بوده و گاهی سوراخ‌های هواگیر نیز برای عمل‌آوری بهتر بتن در آن ایجاد می‌شود که مطابق استاندارد چین توصیه شده است که قطر این سوراخ‌ها جهت خروج هوای محبوس بتن حداقل ۲۵ میلی‌متر باشد [۱۲ و ۱۳].

در آمریکا و ژاپن استفاده از دیافراگم داخلی به‌دلیل سهولت اجرا، کاهش پاس‌های جوشکاری و فولاد مصرفی رایج است. این نوع دیافراگم معمولاً برای ساختمان‌های بلندمرتبه با ستون‌های قوطی شکل استفاده می‌شود و بازشوی سوراخ دیافراگم باید به اندازه‌ای باشد که لوله پمپ بتواند از داخل آن عبور نموده و بتن به‌صورت کامل داخل ستون و چشمه اتصال را پر کند.

دیافراگم داخلی برای ستون‌های با ابعاد خیلی بزرگ که جوشکار می‌تواند به داخل ستون رفته و جوش‌های ورق پیوستگی به ستون را اجرا نماید بسیار کاربردی و اقتصادی است. برای ستون‌های کوچک‌تر، دیافراگم داخلی به سه وجه ستون جوش

<sup>۲</sup> Electroslag Welding

<sup>۳</sup> Doung

<sup>۱</sup> Abaqus

دیافراگم و یا ورق بال در محل جوش رخ داد و سپس با جاری شدن بال ستون ادامه یافت. تمرکز تنش در محل اتصال بال تیر به ستون می‌تواند موجب گسیختگی بال ستون شده و ترک‌ها معمولاً در امتداد جوش روی بال ستون اتفاق می‌افتد. عملکرد اتصال تحت بارگذاری چرخه‌ای نشان داد که تیرها در دوران نسبی حدود ۰/۷ درصد و قبل از دیافراگم و بال‌های ستون وارد ناحیه پلاستیک می‌گردند در حالی که دیافراگم و بال ستون تا دوران نسبی حدود ۲ درصد، رفتار الاستیک دارند.

**دونگ و ساساکی<sup>۱</sup> [۱۶]** با مطالعه تحلیلی و عددی اتصال صلب تیر به ستون قوطی با دیافراگم داخلی با سوراخ دایره‌ای نتیجه گرفتند که هر چه ابعاد دیافراگم و یا ستون بزرگ‌تر باشد، عملکرد اتصال بهبود می‌یابد. همچنین ضخامت، قطر و شکل سوراخ دیافراگم مهم‌ترین نقش را در تغییر مقاومت اتصال دارد. **یعقوبی‌زاده و فنائی<sup>۱۷</sup> [۱۷]** در تحلیل اتصالات صلب با دیافراگم داخلی به روش اجزای محدود نشان دادند که دیافراگم داخلی با سوراخ دایروی به علت توزیع بهتر تنش، گزینه بهتری نسبت به شکل‌های دیگر سوراخ‌کاری است. نتایج تحلیل با نرم‌افزار آباکوس نشان داد سوراخ مربعی شکل باعث کاهش مقاومت و سختی چشمه اتصال به میزان ۱۰ درصد در مقایسه با سوراخ دایروی و ۵ درصد نسبت به سوراخ لوزی شکل، می‌شود. آن‌ها پیشنهاد دادند که برای دستیابی به سختی و مقاومت مورد نیاز، حداکثر نسبت بعد سوراخ به عرض دیافراگم داخلی از مقدار ۰/۵ تجاوز نکند. نتایج نشان داد در صورت عدم امکان استفاده از دیافراگم داخلی با سوراخ دایروی، این امکان وجود دارد تا از شکل لوزی استفاده شود. رفتار شکل لوزی به رفتار شکل دایروی نزدیک است و میزان کاهش مقاومت آن حداکثر ۵ درصد به نسبت نمونه دایروی با قطر و ضخامت مشابه است.

**یو<sup>۲</sup> و همکاران [۱۸]** به روش اجزای محدود غیرخطی با نرم‌افزار آنسیس<sup>۳</sup> و روابط کار مجازی، تغییر شکل خارج از صفحه اتصال مستقیم تیر به ستون CFT با دیافراگم‌های داخلی و عبوری را بررسی نمودند. نتایج نشان داد که اثرات پواسون و انعطاف‌پذیری بال ستون می‌تواند باعث تغییر در الگوی انتقال نیرو در ناحیه اتصال تیر به ستون و کاهش توانایی انتقال لنگر در جان تیر شود که منجر به تقاضای تنش هیدرواستاتیک زیاد در بال تیر می‌شود. سپس به روش خطوط تسلیم رابطه‌ای برای محاسبه

ظرفیت خمشی اتصال استخراج گردید و با نتایج تحقیقات آزمایشگاهی قبلی مقایسه شد.

این مطالعه نشان داد با افزایش ضخامت دیافراگم داخلی و حذف سوراخ دسترسی جوش شیاری با نفوذ کامل، سختی و مقاومت اتصال افزایش می‌یابد. وجود سوراخ دسترسی جوش در جان تیر، علاوه بر کاهش مقطع تیر، باعث ایجاد ناپوستگی در تیر می‌شود.

اتصال با دیافراگم داخلی، تداخلی با اتصالات تیر ندارد. با توجه به نیروی زیاد ناشی از لنگر اتصال که به دیافراگم وارد می‌شود تمرکز تنش در اطراف سوراخ در ورق افزایش می‌یابد و می‌بایست به روشی این دیافراگم تقویت گردد. بالابردن ضخامت ورق دیافراگم و یا کم کردن قطر سوراخ می‌تواند توزیع تنش را بهتر نماید، اما افزایش ضخامت این ورق باعث بالارفتن حجم جوشکاری، افزایش تنش‌های پسماند و امکان تغییر شکل جداره ستون می‌گردد. کم کردن قطر سوراخ نیز مشکلاتی جهت عبور بتن ایجاد کرده و احتمال کرموشدن بتن در ناحیه اتصال افزایش می‌یابد. سخت‌کننده‌هایی که در چشمه اتصال و بیرون از سطح مقطع ستون تعبیه شده و امکان انتقال نیروی اعمالی از تیر به ستون را در سطحی گسترده‌تر فراهم می‌کنند، تحت عنوان دیافراگم خارجی شناخته می‌شوند. این دیافراگم‌ها به علت وجود فضای نسبتاً کافی و در دسترس، تنوع بسیاری به نسبت سایر روش‌ها دارند و از جمله آن‌ها می‌توان به لچکی‌های جوشی، لچکی‌های ریخته‌گری شده، سخت‌کننده‌های T شکل، نشی شکل و... اشاره کرد. با توجه به شکل (۳-ب) مشاهده می‌شود که در اتصالات با دیافراگم خارجی، هیچ مانعی برای عبور بتن در ناحیه چشمه اتصال ستون وجود ندارد و از ورق‌های محاط بر ستون در راستای بال‌های تیر متصل استفاده شده است. مشکلات استفاده از این سیستم، لزوم یکسان بودن ارتفاع جان تیرها در چهار طرف اتصال، نیاز به جوش شیاری با نفوذ کامل در کارگاه، خطوط جوش زیاد، جوشکاری در ناحیه ضعیف ستون، کاهش فضای بازشوی آسانسور و در کل کاهش فضای مفید پلان ساختمان به دلیل امکان اجرای ورق دیافراگم خارجی و رعایت درز انقطاع در اتصالات تیر به ستون کناری و یا گوشه‌ای است.

سخت‌کننده برای انتقال مناسب نیروها از تیر به ستون است، اما باعث تمرکز تنش در جداره خارجی ستون می‌شود. هندسه مناسب سخت‌کننده در توزیع نیرو اهمیت زیادی دارند. در

<sup>1</sup> Sasaki

<sup>2</sup> Yu

<sup>3</sup> Ansys



استاندارد سازه ژاپن روش‌های محاسبه مقاومت چشمه اتصال برای این اتصال ذکر شده است. اتصالاتی که در آن شاه‌تیرها به جداره ستون جوش می‌شوند برای اتصالات ساده مناسب هستند. برای اتصالات خمشی این روش اتصال می‌تواند باعث ایجاد تغییرشکل‌های زیادی در جداره فولادی ستون و حتی گسیختگی آن گردد [۱۹].

بررسی آزمایشگاهی سخت‌کننده‌های داخلی و خارجی در رفتار لرزه‌ای اتصالات صلب تیر به ستون‌های قوطی و GFT نشان داد که نمونه‌های با سخت‌کننده‌های خارجی می‌توانند رفتار لرزه‌ای مناسبی داشته باشند. این نوع اتصال باعث دورشدن مفصل پلاستیک از جداره ستون و کاهش احتمال پارگی آن در محل اتصال می‌شود [۷].

اتصالات با دیافراگم‌های خارجی عمدتاً در دانشگاه کوبه مورد مطالعه قرار گرفته است. فرمول‌های طراحی برای این اتصالات در توصیه‌های انجمن معماری ژاپن در سال ۱۹۹۰ گنجانده شده است که برای ستون با مقطع لوله و قوطی قابل اجرا هستند. روابط طراحی بر اساس مطالعات کامبا<sup>۱</sup> و همکاران (۱۹۸۳) و تابوچی<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۸۵) می‌باشد [۲۰].

در اجرای دیافراگم عبوری که در شکل (۳-ج) نشان داده شده است، ستون به سه قسمت بالایی، پایینی و ناحیه اتصال تقسیم می‌شود و هر قسمت با جوش گوشه و یا جوش نفوذ کامل به ورق دیافراگم متصل می‌گردد؛ لذا این نوع اتصال نیاز به برش ستون در محل اتصال و جوشکاری زیاد در این ناحیه، خواهد داشت که منجر به بالا رفتن زمان و هزینه ساخت می‌شود.

مهم‌ترین مزیت اتصال با دیافراگم عبوری، انتقال نیروی محوری بال تیر به صورت مستقیم و در ساده‌ترین مسیر به جان‌های ستون است. این نوع دیافراگم متداول‌ترین گزینه اجرا در کشور ژاپن است. لازم به ذکر است که پیمانکاران ژاپنی پشتوانه‌های اجرائی، خصوصاً جوشکاری رباتیک را که برای اجرای سریع این‌گونه اتصال مناسب است، فراهم نموده‌اند؛ لذا استفاده از این‌گونه اتصالات در هر کشوری نیاز به بررسی بیش‌تر باتوجه به امکانات اجرائی آن کشور است.

نوعی دیگر از اتصالات برای این ستون‌ها، اتصال با ورق عبوری قائم است که این اتصال با مکانیسم انتقال بار جدید، اتصالی صلب بین تیر فولادی و ستون GFT ایجاد می‌کند که با

اتصالات قبلی متفاوت است [۲۱ و ۲۲]. در این اتصال ورق عبوری قائم، نیروها را به‌طور کامل منتقل می‌کند که این انتقال نیرو به‌صورت درون‌صفحه صورت گرفته و اکثر جوش‌ها موازی با محور خود بارگذاری می‌شوند. در آزمایش‌های انجام‌شده هیچ شکستی در جوش‌ها مشاهده نشده است و این نوع اتصال می‌تواند ضوابط اتصالات قاب خمشی ویژه در آیین‌نامه AISC 341-16 را برآورده نماید [۲۲ و ۲۳].

در این اتصالات ورق‌های قائم می‌تواند موانعی را برای معماری ساختمان بر روی کف و زیر سقف در محل اتصال ایجاد کرده و از طرفی اجرای این نوع اتصال نیز جهت برش‌کاری ستون و عبور ورق قائم دارای پیچیدگی بسیار زیادی است.

تمرکز این تحقیق بر روی اتصال صلب تیر فولادی به ستون CFT با دیافراگم داخلی است که جهت تقویت ورق دیافراگم به علت ضعف ناشی از سوراخ‌کاری و انتقال قسمتی از نیروی بسیار زیاد این ورق به بتن از گلمیخ استفاده شده است. سپس با انجام دو تست آزمایشگاهی با مقیاس کامل، نتایج منحنی‌های هیستریزس، مدهای گسیختگی اتصال و... بررسی شده است. نهایتاً تحلیل اجزای محدود نمونه‌های آزمایشگاهی با نرم‌افزار آباکوس [۲۴]، انجام شده و منحنی‌های هیستریزس و شاخص گسیختگی ارائه گردیده است. همچنین وضعیت تنش‌ها و تغییرشکل‌های این مدل‌ها در لحظه گسیختگی نمونه‌های آزمایشگاهی بررسی و با آن‌ها مقایسه شده است.

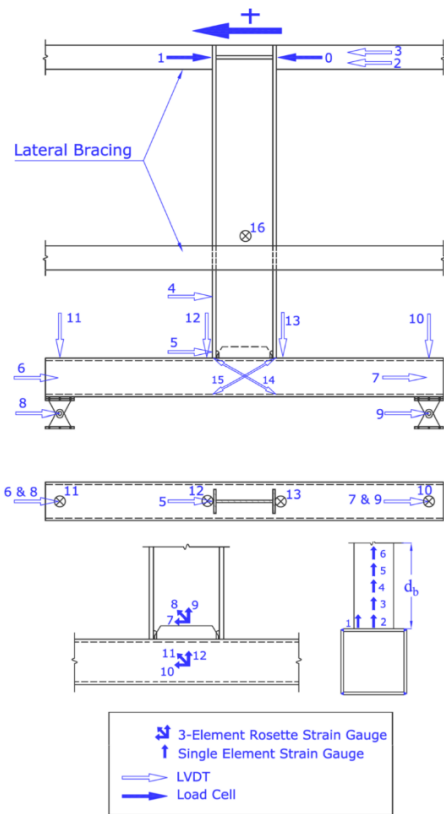
## ۲- برنامه آزمایشگاهی

نمونه‌های آزمایشگاهی باید حتی‌المقدور شرایطی را که در هنگام زلزله در سازه ایجاد می‌شود بازسازی نماید. با توجه به شکل‌های (۴) و (۵) مشاهده می‌شود، در صورتی که قاب خمشی تحت بارگذاری جانبی قرار گیرد و مقدار بار ثقلی روی تیرها در مقایسه با بار جانبی ناچیز باشد، نقاط عطف لنگر خمشی در وسط تیرها و ستون‌ها تشکیل می‌شود؛ لذا با توجه به صفربودن لنگر خمشی در نقاط عطف، زیرسازه می‌تواند از این نقاط استخراج گردد. مطابق آیین‌نامه برای آزمایش اتصال در یک گره خارجی، نمونه آزمایشگاهی و بارگذاری مطابق شکل (۶) است.

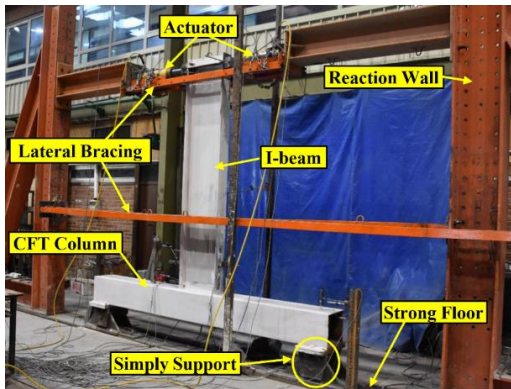
<sup>1</sup> Kamba

<sup>2</sup> Tabuchi

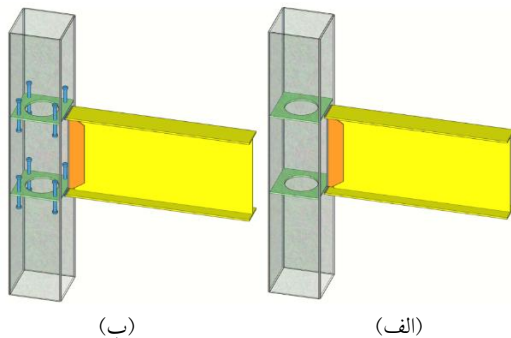




شکل ۷- محل‌های نصب کرنش‌سنج و تغییر مکان‌سنج‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی



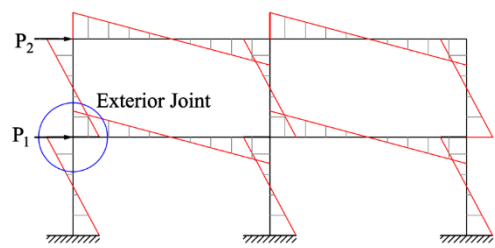
شکل ۸- پیکربندی نمونه‌های اتصال در آزمایشگاه



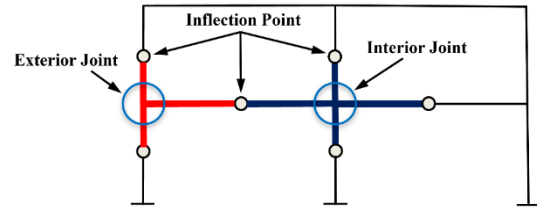
شکل ۹- شماتیک نمونه با

الف- دیافراگم داخلی (PCP)

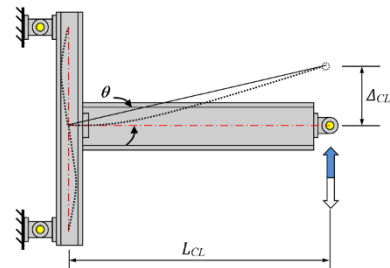
ب- دیافراگم داخلی تقویت‌شده با گلمیخ (PCPS)



شکل ۴- دیاگرام لنگر قاب خمشی تحت بارهای جانبی



شکل ۵- نقطه عطف لنگر خمشی در قاب



شکل ۶- نمونه اتصال آزمایشگاهی برای گره خارجی قاب خمشی

## ۲-۱- مدل آزمایشگاهی

مدل‌های آزمایشگاهی این تحقیق شامل دو نمونه اتصال صلب تیر به ستون CFT هستند. جهت اتصال تیر به ستون از یکی از اتصالات از پیش تأییدشده آیین‌نامه AISC 358-10 جهت طراحی لرزه‌ای با نام WUF-W استفاده شده است. در این نوع اتصال بال‌های تیر، جان تیر و ورق تکی داخل جان به صورت مستقیم توسط جوش شیاری با نفوذ کامل به ستون متصل می‌شوند [۲۵]. مقاطع استفاده‌شده برای تیرها و ستون‌ها مربوط به یک ساختمان ۱۵ طبقه فولادی با قاب خمشی ویژه می‌باشد که یکی از گره‌های کناری جهت مطالعه در نظر گرفته شده است.

در شکل (۷) محل نصب کرنش‌سنج‌ها و محل‌های LVDT جهت اندازه‌گیری تغییر مکان نقاط در حین بارگذاری و در شکل (۸) پیکربندی آزمایش و محل اعمال بار جک هیدرولیکی مشاهده می‌شود.

در شکل (۹) شماتیک اتصالات نمونه‌های آزمایشگاهی این تحقیق نشان داده شده است.

## ۲-۲- مشخصات نمونه‌ها

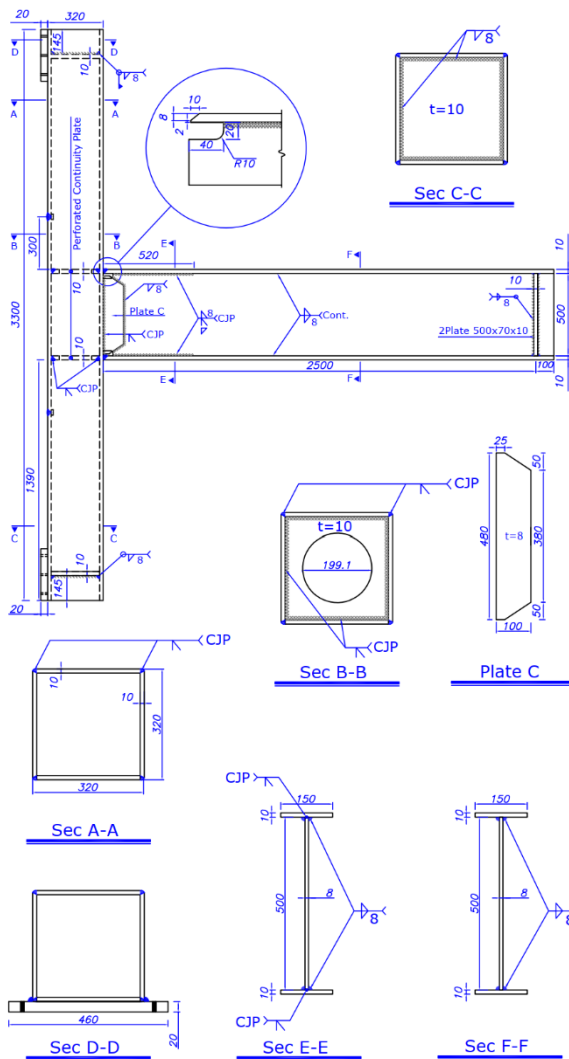
نمونه‌های آزمایشگاهی شامل دو نمونه با مقیاس کامل با دیافراگم داخلی هستند که مقطع ستون قوطی شکل و تیر I شکل در هر دو نمونه، با استفاده از ورق ساخته شده است. تمامی ورق‌ها تحت آزمایش کشش قرار گرفته و خواص مصالح در جدول‌های (۱) و (۲) آمده است.

جدول ۱- نتایج آزمایش کشش ورق‌های فولادی

محل	ضخامت (mm)	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	Elongation (%)
جان تیر	۸	۳۰۷/۶	۴۸۱/۸	۳۵
بال تیر	۱۰	۳۰۴/۸	۴۲۵/۶	۲۹
ستون و دیافراگم	۱۰	۲۸۹/۲	۴۱۲/۶	۳۲

جدول ۲- مشخصات گلمیخ استفاده شده در نمونه‌ها

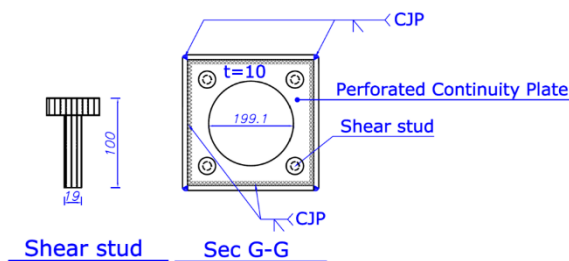
طول (mm)	قطر (mm)	$F_y$ (MPa)	$F_u$ (MPa)	Elongation (%)
۱۰۰	۱۹	۳۴۵	۴۲۰	۲۰



شکل ۱۰- جزئیات نقشه‌های اجرایی نمونه ۱ (PCP)

کلیه واحدها میلی‌متر است

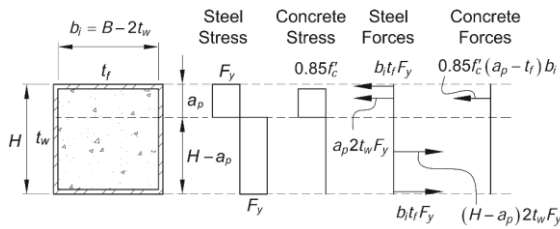
نقشه‌های اجرایی نمونه ۲ (PCPS) شبیه شکل (۱۰) می‌باشد و فقط بر روی هر ورق پیوستگی ۸ گلمیخ متصل شده است. لذا به جای مقطع B-B در شکل (۱۰)، از مقطع G-G در شکل (۱۱) استفاده شده است.



شکل ۱۱- جزئیات گلمیخ و نحوه اتصال در نمونه ۲ (PCPS)

کلیه واحدها میلی‌متر است

$$+ \left( (H - a_p) \cdot 2t_w F_y \right) \left( \frac{H - a_p}{2} \right) + b_i t_f F_y \left( H - a_p - \frac{t_f}{2} \right) = 485.26 \text{ kN.m} \quad (3)$$



شکل ۱۲- نحوه محاسبه لنگر خمشی پلاستیک مقطع مختلط

پرشده با بتن برای مقاطع فشرده

با استفاده از رابطه (۴) می‌توان نیروی مورد نیاز جک را تخمین زد و با ظرفیت جک هیدرولیکی در آزمایشگاه مقایسه نمود. این کار برای اطمینان از رسیدن اتصال به ظرفیت نهایی خود تحت بارگذاری انجام شد. لازم به ذکر است نیروی جک ( $P$ ) با مقدار نیروی برشی تیر ( $V_b$ ) برابر است.

$$M_{pr} = 541.76 = P \times 2.5 \Rightarrow P = V_b = 216.7 \text{ kN} \quad (4)$$

با توجه به این که در حین آزمایش به ستون نیروی محوری وارد نمی‌شود، خواهیم داشت:

$$\sum M_{pc}^* = 2 \times M_{pc} = 970.52 \text{ kN.m} \quad (5)$$

$$\sum M_{pb}^* = M_{pb}^* = M_{pr} + V_b \left( S_h + \frac{d_c}{2} \right) = 576.43 \text{ kN.m} \quad (6)$$

$$\frac{\sum M_{pc}^*}{\sum M_{pb}^*} = \frac{970.52}{576.43} = 1.68 > 1 \quad (7)$$

که در روابط فوق

$\sum M_{pc}^*$ : مجموع لنگرهای خمشی ستون‌های بالا و پایین گره اتصال در امتداد مورد نظر است.

$\sum M_{pb}^*$ : مجموع لنگرهای خمشی مورد انتظار تیرها در گره اتصال نسبت به راستای مورد نظر، که در محور ستون محاسبه می‌شود.

$S_h$ : فاصله بر ستون تا مفصل پلاستیک که در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) این فاصله برابر صفر است.

$d_c$ : بعد ستون در راستای خمش است.

لازم به ذکر است کنترل نسبت‌های پهنا به ضخامت در اجزای فشاری اعضای با شکل‌پذیری زیاد برای اجزای تیر و ستون، برش چشمه اتصال، برش ایجادشده داخل تیر تحت اثر نیروی حداکثر جک و کنترل فواصل مهار جانبی تیر برای جلوگیری از کماتش پیچشی-جانبی، قبل از رسیدن تیر به حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل مفصل پلاستیک انجام شده است [9].

برای جوشکاری کلیه جوش‌های شیاری با نفوذ کامل از الکتروود E7018 استفاده شده است؛ این موضوع به این جهت است که اتصالات در حین بارگذاری از ناحیه جوش آسیب نیندند و رفتار ورق دیافراگم در حین سیکل‌های رفت و برگشت قابل‌بررسی دقیق‌تری باشد.

با توجه به ارتفاع حدود ۳ متر ستون‌ها در نمونه‌ها، برای بتن‌ریزی امکان ویریه بتن جهت تراکم مناسب و خروج حباب هوا از داخل بتن با ویراتور سوزنی وجود نداشت و لذا از بتن خود متراکم (SCC)<sup>۱</sup> که بدون نیاز به ویریه می‌تواند کل فضای داخل ستون را پر نماید استفاده شده است.

مقاومت فشاری ۲۸ روزه نمونه استوانه‌ای بتن ( $f'_c$ ) برابر ۵۰ مگاپاسکال و مقاومت کششی نمونه‌ها از نتیجه آزمایش تست برزیلی برابر ۴/۳ مگاپاسکال به دست آمد [۲۶].

### ۲-۳- کنترل ضوابط آیین‌نامه

یکی از پارامترهای مؤثر در تعیین نسبت ابعادی تیر و ستون در قاب‌های خمشی ویژه، رعایت ضابطه ستون قوی-تیر ضعیف<sup>۲</sup> طبق ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16 است که می‌بایست در طراحی و ساخت نمونه‌های آزمایشگاهی رعایت گردد.

با توجه به مشخص بودن نتایج تست کشش ورق‌های فولادی نمونه‌های آزمایشگاهی که در جدول (۱) نشان داده شده است، در روابط آیین‌نامه در این بخش، به جای ( $R_y F_y$ ) از مقدار ( $F_y$ ) جدول (۱) استفاده می‌شود.

با ملاحظه مشخصات ابعادی مقاطع تیر و ستون در شکل (۱۰)، حداکثر لنگر خمشی محتمل در محل تشکیل مفصل پلاستیک در تیر ( $M_{pr}$ ) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$M_{pr} = C_{pr} R_y b M_{pb} = C_{pr} R_y b Z_b F_y \quad (1) \\ = 1.4 \times (2 \times 150 \times 10 \times 255 \times 304.8 + 2 \times 250 \times 8 \times 125 \times 307.6) \\ = 541.76 \text{ kN.m}$$

در رابطه فوق مقدار ( $C_{pr}$ ) در اتصال گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) که در این تحقیق استفاده شده برابر ۱/۴ است و ( $Z_b$ ) اساس مقطع پلاستیک تیر است.

برای محاسبه محل محور خنثی ( $a_p$ ) و لنگر پلاستیک ستون ( $M_{pc}$ ) با توجه به شکل (۱۲) خواهیم داشت:

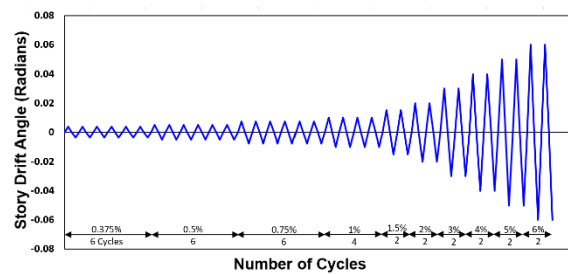
$$a_p = \frac{2F_y H t_w + 0.85f'_c b_i t_f}{4t_w F_y + 0.85f'_c b_i} = 81.35 \text{ mm} \quad (2) \\ M_{pc} = (a_p \cdot 2t_w F_y) \left( \frac{a_p}{2} \right) + b_i t_f F_y \left( a_p - \frac{t_f}{2} \right) + (0.85f'_c (a_p - t_f) b_i) \left( \frac{a_p - t_f}{2} \right)$$

<sup>1</sup> Self Compacting Concrete

<sup>2</sup> Strong Column-Weak Beam

## ۲-۴- تاریخچه بارگذاری

بارگذاری چرخه‌ای طبق الگوی استاندارد پیشنهاد شده توسط آیین‌نامه AISC 341-16 برای قاب‌های خمشی انتخاب شده است. این بارگذاری به صورت چرخه‌ای دوطرفه افزایش‌یابنده بوده و مقادیر این پروتکل مطابق با شکل (۱۳) است. تاریخچه بارگذاری پیشنهادی آیین‌نامه با اعمال چند سیکل متوالی برای زوایای دوران نسبی مختلف طبقه شروع می‌شود و با نرخ افزایش مناسب تا گسیختگی اتصال ادامه می‌یابد. همان‌طور که در شکل (۸) نیز مشخص شده است محل اعمال بارگذاری، انتهای تیر است. بارگذاری چرخه‌ای به شیوه رفت و برگشتی است و در مورد کنترل تغییر مکان با نرخ کم به نمونه‌های آزمایشگاهی اعمال شده است [۹].



شکل ۱۳- تاریخچه بارگذاری مورد استفاده در آزمایش‌ها [۹]

## ۲-۵- بررسی نتایج آزمایشگاهی

مشاهدات آزمایشگاهی دو نمونه به‌طور خلاصه شامل تغییر شکل‌ها، کمناش‌های موضعی و کلی، تغییر در وضعیت پوشش آهکی و همچنین ترک‌ها و شکست‌های ایجاد شده بر اساس روند بارگذاری جانبی به شرح زیر به صورت مجزا ارائه می‌گردد:

### ۲-۵-۱- نمونه ۱ دیافراگم داخلی بدون تقویت

تا انتهای چرخه بارگذاری با دوران نسبی ۰/۰۰۵ رادیان، اتصال تحت اثر ۱۲ چرخه کامل بارگذاری قرار گرفت، با مقایسه کرنش‌های ایجاد شده با کرنش تسلیم ورق‌ها مشاهده شد که نمونه، رفتاری الاستیک داشته و هیچ‌گونه تکیه‌گی در پوشش آهکی بال و جان تیر و چشمه اتصال ستون مشاهده نگردید. با افزایش تدریجی بارگذاری تا دوران نسبی ۰/۰۰۷۵ رادیان، در نقاط بسیار کوچکی در بال تیر در نزدیکی محل اتصال، تکیه‌گی پوشش آهکی مشاهده شد.

در دوران نسبی ۰/۰۱ رادیان، تکیه‌گی آهک بال تیر در مجاورت جوش شیار بال تیر به ستون بیش‌تر شده و در نقاطی روی جوش، پریدگی آهک ایجاد شد.

با افزایش نیروی جک هیدرولیکی و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۱۵ رادیان، در جوش بال تیر به ستون و بال‌های تیر در نزدیکی اتصال به ستون، تکیه‌گی آهک افزایش یافت و با رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان، تکیه‌گی آهک روی جان ستون در محل ورق پیوستگی شروع شد و در بال تیر نیز تکیه‌گی بیش‌تر شده بود.

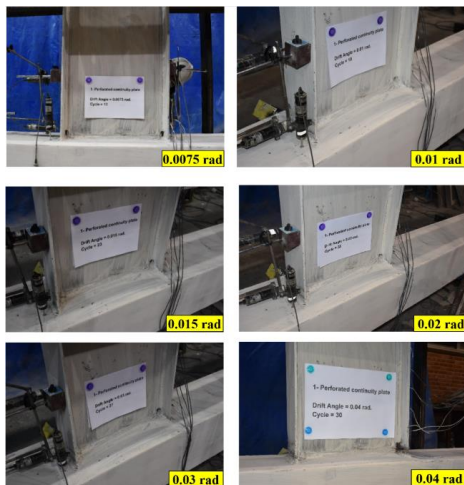
در دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان، کمناش موضعی بال تیر شروع شده و اولین ترک آن در نزدیکی جوش شیار اتصال بال تیر به ستون، مشاهده شد.

در دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، کمناش موضعی بال تیر افزایش یافت و بال ستون در محل اتصال به تیر، دچار خمش موضعی شده بود و نهایتاً با باز شدن ترک‌های بال تیر، بارگذاری خاتمه یافت.

تا پایان آزمایش، به غیر از تکیه‌گی بسیار کوچک روی جان ستون در محل ورق‌های پیوستگی، هیچ تکیه‌گی دیگری در چشمه اتصال مشاهده نشد و هیچ‌کدام از جوش‌ها در کل نمونه، دچار ترک و یا گسیختگی نشدند.

در شکل (۱۴) وضعیت اتصال در سیکل‌های مختلف بارگذاری نشان داده شده است.

با مقایسه خروجی کرنش‌ها با کرنش تسلیم، مشاهده شد جان ستون در چشمه اتصال و قسمت وسط جان تیر بعد از ورق برشی اتصال، رفتار الاستیک دارد. ضمن این که مطابق پیش‌بینی آیین‌نامه برای اتصال WUF-W، بال تیر در طولی در حدود ارتفاع تیر، جاری شده و مفصل پلاستیک تیر، در این ناحیه اتفاق افتاد.



شکل ۱۴- وضعیت نمونه ۱ (PCP) طی مراحل بارگذاری

## ۲-۵-۲- نمونه ۲ دیافراگم داخلی تقویت شده با گلمیخ

تا انتهای چرخه‌های دوران نسبی ۰/۰۰۵ رادیان، رفتار نمونه الاستیک بوده و آثار ناشی از تکیدگی در پوشش آهکی مشاهده نشد. با ادامه بارگذاری و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۰۷۵ رادیان در بال تیر در نزدیکی جوش محل اتصال تیر به ستون، تکیدگی پوشش آهکی در نقاط کوچکی دیده شد.

در دوران نسبی ۰/۰۱ رادیان تکیدگی آهک در بال تیر مقداری بیش‌تر شده و در جوش ورق اتصال جان تیر به ستون، به صورت نقطه‌ای پدیدگی آهک اتفاق افتاد. در دوران نسبی ۰/۰۱۵ رادیان تکیدگی آهک در لبه بال‌های تیر در نزدیکی جوش شیار تیر به ستون بیش‌تر شده و در انتهای سیکل این دوران نسبی، خطوطی ناشی از تکیدگی آهک در محل ورق‌های پیوستگی روی جان ستون مشاهده شد.

با افزایش نیرو در انتهای تیر و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۲ رادیان در قسمتی از لبه بال تیر و همچنین در وسط بال‌ها در مجاورت جوش شیار تیر با نفوذ کامل، آهک بیش‌تری پوسته شده و کماتش موضعی کمی در لبه آزاد بال‌ها به علت فشار زیاد ناشی از تنش‌های خمشی ایجاد شد.

در دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان کماتش موضعی بال‌های تیر بیش‌تر شده و تکیدگی آهک در قسمت‌های زیادی از بال تیر در مجاورت اتصال و به صورت خطوطی در بالا و پایین جوش ورق اتصال جان تیر به ستون مشاهده شد، ضمن این که پوسته شدن آهک در محل ورق‌های پیوستگی روی جان ستون بیش‌تر شده بود.

با افزایش نیروی جک و رسیدن به دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان کماتش موضعی بال تیر باز هم افزایش یافته و بال ستون در محل ورق پیوستگی به سمت بیرون حرکت کرده بود. ضمن این که در سیکل‌های این دوران بال تیر در نزدیکی اتصال به ستون دچار ترک شده و در انتهای چرخه بارگذاری این دوران نسبی، ترک بال‌های تیر باز شده و بارگذاری به پایان رسید. در شکل (۱۵) وضعیت این نمونه در سیکل‌های مختلف بارگذاری نشان داده شده است.

در کل چرخه‌های بارگذاری این نمونه، هیچ‌گونه تکیدگی آهک در محل چشمه اتصال، به جز مقدار کمی پوسته شدن آهک روی جان‌های ستون در محل ورق‌های پیوستگی مشاهده نشد. تا زمان گسیختگی اتصال در محل مفصل پلاستیک تیر، هیچ‌کدام از جوش‌ها دچار ترک و یا گسیختگی نشده و با برش ستون از محل چشمه اتصال مشاهده شد که جوش ورق‌های پیوستگی به ستون در هر چهار وجه بدون هرگونه ترک و آسیب باقی مانده بودند.

با مقایسه خروجی کرنش‌های ثبت شده با کرنش تسلیم ورق نمونه‌ها، مشاهده شد که تا آخرین سیکل بارگذاری، جان‌های ستون در چشمه اتصال و وسط جان تیر بعد از ورق اتصال جان تیر، الاستیک رفتار کرده و جاری نشده‌اند. همچنین از مقادیر کرنش‌ها روی بال تیر مشاهده شد که در طولی در حدود ارتفاع تیر، بال دچار تسلیم شده است.



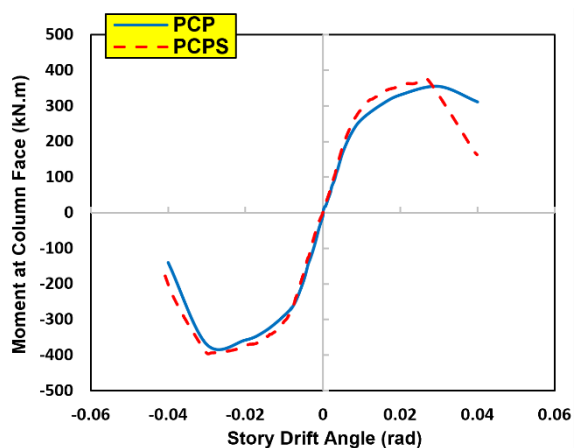
شکل ۱۵- وضعیت نمونه ۲ (PCPS) طی مراحل بارگذاری

## ۲-۶- اثر تقویت دیافراگم بر عملکرد اتصال

با مقایسه وضعیت هر دو نمونه اتصال در لحظه گسیختگی مشاهده شد که بیرون زدگی بال ستون در محل اتصال بال تیر در نمونه شماره ۲ کم‌تر از نمونه ۱ بوده است. همچنین گسیختگی بال تیر در نمونه ۱ در مجاورت جوش شیار تیر به ستون بوده ولی در نمونه با گلمیخ این فاصله به حدود ۲ سانتی‌متر افزایش یافته بود.

در شکل (۱۶) منحنی هیستریزس هر دو نمونه آزمایشگاهی بر مبنای لنگر تیر در بر ستون و دوران نسبی طبقه ترسیم شده است. با توجه به منحنی هیستریزس نمونه‌ها مشاهده شد که لنگر خمشی ماکزیمم در نمونه شماره ۱ برابر ۳۷۰/۹۸ کیلونیوتن‌متر و برای نمونه شماره ۲ برابر ۳۹۵/۳۶ کیلونیوتن‌متر بوده است. بنابراین تقویت ورق دیافراگم با گلمیخ باعث افزایش ظرفیت خمشی اتصال در حدود ۷٪ بیش‌تر نسبت به نمونه بدون تقویت شده است. همچنین در هر دو نمونه، قبل از اتمام دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، ظرفیت لنگر خمشی اتصال از مقدار ۰/۸ برابر ممان پلاستیک اسمی تیر، کم‌تر شده است. لذا طبق ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16، هر دو اتصال شرایط استفاده در قاب‌های

به دلیل جاری شدن فولاد و افزایش خرابی‌ها، سختی نمونه‌ها کاهش یافته است.



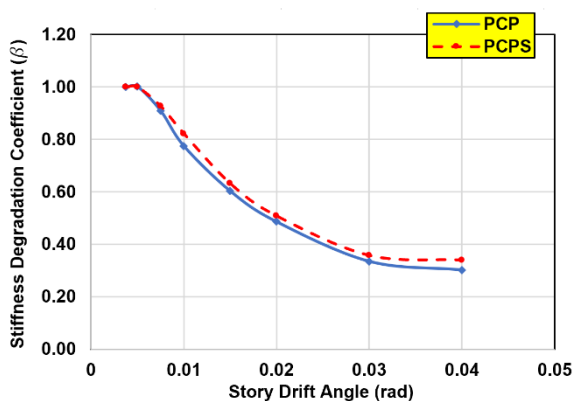
شکل ۱۷- مقایسه منحنی‌های بک‌بون نمونه‌ها

کاهش سختی به وسیله ضریب زوال سختی (b) تعریف می‌شود که مطابق روابط زیر است [۲۷ و ۲۸]:

$$\beta = \frac{K_i}{K_0} \quad (8)$$

$$K_i = \frac{\sum_{j=1}^n M_i^j}{\sum_{j=1}^n \theta_i^j} \quad (9)$$

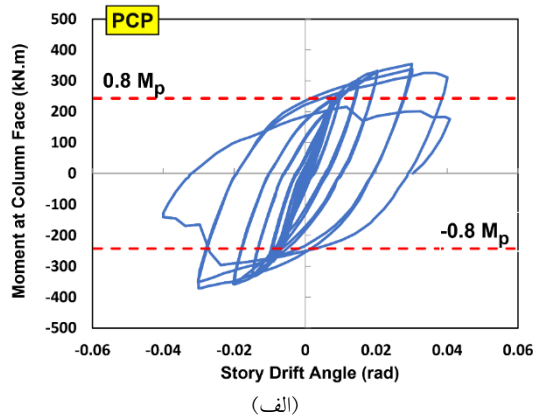
که  $(K_i)$  برابر سختی سکانت در دوران نسبی  $i$  و  $(K_0)$  سختی اولیه می‌باشد.  $(M_i^j)$  ماکزیمم لنگر خمشی در چرخه  $j$  ام دوران نسبی  $i$  و  $(\theta_i^j)$  دوران نسبی متناظر با  $(M_i^j)$  است. مقادیر  $(M_i^j)$  و  $(\theta_i^j)$  از منحنی هیستریزس آزمایشگاهی استخراج شده است. شکل (۱۸) منحنی زوال سختی را برای هر دو نمونه آزمایشگاهی نشان می‌دهد.



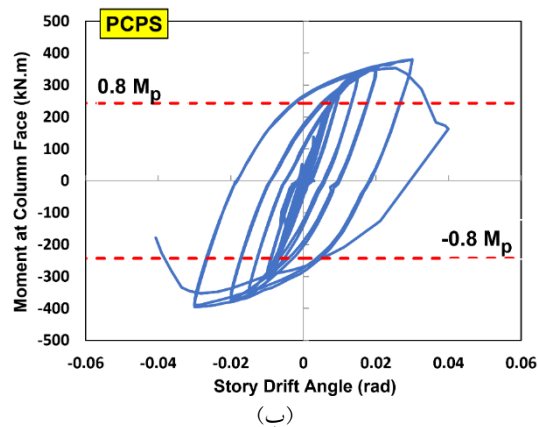
شکل ۱۸- مقایسه کاهش سختی در نمونه‌ها

تا انتهای دوران نسبی  $0.005$  رادیان، سختی نمونه‌ها ثابت و برابر سختی اولیه اتصال بوده ولی با افزایش بارگذاری و ورود فولاد به محدوده غیرالاستیک، مقدار سختی کاهش یافته است. البته در منحنی‌ها مشاهده می‌شود که با افزایش دوران نسبی در

خمشی ویژه را نداشته و فقط می‌توانند در قاب‌های خمشی متوسط و یا معمولی استفاده شوند.



(الف)



(ب)

شکل ۱۶- منحنی هیستریزس الف- نمونه ۱ ب- نمونه ۲

## ۷-۲- منحنی بک‌بون

در شکل (۱۷) منحنی‌های بک‌بون برای هر دو نمونه آزمایشگاهی از روی منحنی‌های هیستریزس شکل (۱۶) ترسیم شده است. هر دو منحنی تا انتهای چرخه با دوران نسبی  $0.005$  رادیان برای هر دو اتصال، خطی و الاستیک بوده و بر هم منطبق است. لذا تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ تا زمانی که رفتار نمونه‌ها الاستیک و خطی باشد هیچ تأثیری در بهبود وضعیت اتصال نداشته است. در دوران‌های نسبی بیش‌تر از  $0.005$  رادیان، تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ باعث افزایش سختی و مقاومت اتصال شده است.

## ۸-۲- زوال سختی

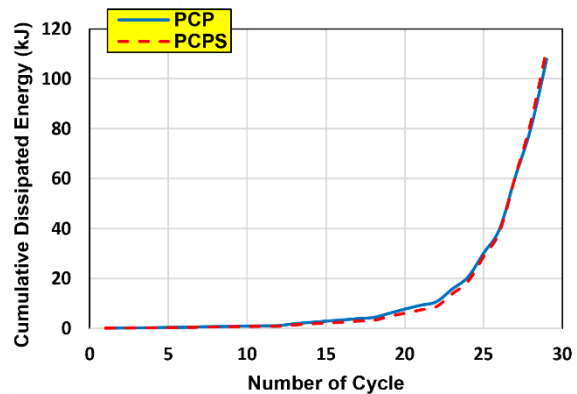
یک پارامتر مهم در توسعه مدل‌های محاسباتی و بررسی رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، زوال سختی است. با توجه به منحنی هیستریزس نمونه‌های آزمایشگاهی در شکل (۱۶) و منحنی بک‌بون شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که در حین بارگذاری چرخه‌ای،

اتصال، زوال سختی با شیب کم‌تری اتفاق افتاده است. ضمناً تقویت ورق دیافراگم با گلمیخ باعث کاهش روند زوال سختی در نمونه شده است. در دوران  $0/075$  رادیان، سختی نمونه ۲ حدود ۲٪ بیش‌تر از نمونه ۱ بوده و با افزایش دوران نسبی، این اختلاف بیش‌تر شده و در انتهای دوران نسبی  $0/04$  رادیان، سختی نمونه ۲ حدود ۱۳٪ بیش‌تر از نمونه ۱ بوده است.

## ۹-۲- اتلاف انرژی تجمعی

یک عامل بسیار مهم جهت بررسی عملکرد سازه‌ها در مقابل زلزله، ظرفیت اتلاف انرژی است و با افزایش استهلاک انرژی، ساختمان رفتار بهتری از خود نشان خواهد داد.

پارامتر اتلاف انرژی تجمعی برابر کل انرژی مستهلک‌شده توسط اتصال تا نقطه شکست اسمی است و با افزایش چرخه‌های بارگذاری این پارامتر افزایش خواهد یافت. برای تعیین اتلاف انرژی تجمعی، ابتدا حلقه‌های منحنی‌های هیستریزس شکل (۱۶) به صورت جداگانه ترسیم شده و سپس قدرمطلق مساحت محصور هر حلقه بسته منحنی هیستریزس تعیین شده و این مقادیر قدرمطلق با یکدیگر جمع می‌شوند. در شکل (۱۹) نمودار اتلاف انرژی تجمعی نمونه‌های آزمایشگاهی ترسیم شده است.



شکل ۱۹- مقایسه انرژی تلف‌شده تجمعی نمونه‌ها

مطابق این نمودار مقدار اتلاف انرژی تجمعی تا انتهای چرخه بارگذاری شماره ۱۲ (دوران نسبی  $0/005$  رادیان)، برای هر دو نمونه با هم برابر بوده است و لذا تقویت ورق پیوستگی با گلمیخ تا وقتی که اتصال وارد ناحیه غیرارتجاعی نشده تأثیری در جذب انرژی نداشته است. تا انتهای چرخه‌های بارگذاری مقدار اتلاف انرژی تجمعی در نمونه با ورق دیافراگم تقویت‌شده (PCPS) برابر ۱۱۲ کیلوژول و در نمونه ۱ (PCP) برابر  $107/8$  کیلوژول

بوده است. بنابراین تقویت دیافراگم با گلمیخ باعث افزایشی در حدود ۴٪ در جذب انرژی تجمعی اتصال شده است.

## ۳- ارزیابی تحلیلی اتصال

### ۳-۱- مدل‌سازی

به منظور توسعه و مقایسه نتایج نمونه‌ها با تغییر پارامترهای مختلف، نمونه‌های آزمایشگاهی در نرم‌افزار آباکوس ورژن ۶.۱۴، به صورت سه‌بعدی مدل‌سازی و تحلیل عددی شده است [۲۴].

نرم‌افزار آباکوس قابلیت تحلیل با در نظر گرفتن اثرات غیرخطی هندسی و مصالح را دارد. در تحلیل‌های غیرخطی هندسی اثرات تغییرشکل‌های بزرگ در معادلات تعادل وارد می‌شود و روابط تعادل بر اساس هندسه تغییرشکل یافته اعضا، تشکیل می‌شوند، همچنین تغییر در شرایط مرزی یک تحلیل نیز می‌تواند رفتار غیرخطی ایجاد نماید. در تحلیل غیرخطی مصالح، با رسیدن به یک مقدار تنش معلوم، کرنش برگشت‌ناپذیر می‌شود که این کرنش پلاستیک به مقدار تنش و منحنی تنش-کرنش بستگی دارد.

در مدل‌های آزمایشگاهی، ستون در دو انتهای خود با تکیه‌گاه مفصلی به کف قوی متصل شده است و تیر در فواصل ۷۸ سانتی‌متر و ۲۵۰ سانتی‌متر از وجه ستون دارای مهار جانبی می‌باشد. مطابق الگوی بارگذاری AISC 341-16 که در شکل (۱۳) نشان داده شده است، جابه‌جایی توسط جک هیدرولیکی به انتهای تیر اعمال شده است. ابعاد مقاطع تیر و ستون، محل تکیه‌گاه‌های جانبی تیر، شرایط تکیه‌گاهی دو انتهای ستون و بارگذاری مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی در نظر گرفته شده است.

برای مدل‌سازی بتن داخل ستون CFT، از بتن آسیب‌دیده<sup>۱</sup> پلاستیک<sup>۲</sup> استفاده شده است که کامل‌ترین و کاربردی‌ترین مدل رفتاری بتن است و در اکثر مقالات معتبر همین مدل به کار برده شده است و توانایی شبیه‌سازی رفتار چرخه‌ای بتن را نیز دارا است. معیار خرابی این مدل رفتاری دراکر-پراگر<sup>۳</sup> و تابع تسلیم آن لابلینر<sup>۳</sup> است. این مدل اثر خرابی بتن را در نظر گرفته و تغییر فاز از فشار به کشش و برعکس را کنترل می‌نماید. مدل بتن آسیب‌دیده پلاستیک، از ترکیب کشش ایزوتروپیک و فشار پلاستیک جهت‌نمایش رفتار غیرخطی بتن استفاده می‌کند و در آن کاهش سختی با در نظر گرفتن کرنش پلاستیک در کشش و فشار

<sup>1</sup> Concrete Damage Plasticity

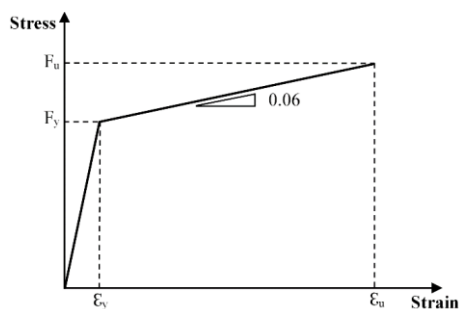
<sup>2</sup> Drucker Prager

<sup>3</sup> Lubliner



کارهای آزمایشگاهی داشته و باعث کاهش زمان و هزینه تحلیل می‌شود [۳۲-۳۷].

مطابق شکل (۲۱) برای در نظر گرفتن رفتار غیرخطی فولاد، از نمودار تنش- کرنش دوخطی استفاده شده است. این مدل اثرات سخت‌شدگی کرنش را در نظر می‌گیرد. در مدل‌های تحلیلی، برای کل اجزای فولادی در ناحیه الاستیک، مدول الاستیسیته (E) برابر ۲۰۰ گیگاپاسکال و نسبت پواسون ۰/۳ در نظر گرفته شده است. شیب دیاگرام تنش-کرنش در ناحیه پلاستیک معمولاً بین ۱ تا ۱۰ درصد مدول الاستیسیته در نظر گرفته می‌شود که در این مطالعه، ۶ درصد مدول الاستیسیته فولاد در نظر گرفته شده است.



شکل ۲۱- منحنی تنش-کرنش فولاد در مدل‌ها

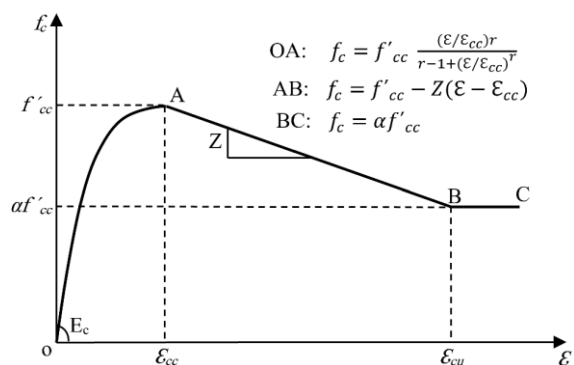
در مدل‌سازی سه‌بعدی برای اجزای فولاد و بتن از المان‌های Solid استفاده شده است. انتخاب این نوع المان نسبت به المان Shell می‌تواند تغییرشکل‌های غیرخطی و پلاستیک، مقادیر تنش‌ها و کرنش‌ها را با دقت بالاتری برآورد نماید؛ ولی منجر به افزایش زمان تحلیل خواهد شد. در مدل‌سازی بخش‌های فولادی از المان‌های مکعبی بیست گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته (C3D20R) استفاده شده است که دارای سه درجه آزادی انتقالی و دورانی در هر گره است. این المان برای تحلیل‌های خطی، غیرخطی و همچنین تغییرشکل‌ها و کرنش‌های بزرگ مناسب است. برای هسته بتنی ستون از المان مکعبی هشت گره‌ای با انتگرال کاهش‌یافته (C3D8R) استفاده شده است.

برای سطوح مشترک بین هسته بتن و جداره فولادی در ستون CFT، در جهت نرمال از تماس سخت<sup>۶</sup> استفاده شده است. با اعمال این پارامتر، نفوذ بتن و فولاد به داخل یک‌دیگر و انتقال تنش کششی در طول بخش‌های مقید امکان‌پذیر نخواهد بود.

<sup>6</sup> Hard Contact

تعریف می‌شود. این مدل برای بتن در حالت آسیب‌دیده به صورت پیوسته و بر اساس رفتار پلاستیک است و مکانیزم خرابی مدل‌سازی شده در آن، ترک‌خوردگی بتن در کشش و خردشدگی آن در فشار است [۲۴].

مطالعات گسترده‌ای جهت بتن محصور انجام شده است. مَندر<sup>۱</sup> [۲۹]، لیانگ<sup>۲</sup> [۳۰] و سوسانتا<sup>۳</sup> [۳۱] منحنی‌های مختلفی برای تنش-کرنش بتن ارائه نموده‌اند. در این مقاله برای نمودار تنش-کرنش بتن محصور تحت نیروی فشاری، از مدل پیشنهادی سوسانتا که در شکل (۲۰) نشان داده شده، استفاده شده است. این مدل برای مقاطع مرکب فولادی پرشده با بتن پیشنهاد شده و با نمونه‌های آزمایشگاهی بسیاری صحت‌سنجی شده است.



شکل ۲۰- منحنی تنش-کرنش بتن محصور تحت فشار [۳۱]

اگرچه مدل‌های رفتاری متفاوتی برای فاز کششی بتن وجود دارد، اما به دلیل رفتار بسیار شکننده بتن در این فاز، تفاوت چندانی در نتایج وجود ندارد. معمولاً مقاومت کششی بتن بین ۷ تا ۱۰ درصد مقاومت فشاری آن در نظر گرفته می‌شود، که در این تحقیق ۱۰ درصد مقاومت فشاری در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که بر خلاف رفتار فشاری بتن، در حالت کششی، بتن با شیب زیاد به‌طور ناگهانی مقاومت خود را از دست می‌دهد و به مقاومت صفر می‌رسد. با این حال نرم‌افزار آباکوس به‌صورت خودکار همواره ۱٪ از مقاومت کششی بتن را در محاسبات به‌منظور جلوگیری از واگرایی تحلیل، لحاظ می‌کند، حتی اگر این مقاومت صفر وارد شده باشد.

در بسیاری از مقاله‌های مشابه این رساله، برای منحنی تنش-کرنش فولاد در تحلیل اجزای محدود، از نمودارهای ایده‌آل دوخطی<sup>۴</sup> و یا سه‌خطی<sup>۵</sup> استفاده نموده‌اند که تطابق خوبی با

<sup>1</sup> Mander

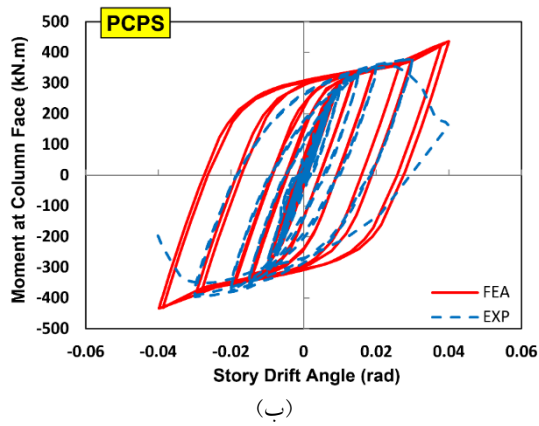
<sup>2</sup> Liang

<sup>3</sup> Susantha

<sup>4</sup> Bilinear Curve

<sup>5</sup> Trilinear Curve

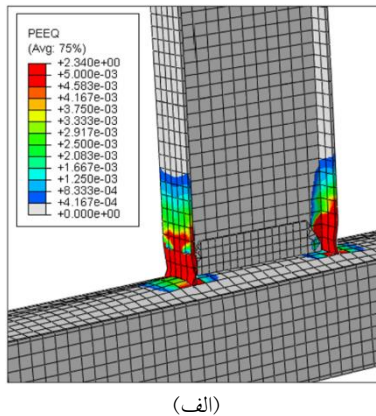




شکل ۲۲- مقایسه منحنی هیستریزس نتایج آزمایشگاهی و عددی

برای المان بال‌های تیر از مش درجه دو که مناسب کرنش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگ به همراه تمرکز تنش است، استفاده شده است. در این نوع مش، تغییرشکل پلاستیک باقی‌مانده در زمان اعمال بار فشاری ناشی از خمش، منجر به تغییرشکل خارج از صفحه روی بال تیر در محل مفصل پلاستیک می‌شود. شکل (۲۳) کرنش پلاستیک معادل<sup>۱</sup> (PEEQ) و تغییرشکل مدل‌های اجزای محدود در دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود تغییرشکل خارج از صفحه بال تیرها در مفصل پلاستیک و خمش موضعی بال ستون در محل اتصال به بال تیر، در مدل‌های تحلیلی و آزمایشگاهی مشابه هستند.

به دلیل اختلاف هندسی، اعمال دقیق شرایط مرزی در مدل آباکوس، عدم قطعیت در مدل رفتار مکانیکی مواد، تنش‌های پس‌ماند ناشی از جوشکاری و ... بین نتایج اجزای محدود و آزمایشگاهی کمی اختلاف ایجاد شده است.



(الف)

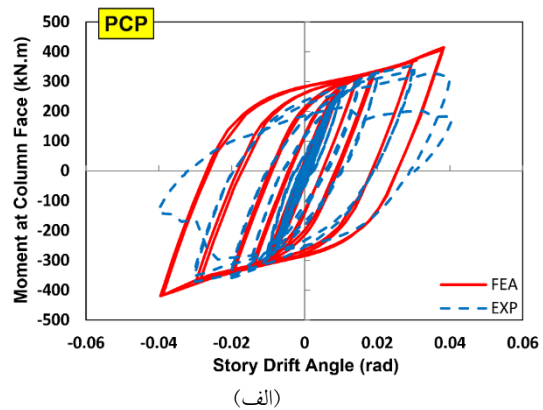
همچنین در جهت مماسی سطوح تماس بتن و فولاد، از رفتار تانژانت با گزینه پناستی استفاده شده است که با اعمال ضریب اصطکاک بین جداره فولادی و هسته بتنی، نیروی اصطکاک ایجاد شده بین سطوح را در نظر می‌گیرد. اندرکنش بین فولاد و بتن در ستون، به صورت سطح به سطح بوده و از چسبندگی طبیعی بین آن‌ها صرف‌نظر شده است [۲۴].

با توجه به عدم گسیختگی جوش‌ها در نمونه‌های آزمایشگاهی، جوش‌ها تعیین‌کننده ظرفیت اتصال نیستند؛ بنابراین از قید tie برای اتصال سطوح جوش شده به یک‌دیگر، استفاده شده است.

در تحلیل عددی، از روش عمومی آنالیز استاتیکی و حل معادله مستقیم با تکنیک کامل نیوتن استفاده شده است. پس از چندین بار سعی و خطا و مدل‌سازی‌های مختلف، بهترین و مطمئن‌ترین مدل، ارائه شده است.

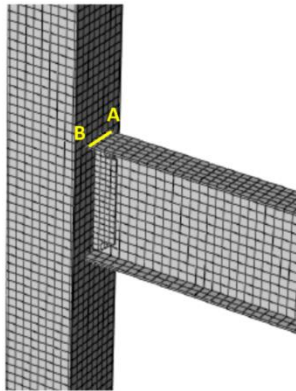
### ۲-۳- نتایج تحلیلی نمونه‌های آزمایشگاهی

شکل (۲۲) مقایسه منحنی هیستریزس تحلیل عددی و نمونه‌های آزمایشگاهی را تا لحظه گسیختگی نشان می‌دهد. از لحاظ ظرفیت لنگر خمشی و سختی تا دوران نسبی ۰/۰۳ رادیان، حلقه‌های هیستریزس اجزای محدود با نتایج آزمایشگاهی تقریباً مطابقت دارند. در دوران نسبی ۰/۰۴ رادیان، ترک ایجاد شده در بال تیر باعث کاهش مقاومت در نمونه‌های آزمایشگاهی و ایجاد اختلاف در منحنی هیستریزس نتایج آزمایشگاهی و مدل‌های تحلیلی شده است.



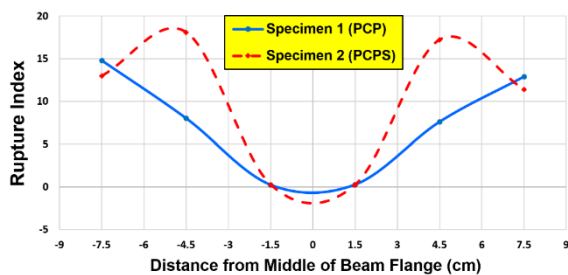
(الف)

<sup>۱</sup> Plastic Equivalent Strain



شکل ۲۴- خط AB برای کنترل شاخص گسیختگی

شکل (۲۵) نتایج شاخص گسیختگی را برای نمونه‌ها نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که با استفاده از تقویت دیافراگم داخلی با گلمیخ، محل حداکثر شاخص گسیختگی (RI) از لبه بیرونی بال‌های تیر، حدود ۲۰ درصد عرض بال تیر، به سمت محور میانی تیر جابه‌جا شده است که این جابه‌جایی باعث بازتوزیع بهتر تنش‌ها در عرض بال تیر شده است.

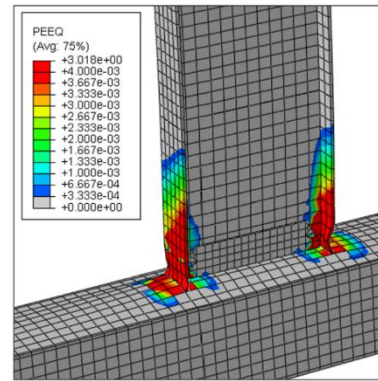


شکل ۲۵- مقایسه شاخص گسیختگی نمونه‌ها روی خط AB

لازم به ذکر است که در نمونه ۱، سوراخ دایروی دیافراگم، باعث تغییرات سختی در این ورق و قسمت پشت بال تیر شده است. با توجه به این که سوراخ در وسط دیافراگم است، سختی این قسمت کاهش یافته است که باعث جذب کم‌تری از نیروی ناشی از لنگر اتصال در این بخش و در نتیجه کاهش شاخص گسیختگی در قسمت میانی عرض بال تیر می‌شود. در نمونه شماره ۲ استفاده از گلمیخ باعث افزایش سختی در محل گلمیخ نسبت به قسمت‌های کناری آن شده و لذا شاخص گسیختگی در این قسمت در عرض بال تیر افزایش یافته است.

#### ۴- نتیجه‌گیری

این تحقیق بر روی بررسی آزمایشگاهی رفتار لرزه‌ای دو نمونه اتصال تیر I شکل به ستون CFT با مقیاس کامل تمرکز نموده است.



(ب)

شکل ۲۳- توزیع کرنش پلاستیک معادل و تغییر شکل در دوران نسبی

۰/۰۴ رادیان الف- نمونه ۱ ب- نمونه ۲

#### ۳-۳- شاخص گسیختگی<sup>۱</sup>

برای بررسی پتانسیل شکست هر نقطه از اتصال، شاخص گسیختگی با جای‌گذاری نتایج تحلیل اجزای محدود در روابط (۱۰) و (۱۱) محاسبه شده است [۳۸]. بررسی تنش‌ها نشان داد که نقاط روی خط AB در بالای بال تیر و محل اتصال به ستون، تمرکز تنش بالایی دارند (شکل (۲۴)). جهت بررسی دقیق‌تر، شاخص گسیختگی در نقاط المان‌های روی این خط، محاسبه شده است. با افزایش شاخص گسیختگی هر نقطه، پتانسیل شکست افزایش می‌یابد. نقاط زیر بال پایین تیر در محل اتصال به ستون نیز وضعیت مشابه با نقاط روی خط AB خواهند داشت. در نمونه‌های آزمایشگاهی علت شروع ترک‌ها در بال تیر و در فاصله کمی از جوش اتصال بال به ستون، مقاومت بالاتر جوش شیاری با نفوذ کامل، نسبت به ورق‌های فولادی بوده است.

$$RI = \frac{PEEQ}{\exp\left(-1.5 \frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}}\right)} \quad (10)$$

$$PEEQ = \frac{\epsilon_p}{\epsilon_y} \quad (11)$$

در این روابط ( $\epsilon_p$ ) کرنش پلاستیک معادل، ( $\epsilon_y$ ) کرنش تسلیم، ( $\sigma_m$ ) تنش هیدرواستاتیک، ( $\sigma_{eff}$ ) تنش فون میسز، PEEQ شاخص کرنش معادل پلاستیک و ( $\frac{\sigma_m}{\sigma_{eff}}$ ) نسبت سه‌محوری می‌باشد. افزایش نسبت سه‌محوری باعث کاهش قابل‌توجه کرنش گسیختگی مصالح و در نتیجه محدود شدن شکل‌پذیری می‌شود.

<sup>1</sup> Rupture Index

تیرها توسط اتصال از پیش تأییدشده تقویت نشده جوشی (WUF-W) آیین‌نامه AISC 358-10 به ستون متصل شده است. به علت وجود بتن در داخل ستون، ورق پیوستگی سوراخ شده و امکان استفاده از ورق پیوستگی توپر طبق ضوابط آیین‌نامه میسر نبوده است. در نمونه شماره ۲، جهت بهبود ضعف ناشی از سوراخ‌کاری در ورق پیوستگی، این ورق توسط گلمیخ‌هایی در بالا و پایین خود تقویت شده است تا قسمتی از نیروی بسیار زیاد ناشی از لنگر خمشی اتصال در این ورق به بتن منتقل گردد. نتایج مهم این مطالعه به شرح زیر هستند:

(۱) استفاده از ورق پیوستگی تقویت‌شده در نمونه شماره ۲، باعث تأخیر در تسلیم این ورق و کم‌شدن تمرکز تنش در بال‌های تیر در محل اتصال به ستون شده است که این موضوع باعث جابه‌جایی حدود ۲ سانتی‌متر در محل گسیختگی بال‌های تیر نسبت به نمونه شماره ۱ شده است. ضمن این که تأخیر در تسلیم ورق پیوستگی، باعث بیرون‌زدگی کم‌تر بال ستون در محل اتصال به تیر، در لحظه گسیختگی شده است.

(۲) از مقایسه منحنی هیستریزیس نمونه‌ها مشاهده شد که در نمونه شماره ۲ تقویت ورق‌های پیوستگی با گلمیخ، باعث افزایش ظرفیت مقاومت خمشی اتصال به میزان ۷ درصد بیش‌تر از نمونه مشابه شماره ۱ که در آن ورق پیوستگی فاقد تقویت می‌باشد، شده است.

(۳) با استفاده از تقویت گلمیخ در ورق‌های پیوستگی، محل حداکثر شاخص گسیختگی (RI) از لبه بیرونی بال‌های تیر، حدود ۲۰ درصد عرض بال تیر، به سمت محور میانی تیر جابه‌جا شده است. این جابه‌جایی باعث بازتوزیع بهتر تنش‌ها در عرض بال تیر شده است.

(۴) اگرچه تقویت ورق پیوستگی در نمونه شماره ۲ باعث بهبود مقاومت خمشی اتصال و توزیع بهتر تنش در بال‌های تیر شده است، ولی با توجه به ظرفیت دوران نسبی اتصال در لحظه گسیختگی و مقایسه با ضوابط لرزه‌ای آیین‌نامه AISC 341-16، این اتصال صرفاً شرایط استفاده در قاب‌های خمشی متوسط را دارا می‌باشد. لازم به ذکر است که با کاهش نسبت ارتفاع تیر به طول دهانه آزاد آن، احتمال افزایش دوران نسبی در لحظه گسیختگی و رسیدن به شرایط استفاده در قاب‌های خمشی ویژه وجود دارد.

##### ۵- پیشنهاد برای مطالعات آتی

موارد زیر می‌تواند برای ادامه مطالعات این اتصالات پیشنهاد شود:

(۱) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی اثر نسبت طول دهانه آزاد به ارتفاع تیر در ظرفیت دوران نسبی اتصال در لحظه گسیختگی در اتصالات گیردار تقویت‌نشده جوشی (WUF-W) تیر به ستون CFT با دیافراگم داخلی.

(۲) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی تغییر ضخامت دیافراگم داخلی در عملکرد اتصال صلب تیر به ستون پرشده با بتن.

(۳) مطالعه تحلیلی و آزمایشگاهی تغییر قطر سوراخ دیافراگم داخلی در عملکرد اتصال صلب تیر به ستون پرشده با بتن.

(۴) ارائه فرمول یا رابطه با استفاده از روش‌های تئوری برای استخراج ضخامت بهینه دیافراگم داخلی با قطر سوراخ ثابت.

- [15] Doung, P., Leelataviwat, S., and Sasaki, E. (2021), "Tensile strength and failure mechanism of internal diaphragms in wide flange beam-to-box column connections with concrete filling", *Journal of Building Engineering*, Vol. 34, pp. 102037.
- [16] Doung, P., and Sasaki, E. (2019), "Load-deformation characteristics and performance of internal diaphragm connections to box columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 143, pp. 106221.
- [۱۷] یعقوبی‌زاده، س.، و فنائی، ن. (۱۳۹۸)، "بررسی رفتار اتصال صلب تیر به ستون فولادی CFT با وجود ورق پیوستگی داخلی سوراخ شده"، دهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد.
- [18] Yu, Y., Chen, Z., and Wang, X. (2015), "Effect of column flange flexibility on WF-beam to rectangular CFT column connections", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 106, pp. 184-197.
- [19] AIJ (2001), "Recommendations for Design and Construction of Concrete Filled Steel Tubular Structures", Architectural Institute of Japan, Tokyo.
- [20] CIDECT (2004), "Design guide for structural hollow section column connections", Köln, TÜV-Verlag.
- [21] Ansari, M., Jeddi, M., Badaruzzaman, W., Tahir, M., Osman, S., and Hosseinpour, E. (2021), "A numerical investigation on the through rib stiffener beam to concrete-filled steel tube column connections subjected to cyclic loading", *Engineering Science and Technology, an International Journal*, Vol. 24(3), pp. 728-735.
- [22] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R., and Eghbali, N.B. (2022), "Cyclic testing of through-plate moment connection for beam to concrete filled and unfilled circular column", *Engineering Structures*, Vol. 267, pp. 114695.
- [23] Ahmadi, M.M., Mirghaderi, S.R. (2020), "Joint behavior and design procedure of a through plate connection for steel beam to hollow or concrete-filled tubular columns", *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 29(7), pp. e1723.
- [24] ABAQUS (2017), "Abaqus Theory and User's manuals", Dassault Syst, USA.
- [25] AISC 358-10 (2010), "Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications", American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [26] ASTM C496/C496M (2017), "Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens", American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA, USA.
- [27] Qin, Y., Chen, Z., Yang, Q., and Shang, K. (2014), "Experimental seismic behavior of through-diaphragm connections to concrete-filled rectangular steel tubular columns", *Journal of constructional steel research*, Vol. 93, pp. 32-43.
- [28] Zhang, X., Zheng, S., and Zhao, X. (2019), "Seismic performance of steel beam-to-column moment connections with different structural forms", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 158, pp. 130-142.
- [1] De Oliveira, W.L. A., De Nardin, S., De Cresce El, A.L.H., and El Debs, M.K. (2010), "Evaluation of passive confinement in CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 66(4), pp. 487-495.
- [2] Han, L.H., Yao, G.H., and Tao, Z. (2007), "Performance of concrete-filled thin-walled steel tubes under pure torsion", *Thin-Walled Structures*, Vol. 45(1), pp. 24-36.
- [3] Inai, E., Mukai, A., Kai, M., Tokinoya, H., Fukumoto, T., and Mori, K. (2004), "Behavior of concrete-filled steel tube beam columns", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 130(2), pp. 189-202.
- [4] Gardner, N.J., and Jacobson, E.R. (1967), "Structural behavior of concrete filled steel tubes", *Journal proceedings*, Vol. 64(7), pp. 404-413.
- [5] AISC 360-16 (2016), "Specification for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [6] Alostaz, Y.M., and Schneider, S.P. (1996), "Analytical behavior of connections to concrete-filled steel tubes", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 40(2), pp. 95-127.
- [7] Rezaifar, O., and Younesi, A. (2017), "Experimental study discussion of the seismic behavior on new types of internal/external stiffeners in rigid beam-to-CFST/HSS column connections", *Construction and Building Materials*, Vol. 136, pp. 574-589.
- [8] Jahanbakhti, E., Fanaie, N., and Rezaeian, A. (2017), "Experimental investigation of panel zone in rigid beam to box column connection", *Journal of Constructional Steel Research*, pp. 180-191.
- [9] AISC 341-16 (2016), "Seismic Provisions for Structural Steel Buildings", American Institute of Steel Construction, Chicago.
- [10] Hosseini, S.M., and Rahnavard, R. (2020), "Numerical study of steel rigid collar connection affecting cyclic loading", *Engineering Structures*, Vol. 208, pp. 110314.
- [11] Qin, Y., Chen, Z., Wang, X., and Zhou, T. (2014), "Seismic behavior of through-diaphragm connections between CFRT columns and steel beams-experimental study", *Advanced Steel Construction*, Vol. 10(3), pp. 351-371.
- [12] Lai, Z., Fischer, E.C., and Varma, A.H. (2019), "Database and review of beam-to-column connections for seismic design of composite special moment frames", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 145(5), pp. 04019023.
- [13] CECS 159 (2004), "Technical specification for structures with concrete-filled rectangular steel tube members", China Association for Engineering Construction, Beijing.
- [14] Kang, L., Leon, R.T., and Lu, X. (2015), "Shear strength analyses of internal diaphragm connections to CFT columns", *Steel and Composite Structures*, Vol. 18(5), pp. 1083-1101.

- [29] Mander, J.B., Priestley, M.J., and Park, R. (1988), "Theoretical stress-strain model for confined concrete", *Journal of structural engineering*, Vol. 114(8), pp. 1804-1826.
- [30] Liang, Q.Q. (2009), "Performance-based analysis of concrete-filled steel tubular beam-columns, Part I: Theory and algorithms", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65(2), pp. 363-372.
- [31] Susantha, K., Ge, H., and Usami, T. (2001), "A capacity prediction procedure for concrete-filled steel columns", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 5(04), pp. 483-520.
- [32] Dessouki, A.K., Yousef, A.H., and Fawzy, M.M. (2014), "Stiffener configurations of beam to concrete-filled tube column connections", *Steel and Composite Structures, An International Journal*, Vol. 17(1), pp. 83-103.
- [33] Rong, B., Liu, R., Zhang, R., Chen, Z., and Apostolos, F. (2016), "Flexural bearing capacity of diaphragm-through joints of concrete-filled square steel tubular columns", *Steel and Composite Structures*, Vol. 20(3), pp. 487-500.
- [34] Li, G., Chen, B., Yang, Z., and Feng, Y. (2018), "Experimental and numerical behaviour of eccentrically loaded high strength concrete filled high strength square steel tube stub columns", *Thin-Walled Structures*, Vol. 127, pp. 483-499.
- [35] Bhartiya, R., Sahoo, D.R., and Verma, A. (2021), "Modified damaged plasticity and variable confinement modelling of rectangular CFT columns", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 176, pp. 106426.
- [36] Rezaeian, A., Jahanbakhti, E., and Fanaie, N. (2022), "Numerical study of panel zone in a moment connection without continuity plates", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 26(2), pp. 930-948.
- [37] Rong, B., Zhang, Y., Sun, J., and Zhang, R. (2022), "Experimental and numerical research on hysteretic behavior of CFST frame with diaphragm-through connections", *Journal of Building Engineering*, Vol. 45, pp. 103529.
- [38] Ricles, J. M., Fisher, J., Lu, L.-W., and Kaufmann, E. (2002), "Development of improved welded moment connections for earthquake-resistant design", *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 58(5-8), pp. 565-604.



# بررسی رفتار لرزه‌ای سیستم پیشنهادی قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی

نجمه کریمی<sup>۱\*</sup>، احسان دهقانی فیروزآبادی<sup>۲</sup>، سید احمد مبینی پور<sup>۳</sup>، نوید سیاه‌پلو<sup>۴</sup>

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

۲- دانشیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۳- استادیار، مهندسی عمران، دانشگاه قم، قم

۴- استادیار، مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز

\*قم، صندوق پستی ۳۷۱۶۱۴۶۶۱۱، Najmeh.Karami@stu.qom.ac.ir

## چکیده

در چند دهه اخیر استفاده از قاب خمشی خرپایی ویژه به عنوان یک نمونه نسبتاً جدید از سیستم قاب فولادی برای مناطق زلزله‌خیز توسعه یافته است. این قاب‌ها انرژی زمین‌لرزه را از طریق بخش‌های ویژه شکل‌پذیر که در وسط تیر خرپایی تعبیه شده است، مستهلک می‌کنند. در این تحقیق رفتار لرزه‌ای قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی به کمک سه تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، تحلیل چرخه‌ای (سیکلیک) و تحلیل تاریخچه زمانی مورد بررسی قرار گرفته و با قاب خمشی خرپایی ویژه مقایسه شده است. برای نیل به این هدف دو مدل دوبعدی با ویژگی یکسان بر اساس ضوابط طراحی لرزه‌ای، طراحی و به کمک روش پلاستیسیته متمرکز به مدل غیرخطی تبدیل شدند. در محدوده فرض‌های این پژوهش، نتایج نشان می‌دهد که قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی دارای عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تری نسبت به قاب خمشی خرپایی ویژه می‌باشد؛ در قاب با ستون خرپایی، ضریب شکل‌پذیری، انرژی مستهلک‌شده بیشتر، توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک با تأمین سطح عملکرد بالاتر، توزیع دررفت یکنواخت‌تر و همگن در مقایسه با قاب خمشی خرپایی ویژه مشاهده شد. همچنین این قاب‌ها به دلیل وزن کم‌تر از نظر اقتصادی مطلوب‌تر هستند و در آن‌ها برای عبور لوله‌های تأسیساتی نیز از جان ستون استفاده می‌شود.

## واژگان کلیدی

قاب خمشی خرپایی ویژه، قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی، رفتار لرزه‌ای، تحلیل غیرخطی دینامیکی، تحلیل پوش‌آور، تحلیل استاتیکی چرخه‌ای

## Investigating the seismic behavior of the proposed special truss moment frame system with truss column

N. Karami, E. Dehghani firuzabadi, S.A. Moninipur, N. Siyahpelo

### Abstract

In recent years, special truss moment frames (STMFs) have been widely used as a relatively new steel frame system for seismic hazard zones. These frames dissipate seismic energy through special ductile segments embedded near the middle of the span of the truss beam. In this study, the seismic behavior of STMFs with Truss columns was investigated by nonlinear static analysis (pushover), cyclic static analysis, and time history analysis and compared with the common STMFs reported in the literature. To achieve this goal, two 2D models with the same characteristics were converted into a nonlinear model based on seismic design criteria, design and with the help of the concentrated plasticity method. The results showed that STMFs with Truss columns have a better seismic performance than STMFs with filled-web columns. Compared to ordinary STMFs, ductility and energy dissipation were enhanced, hinges were more distributed at higher performance levels, and drifts were more evenly and uniformly distributed on stories for STMFs with Truss columns. In addition, STMFs were more affordable due to their lower weight and can be used to install pipes through Web columns.

### Keywords

Special Truss Moment Frame, Special Truss Moment Frame with Truss Columns, Seismic Behavior, Nonlinear Dynamic Analysis, Pushover Analysis, Cyclic Static Analysis

امروزه محدودیت‌های متعددی در مورد در دسترس بودن زمین برای ساخت‌وساز وجود دارد. هنگامی که افزایش مداوم جمعیت، به‌ویژه در مناطق تجاری و صنعتی در نظر گرفته شود، ساخت ساختمان‌های چندطبقه ضروری خواهد شد. علاوه بر این، رویکرد مدرن و الزامات ساختمان‌های مسکونی و تجاری (پارکینگ، مرکز خرید و ...) استفاده از ساخت‌وسازهای بلند را به دنبال دارد. گزینه‌های کمی برای این نوع ساخت‌وساز در دسترس است. در مقایسه با قاب‌های خمشی، در قاب‌های خرپایی دارای اتصالات ساده، بخش‌های سبک‌تر و کوچک‌تر و فضای کافی برای سیستم‌های لوله‌کشی و کانال‌کشی وجود دارد که برای این نوع ساخت‌وساز مناسب‌تر هستند. قاب خمشی خرپایی به قابی اطلاق می‌شود که در آن به‌جای تیر از خرپا استفاده شده است. در این نوع قاب‌ها در وسط دهانه تیر خرپایی یک قطعه ویژه شکل‌پذیر قرار داده شده است که در برابر نیروهای جانبی زلزله بتواند تغییرشکل‌های فراررتجاعی قابل‌ملاحظه‌ای را تحمل کند. انتظار می‌رود که قطعه ویژه به‌عنوان فیوز لرزه‌ای عمل کند. به‌عبارت دیگر از انتقال مفاصل پلاستیک به سایر اعضای سازه جلوگیری کرده و مانع از خرابی سایر اعضای سازه‌ای می‌شود. همچنین جان قطعات ویژه به دو صورت با اعضای قطری X شکل و بدون اعضای قطری (ویرندل<sup>۱</sup>) می‌باشد [۱]. در اواخر دهه ۱۹۸۰ پیکربندی X شکل شامل اعضای قطری X شکل، و در اوایل دهه ۱۹۹۰ پانل بدون اعضای قطری X شکل به‌عنوان پانل ویرندل معرفی شد [۲-۴]. گئیل<sup>۲</sup> و همکاران (۱۹۹۴)، رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرپایی با ستون خرپایی (ویرندل) تحت بارگذاری چرخه‌ای و تحلیل دینامیکی را مورد بررسی قرار دادند. نتایج نشان داد که چنین سیستم‌هایی به حرکت‌های شدید زمین با دریفتهای بزرگ طبقه و تغییرشکل غیرالاستیک بیش از حد اعضای جان خرپا و ستون‌ها، پاسخ ضعیفی می‌دهند [۵]. پارا<sup>۳</sup> و همکاران (۲۰۰۶)، به بررسی عملکرد قاب خمشی خرپایی ویژه (STMF)<sup>۴</sup> با یال‌هایی ساخته‌شده از مقاطع ناودانی که به‌صورت پشت‌به‌پشت به یک‌دیگر متصل شده‌اند، پرداخته‌اند؛ تا ظرفیت مقاومت در برابر بار جانبی آن‌ها را افزایش دهند [۶].

کانگ<sup>۵</sup> و همکاران (۲۰۱۲)، سامانه STMF در برابر خرابی پیش‌رونده را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه ظرفیت مقاومت در برابر خرابی پیش‌رونده این سامانه بر اساس سناریوی حذف ستون دلخواه بررسی شد. نتایج نشان داد یک فرمول برای به‌دست‌آوردن مشخصات مقاومتی اعضا در بخش ویژه برای جلوگیری از خرابی پیش‌رونده بر اساس مفهوم تعادل انرژی حاصل شده است [۷].

یانگ<sup>۶</sup> و همکاران (۲۰۱۳)، به مطالعه دهانه بهینه برای قاب خمشی خرپایی با مهاربند زانویی کم‌انرژی (BRKBTMF) پرداختند. نتایج نشان داد که با افزایش دهانه BRKBTMF، خرپا کارایی کم‌تری دارد. این امر موجب استفاده از مصالح فولادی بیش‌تر در BRKBTMF شده که در نتیجه منجر به افزایش هزینه اولیه ساخت می‌شود. از سوی دیگر، عملکرد لرزه‌ای BRKBTMF به‌طور قابل‌توجهی تحت تأثیر دهانه خرپا قرار نمی‌گیرد [۸].

نویی‌نیا و همکاران (۲۰۱۴)، به بررسی تعیین ضریب رفتار قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) پرداختند. تحلیل برای دو قاب ۲ و ۳ دهانه با دو حالت قطعه ویژه قطری ضربدری و ویرندل مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج نشان داد که ضریب رفتار قاب ویرندل از قاب با اعضای قطری بیش‌تر است؛ که معرف عملکرد لرزه‌ای مناسب‌تر قاب ویرندل است [۹].

کیم<sup>۷</sup> و پارک<sup>۸</sup> (۲۰۱۴)، پتانسیل خرابی پیش‌رونده سامانه STMF را بررسی و یک روش طراحی برای ارائه یک مسیر بار جایگزین در مورد حذف ناگهانی ستون پیشنهاد کردند. نتایج نشان داد که مدل‌های سازه‌ای که با استفاده از روش طراحی توسعه‌یافته بازطراحی شده‌اند، پس از برداشتن ناگهانی یک ستون، ثابت می‌مانند [۱۰].

کیم و همکاران (۲۰۱۶)، بهسازی لرزه‌ای STMF با استفاده از میراگرهای ویسکوز را مورد بررسی قرار دادند. در این مطالعه عملکرد لرزه‌ای STMF توسط تحلیل‌های شکنندگی مورد بررسی قرار گرفت و نتایج با عملکرد قاب‌های خمشی ویژه مقایسه شد. سپس طرح بهسازی لرزه‌ای با نصب یک میراگر ویسکوز در بخش ویژه برای برآورده کردن هدف بهبود عملکرد لرزه‌ای پیشنهاد شد. نتایج تحلیل نشان داد که STMF در مقایسه با قاب‌های خمشی، سختی و استحکام بیش‌تر اما شکل‌پذیری کم‌تری دارد که منجر به

<sup>5</sup> Kang<sup>6</sup> Yang<sup>7</sup> Kim<sup>8</sup> Park<sup>1</sup> Vierendeel<sup>2</sup> Goel<sup>3</sup> Parra-Montesinos<sup>4</sup> Special Truss Moment Frame

شکندگی لرزه‌ای مشابه در هر دو سازه می‌شود. عملکرد لرزه‌ای STMF با میراگرهای ویسکوز در بخش‌های ویژه، هدف مورد نظر را برآورده می‌کند و اثر اضافه‌کردن میراگرهای ویسکوز در شکندگی لرزه‌ای در حالت خسارت کامل بسیار مهم بود [۱۱].

**جینسین<sup>۱</sup> و همکاران (۲۰۱۷)**، عملکرد لرزه‌ای STMF با مقیاس کامل و با جزئیات ابتکاری برای فعالیت لرزه‌ای بالا تحت بارگذاری چرخه‌ای را مورد بررسی قرار دادند. آن‌ها آزمایش یک STMF با پانل تمام ویرندل در مقیاس کامل که با مهاربندهای کوتاه کمانشی (BRBs) تقویت شده‌اند را مورد مطالعه قرار دادند. برای حذف کمانش پیشگی-جانبی نمونه‌ها ظرفیت دورانی در قطعه ویژه افزایش داده شد و همچنین با استفاده از مقاطع 2C310\*30.8 (RBS) در قطعه ویژه، تقاضای لنگر خمشی در خارج از قطعه ویژه کاهش داده شد. نتایج آزمایش نشان داد که BRBها می‌توانند به‌طور ایمن برای افزایش سختی و مقاومت STMF استفاده شوند. زمانی که BRBها در اثر زلزله متوسط آسیب می‌بینند، به‌راحتی می‌توان آن‌ها را جایگزین کرد. حتی پس از شکست BRB در کشش، سامانه STMF همچنان می‌تواند مقاومت خود را در دررفت زیاد طبقه، حفظ کند، زیرا هسته‌های تسلیم شکسته مجدداً درگیر فشرده‌سازی شده و مقاومت بیشتری را ایجاد می‌کنند [۱۲].

**کومار<sup>۲</sup> و همکاران (۲۰۱۷)**، با استفاده از تحلیل پوش‌آور و تحلیل دینامیکی غیرخطی به بررسی تأثیر نسبت ابعاد قسمت ویژه بر روی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های STMF پرداختند. نتایج نشان داد که نسبت ابعاد بالاتر، تقاضای دورانی را کاهش می‌دهد؛ درحالی‌که نسبت ابعاد پایین تقاضای چرخشی را در انتهای بخش ویژه افزایش می‌دهد. همچنین نمونه اصلی مربوط به نسبت ابعاد بخش ویژه ۲/۵، دارای بالاترین مقدار ظرفیت فروپاشی متوسط گزارش شد [۱۳].

**موسوی و همکاران (۲۰۱۹)** به بررسی تأثیر پارامترهای هندسی بر رفتار قاب‌های خمشی خرابایی ویژه پرداختند. آن‌ها پارامترهای هندسی شامل طول قطعه ویژه، عمق تیر خرابایی و تعداد اعضای عمودی در بخش ویژه را بررسی کردند. نتایج نشان داد با افزایش طول قطعه ویژه در تیر خرابایی، سختی و حداکثر مقاومت کاهش می‌یابد. افزایش طول قطعه ویژه باعث افزایش تقاضای لرزه‌ای بیش‌تر سازه شده و افزایش عمق تیر خرابایی تأثیری بر رفتار قاب ندارد و افزایش تعداد پانل‌ها در یک طول

ثابت از قطعه ویژه، تغییری در رفتار سازه ایجاد نمی‌کند [۱۴].

**جینسین و همکاران (۲۰۱۹)**، طراحی لرزه‌ای و ارزیابی عملکرد STMF با دهانه بلند را با استفاده از تحلیل پوش‌آور مورد مطالعه قرار دادند. ایشان رفتار لرزه‌ای STMF با دهانه بلند با اعضای خرابایی، طول دهانه ۲۷/۴ متر و عمق خرابایی ۳ متر را بررسی کردند. نتایج، عملکرد لرزه‌ای مناسب این قاب‌ها را نشان داد [۱۵].

**کومار و همکاران (۲۰۲۰)**، به بررسی پارامترهای عملکرد لرزه‌ای برای قاب‌های خمشی خرابایی ویرندل شکل‌پذیر پرداختند؛ پارامترهای اصلی در این مطالعه عددی عبارتند از ارتفاع سازه‌ها، عرض دهانه، نسبت ابعاد قطعات ویژه و تعداد پانل‌های شکل‌پذیر در داخل بخش‌های ویژه. تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بر روی ۲۰ مدل STMF انجام می‌شود که ارتفاع کلی و نسبت ابعاد بخش‌های ویژه بیش از مقادیر محدود توصیه‌شده در کدهای طراحی فعلی است. بر اساس یافته‌های این مطالعه، پارامترهای عملکرد لرزه‌ای، یعنی ضریب اضافه‌مقاومت، ضریب اصلاح پاسخ و ضریب تشدید برای STMF توصیه می‌شود [۱۶].

**کومار و همکاران (۲۰۲۰)**، به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی خرابایی ویژه بلندمرتبه با چندین بخش شکل‌پذیر ویرندل و نسبت‌های ابعاد پانل پرداختند. نتایج تحلیل نشان داد سامانه STMF که دارای بخش‌های ویژه با نسبت ابعاد بزرگ‌تر و پانل‌های چندگانه ویرندل هستند، مکانیزم‌های تسلیم مطلوب و معیارهای پذیرش را برآورده می‌کنند. توصیه می‌شود که مقادیر محدودکننده نسبت ابعاد پانل و ارتفاع کلی STMF به ترتیب ۲/۵ و ۶۵ متر در نظر گرفته شوند [۱۷].

بررسی تاریخیچه مطالعات پیشین نشان می‌دهد که رفتار لرزه‌ای STMF توسط طیف گسترده‌ای از محققان بررسی شده است؛ اما ایده استفاده از قاب با ستون خرابایی به‌عنوان یک راهکار برای سبک‌سازی و البته امکان عبور تأسیسات تاکنون توسط محققین مورد بررسی قرار نگرفته است. همچنین در آیین‌نامه‌ها به کاربرد و استفاده از قاب با ستون خرابایی اشاره نشده است. در همین راستا در این مطالعه با استفاده از سه تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور)، تحلیل استاتیکی رفت و برگشتی (چرخه‌ای) و تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی) مقایسه‌ای بین پارامترهای لرزه‌ای قاب خمشی خرابایی با ستون با جان پر (مدل یک) و قاب خمشی خرابایی با ستون خرابایی (مدل دو) انجام شد. مدل شماره دو به دلیل وزن کم‌تر در مقایسه با قاب مدل شماره یک و عبور لوله‌های تأسیساتی در جان تیر و ستون در دهانه‌های

<sup>1</sup> Jiansinlapadamrong

<sup>2</sup> Kumar



بلند و همچنین رفتار نزدیک‌تر به این قاب‌ها، می‌تواند جایگزین مناسبی برای قاب‌های خمشی خرپایی ویژه باشد.

## ۲- مدل‌سازی و روش تحقیق

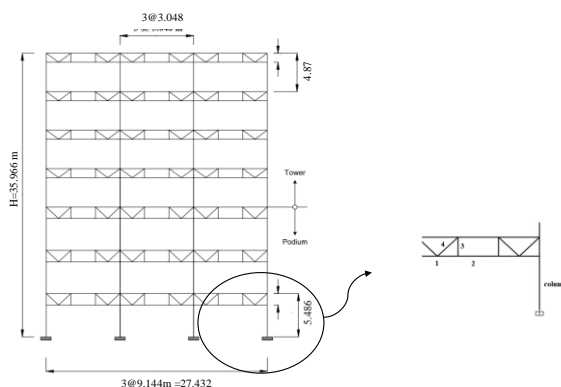
### ۲-۱- معرفی مدل‌ها

در این مطالعه دو مدل شماره یک و دو به صورت دوبعدی مطابق با ضوابط و الزامات آیین‌نامه فعلی ASCE 7-10 [۱۸] و AISC 341-16 [۱] مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. مدل یک، نمونه‌ای از یک سازه بیمارستان با قاب‌های خمشی خرپایی ویژه محیطی است؛ در این مدل برای ستون‌ها از تیورورق که مطابق

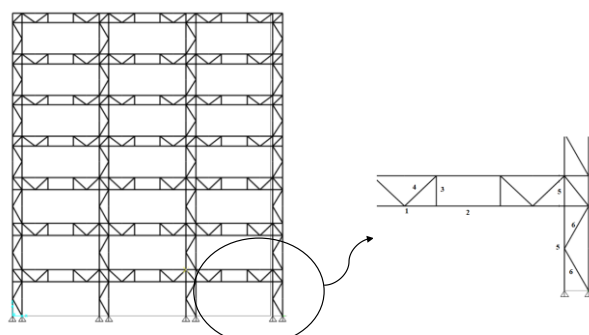
با یک گزارش تحقیقاتی در دانشگاه میشیگان است [۱۹]، به‌عنوان مدل مرجع استفاده شده و در مدل دو، مشخصات اعضای تیر همانند مدل یک می‌باشد با این تفاوت که ستون‌ها نیز همچون تیرها از المان‌های خرپایی تشکیل شده‌اند. هر دو مدل از قاب منظم ۷ طبقه با ۳ دهانه به صورت دوبعدی مورد بررسی قرار گرفته‌اند. همچنین ارتفاع طبقه اول تا سوم برابر ۵/۵ متر و سایر طبقات برابر ۴/۸ متر مشخص شده است. مشخصات هندسی هر دو مدل مورد نظر به‌طور مختصر در جدول (۱) ارائه شده است. نمای دو مدل یک و دو به همراه پیکربندی و جزئیات ابعادی به ترتیب در شکل‌های (۱) و (۲) نشان داده شده است.

جدول ۱- مشخصات هندسی دو مدل شماره یک [۱۹] و دو

مدل	L طول دهانه (m)	Ls طول قطعه ویژه (m)	D عمق تیرخرپایی (m)	H ارتفاع کل (m)
مدل ۱	۹/۱۵	۳/۰۴۸	طبقه اول تا سوم	۳۵/۹۶۶
			سایر طبقات	
مدل ۲	۹/۱۵	۳/۰۴۸	طبقه اول تا سوم	۳۵/۹۶۶
			سایر طبقات	



شکل ۱- قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون I شکل (مدل ۱) به همراه جزئیات المان‌بندی (ابعاد به متر) [۱۹]



شکل ۲- قاب خمشی خرپایی ویژه با ستون خرپایی (مدل ۲) به همراه جزئیات المان‌بندی (ابعاد به متر)

ویژه، از مقاطع دابل ناودانی به صورت پشت‌به‌پشت ساخته شده است. همچنین المان‌های قطری در دو قاب به صورت دوسرهمفصل

جرم لرزه‌ای در هر گره برابر ۱۵۱ کیلونیوتن در نظر گرفته شده است. تمام عضوهای خرپایی در اعضای خارج از قسمت

مدل‌سازی شده‌اند. مشخصات مقاطع مورد استفاده برای دو مدل یک و دو در جدول‌های (۲) و (۳) به‌طور مختصر گزارش شده است. بعد ستون (عمق) خرابایی برابر ۱/۱۵ متر در نظر گرفته شده است.

جدول ۲- مقاطع یال‌های خرابایی در تیر افقی (المان‌های ۱ تا ۶) [۱۹]

FL	1	2	3	4
7	MC10*22(PL 1in)	MC10*22	MC10*22	MC9*25.4
6	C12*25(PL 1in)	C12*25	C12*25	MC9*25.4
5	C12*30(PL 1in)	C12*30	C12*30	MC9*25.4
4	MC12*31(PL1.5in)	MC12*31	MC12*31	MC9*25.4
3	MC12*31(PL1.5in)	MC12*31	MC12*31	MC9*25.4
2	MC12*35(PL1.5in)	MC12*35	MC12*35	MC9*25.4
1	MC12*35(PL1.5in)	MC12*35	MC12*35	MC9*25.4

جدول ۳- مقاطع یال‌های خرابایی ستون در مدل ۲ (المان‌های ۵ و ۶) و مقطع I شکل ستون در مدل ۱

FL	5	6	Int Col	Ext Col
7	MC10*22(PL 1in)	MC9*25.4	W36*230	W30*173
6	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*300	W30*211
5	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*328	W30*261
4	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
3	C12*25(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
2	C12*30(PL 1in)	MC9*25.4	W36*393	W30*326
1	C12*30(PL 1in)	MC9*25.4(PL 1in)	W36*393	W30*326

\*ابعاد بر حسب میلی‌متر

مقاطع MC و C هر دو ناودانی با شکل ظاهری متفاوت (وزن مخصوص و ضخامت لبه و بدنه) می‌باشند.

## ۲-۲- صحت‌سنجی

المان قطعه ویژه مفصل محوری-خمشی، و برای سایر المان‌های خرابایی (یال‌های بالا و پایین خارج از قطعه ویژه، اعضای قطری و قائم) مفصل محوری با رفتار تغییر مکان برای هر دو قاب اختصاص داده شده و همچنین برای المان ستون در مدل شماره یک، مفصل محوری-خمشی در نظر گرفته شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود دو نمودار با اختلاف بسیار کم بر هم منطبق بوده و دوره تناوب مدل اصلی و مدل عددی شماره یک به ترتیب ۱/۲۵ و ۱/۱۴۶ ثانیه گزارش شده است که دوره تناوب این دو مدل دارای ۹ درصد اختلاف می‌باشد؛ همچنین درستی مقادیر سایر پارامترها در جدول (۴) ارائه شده و درصد اختلاف مقادیر بسیار کم بوده و مقادیر نزدیک بهم گزارش شده است.

در این بخش نمودار پوش‌آور مدل مقاله مرجع [۱۹] و مدل عددی تحقیق حاضر در شکل (۳) صحت‌سنجی شده است. پای ستون‌ها در قاب مدل یک، به‌صورت گیردار و در قاب مدل دو، یال کششی و فشاری خرابایی ستون با تکیه‌گاه مفصلی به زمین متصل شده‌اند. فولاد سازه‌ای برای عضوهای هر دو قاب مذکور از نوع ASTM 572 Gr 50 و تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال انتخاب شده است. مقادیر مدول یانگ و نسبت پواسون به ترتیب  $2 \times 10^5$  مگاپاسکال و ۰/۳ در نظر گرفته شده است. اندرکنش مفصل پلاستیک و معیارهای پذیرش مطابق با FEMA 356 [۲۰] برای

جدول ۴- مقایسه برخی پارامترهای حاصل از تحلیل پوش‌آور دو مدل یک [۱۹] و مدل دو

مدل	دوره تناوب	حداکثر برش پایه (Kips)	دریافت تسلیم (درصد)
مرجع [۱۹]	۱/۲۵	۲۵۶۰	۰/۵
مقاله حاضر	۱/۱۴	۲۵۵۴	۰/۵
اختلاف (%)	۹	۰/۲	۰



دوخطی کردن منحنی پوش‌آور از روش یانگ استفاده شده است که منحنی دوخطی با ادامه‌دادن محدوده الاستیک و به‌دست‌آوردن برش پایه تسلیم و سپس وصل کردن آن به برش پایه حداکثر به‌نحوی که انرژی کرنشی ذخیره‌شده تغییری ننماید، حاصل می‌شود؛ در این حالت سطح زیر نمودار پوش‌آور معادل سطح زیر نمودار منحنی دوخطی فرض می‌شود. همان‌طور که در مقاله مرجع دریافت هدف برابر ۲ درصد در نظر گرفته شده است، بنابراین در تحقیق حاضر دریافت مناظر با نقطه توقف تحلیل برابر ۲ درصد لحاظ شده است.

در تحلیل چرخه‌ای، بارگذاری به‌صورت سیکلی (رفت و برگشتی) بر دو قاب مورد نظر اعمال شده است. در این نوع تحلیل رفتار غیرخطی فولاد در تعریف مفاصل پلاستیک در نظر گرفته شده و به‌صورت تغییرمکان-کنترل بوده و از چند تحلیل استاتیکی پوش‌آور به‌صورت زنجیره‌ای استفاده شده است؛ هریک از تحلیل‌های استاتیکی یکی پس از دیگری انجام گرفته و الگوی بارگذاری مطابق با پروتکل استاندارد ATC-24 [۲۱] که در جدول (۵) نشان داده شده، اعمال شده است.

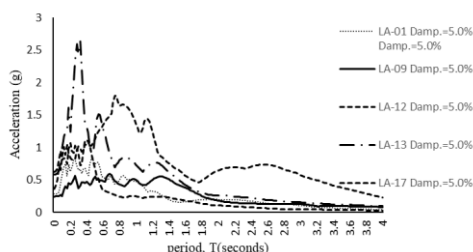
جدول ۵- الگوی بارگذاری مطابق با استاندارد ATC-24 [۲۱]

	cycle	1-3	4-6	7-9	10-12	13-15	16-17	18-19
Goal Displacement	+	0.5Δ <sub>y</sub>	0.75Δ <sub>y</sub>	Δ <sub>y</sub>	2Δ <sub>y</sub>	3Δ <sub>y</sub>	4Δ <sub>y</sub>	5Δ <sub>y</sub>
	-	0.5Δ <sub>y</sub>	0.75Δ <sub>y</sub>	Δ <sub>y</sub>	2Δ <sub>y</sub>	3Δ <sub>y</sub>	4Δ <sub>y</sub>	5Δ <sub>y</sub>

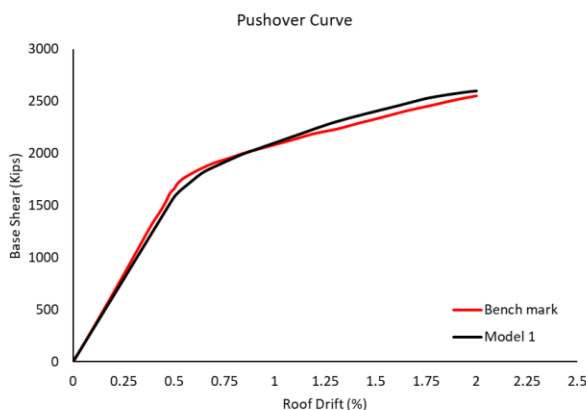
جدول ۶- جزئیات زلزله‌های استفاده‌شده در تحلیل تاریخچه زمانی (با سطح خطر ۵۰٪/۱۰ سال)

Number	Record Name(Event)	Station ID	Earthquake Year	Magnitude	Distance (km)	PGA (cm/s <sup>2</sup> )
1	Imperial Valley	El Centro	1940	6.9	10	452
2	Landers	Yermo	1992	7.3	25	509
3	Loma Prieta	Gilroy	1989	7	12	950
4	Northridge	Newhall	1994	6.7	6.7	664
5	Northridge	Sylmar	1994	6.7	6.4	558

نشان داده شده است. ضریب مقیاس برابر ۰/۳۵ g در نظر گرفته شده که PGA پنج زلزله بر اساس این ضریب مقیاس شده است.



شکل ۴- طیف مقیاس‌شده پنج رکورد مورد نظر



شکل ۳- مقایسه نمودار پوش‌آور مدل مرجع [۱۹] و مدل بازتولیدشده در مقاله حاضر

### ۳-۲- تحلیل غیرخطی

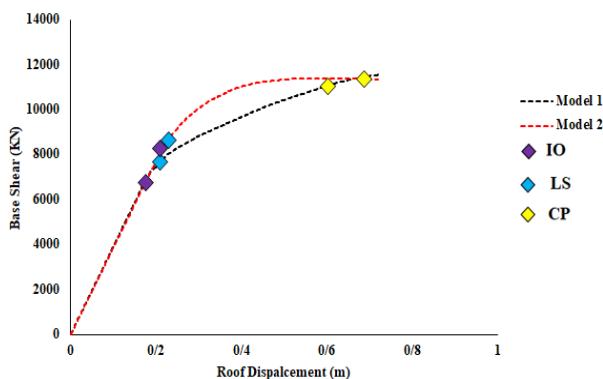
هر دو قاب تحت تحلیل استاتیکی پوش‌آور با الگوی بار جانبی مطابق با مود اول و با ترکیب بار ثقلی LL + ۰/۵ DL + ۱/۲ مطابق با مقاله مرجع مورد بررسی قرار گرفته است (که DL بار مرده و LL بار زنده است). هر سطح عملکرد متناسب با دریافت مناظر طبقه تعریف شده است که در بخش نتایج تحلیل ارائه شده است. برای

در تحلیل تاریخچه زمانی پنج زلزله دور از گسل مطابق FEMA P695 [۱۷] انتخاب شده که در جدول (۶) ارائه شده است. برای همپایه‌کردن رکوردها باید از دو زوج شتابنگاشت استفاده شود؛ چون قاب‌های مورد مطالعه دوطبقه بوده و برای تک شتابنگاشت منظور می‌گردد. با استفاده از نرم‌افزار Seismosignal طیف زلزله‌ها بر حسب شتاب-زمان به‌نحوی که این رکوردها به اندازه شتاب ثقل g مقیاس شده، استخراج شده‌اند. همچنین میزان میرایی ۵ درصد، خاک نوع II، ضریب شتاب مبنا (A) برابر ۰/۳، ضریب اهمیت I برابر ۱، ضریب بازتاب B و دوره تناوب تجربی T<sub>a</sub> برابر ۱/۳۷۵ ثانیه در نظر گرفته شده است. طیف مقیاس‌شده هر پنج رکورد ارائه‌شده در جدول (۶)، در شکل (۴)

### ۳- یافته‌ها و نتایج

#### ۳-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل پوش‌آور)

نمودار پوش‌آور دو نمونه تحلیلی در شکل (۵) ارائه شده است.



شکل ۵- نمودار پوش‌آور (نیرو- تغییر مکان) مدل یک و دو

همان‌طور که مشاهده می‌گردد منحنی ظرفیت مدل دو (ستون‌های خرابایی) نسبت به مدل یک (ستون‌های تیرورقی) تغییر مکان بیش‌تری را تا رسیدن اولین نقطه از سازه به حد فروریزش تحمل می‌کند. این منحنی ظرفیت برای محاسبه و مقایسه پارامترهای این دو قاب مورد استفاده قرار گرفته است؛ که خلاصه‌ای از پارامترهای محاسبه‌شده حاصل از تحلیل شامل ضریب رفتار (R) متناظر با دریفت ۲ درصد، حداکثر برش پایه (مقاومت نهایی  $V_{max}$ )، سختی اولیه (K)، ضریب اضافه‌مقاومت ( $\Omega$ )، تغییر مکان تسلیم ( $\Delta y$ )، وزن دو قاب (W) و سطح زیر منحنی پوش‌آور (E) با استفاده از این نمودار و دوره تناوب (T) حاصل از تحلیل مودال در جدول (۷) گزارش شده است.

جدول ۷- خلاصه‌ای از نتایج تحلیل پوش‌آور مدل با جان پر و با ستون خرابایی

	R	T (s)	$V_{max}$ (N)	$\Omega$	K (ton/m)	$\Delta y$ (m)	E (kN.m)	W (ton)
مدل ۱	۶/۸۰	۱/۱۵	۱۱۵۵۷	۱/۸	۳۸	۰/۱۹	۵۹۶۷	۱۷۸
مدل ۲	۶/۹۲	۱/۱۴	۱۱۳۴۳	۲/۱۴	۳۸	۰/۲۲	۶۳۸۲	۱۵۹

به‌دست آمده است. لازم به یادآوری است برای محاسبه شکل‌پذیری از نسبت تغییر مکان متناظر با سطح عملکرد مربوط به تغییر مکان تسلیم استفاده شده است. در شکل (۴) اختلاف بین سطوح عملکردی قابل مشاهده است؛ همچنین ضرایب شکل‌پذیری متناظر با هر دو سطح عملکردی برای دو قاب محاسبه شده است که در مدل ۲ ضریب شکل‌پذیری بزرگ‌تر از مدل ۱ است.

جدول ۹- محاسبه ضریب شکل‌پذیری مدل یک و دو حاصل از

تحلیل پوش‌آور

ضریب شکل‌پذیری ( $\mu$ )	LS	CP
مدل ۱	۱/۱	۳/۱۵
مدل ۲	۱/۱	۳/۲۲

در جدول (۱۰) ضریب رفتار متناظر با دو سطح عملکردی برای دو قاب مورد نظر گزارش شده است؛ همان‌طور که مشاهده می‌شود ضریب رفتار برای هر دو قاب با درصد اختلاف بسیار کم و نزدیک گزارش شده است و نشان‌دهنده رفتار مشابه آن‌ها است.

همان‌طور که از جدول (۷) مشاهده می‌شود، حداکثر برش پایه در مدل ۱ و ۲ به ترتیب ۱۱۵۵۷ کیلونیوتن و ۱۱۳۴۳ کیلونیوتن در تغییر مکان نهایی (متناظر با دریفت ۲ درصد) گزارش شده است؛ که مدل ۲ دیرتر به حد تسلیم رسیده است. به عبارتی می‌توان گفت که مدل ۲ برش پایه کم‌تری و تغییر شکل بیش‌تری را متحمل بوده ولی مدل ۱ برش پایه بیش‌تر و تغییر شکل کم‌تری را تجربه می‌کند. همچنین از نظر مصرف مصالح (وزن کلی) مدل ۲ در مقایسه با مدل ۱ سبک‌تر و از نظر اقتصادی به صرفه‌تر می‌باشد. دوره تناوب سه مود اول حاصل از آنالیز مودال دو مدل ۱ و ۲ در جدول (۸) ارائه شده است.

جدول ۸- دوره تناوب سه مود اول مدل ۱ و ۲

نمونه	مود اول	مود دوم	مود سوم
مدل ۱	۱/۱۵	۰/۳۸	۰/۲۲
مدل ۲	۱/۱۴	۰/۳۷	۰/۲۱

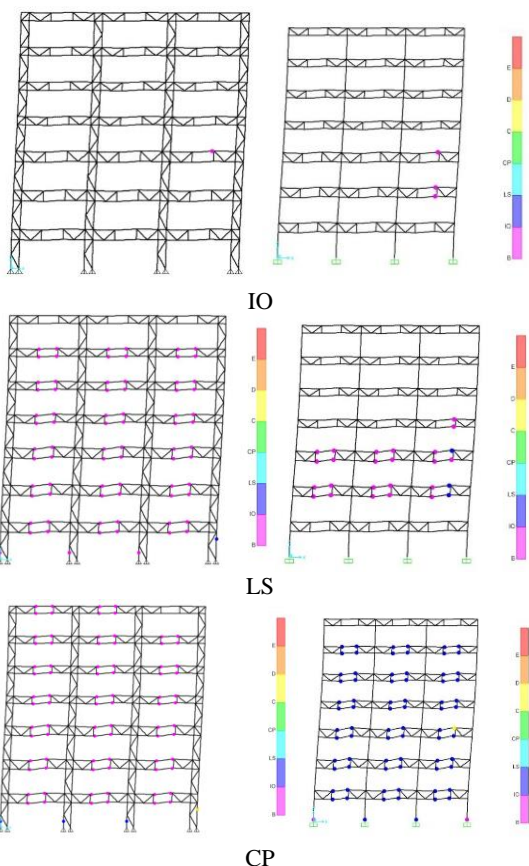
در جدول (۹) با استفاده از تحلیل پوش‌آور ضرایب شکل‌پذیری دو مدل ۱ و ۲ برای دو سطح عملکرد LS و CP متناظر با جابه‌جایی‌های مربوط به تشکیل اولین مفصل پلاستیک به‌دست آمده‌اند. این جابه‌جایی در مدل ۱ به ترتیب برابر ۰/۲۱ و ۰/۶۰ متر و در مدل ۲ به ترتیب ۰/۲۳ و ۰/۷۱ متر



جدول ۱۰- محاسبه ضریب رفتار مدل یک و دو حاصل از تحلیل پوش آور

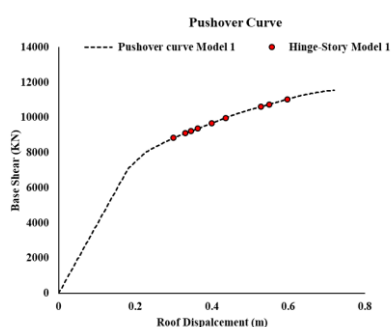
	LS	CP
ضریب رفتار (R)		
مدل ۱	۳/۴۸	۶/۹۴
مدل ۲	۳/۴۳	۶/۸۴

در همین راستا تعداد و توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و سطوح عملکرد مفاصل برای هر دو قاب در شکل (۶) برای مدل ۱ و ۲ به ترتیب در سمت راست و چپ نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل (۶) مشهود است برای سطح عملکرد IO مدل ۱ (سمت راست) اولین مفصل پلاستیک در گام هجدهم و در تغییر مکان ۰/۱۷ متر سطح عملکرد قابلیت استفاده بی‌وقفه IO در یال‌های قطعه ویژه رخ داده و با افزایش تغییر مکان جانبی، سطح عملکرد ایمنی جانی LS در قطعه ویژه تیرها روی داده است. همچنین با افزایش تراز بارگذاری و با رسیدن اولین مفصل به حد سطح عملکرد CP، عمده قطعات ویژه در سطح عملکرد LS قرار داشته و رفتار مطلوب مشاهده شده است. در مدل ۲ (سمت چپ) تعداد مفاصل پلاستیک متناظر با IO کم‌تر می‌باشد (صرفاً یک مفصل). با افزایش نیرو و برخلاف مدل ۱، اولین مفصل LS در ستون شکل گرفته و همچنان کلیه قطعات ویژه در IO هستند. در تغییر شکل متناظر با CP نیز عمده تیرها در سطح IO مانده و مفصل CP در یال قائم ستون سمت چپ تشکیل شده است. این رفتار با آنچه در مدل ۱ مشاهده شد، تفاوت معناداری دارد به نحوی که توسعه مفصل پلاستیک LS به جای قطعه ویژه در اجزای تشکیل دهنده ستون می‌باشد. این موضوع که توالی تشکیل مفاصل پلاستیک و یکسان بودن سطح عملکرد آن‌ها در مدل ۲ یک مزیت محسوب می‌شود یا عیب، جای مطالعه بیش‌تری دارد؛ ولی به نظر می‌رسد عدم متمرکز شدن مفصل پلاستیک در یک نقطه خاص از سازه و توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در سطوح عملکردی مختلف معادل درگیر شدن بیش‌تر همه اجزای برابر است.



شکل ۶- نقطه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک مدل شماره یک (راست) و دو (چپ) در سطوح عملکردی مختلف

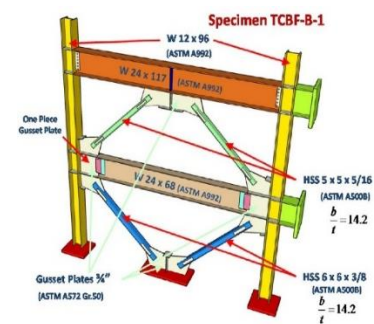
در شکل‌های (۷-الف) و (۷-ب) تشکیل مفاصل در طبقات مختلف به ترتیب در مدل یک و دو نشان داده شده است؛ همان‌طور که مشاهده می‌شود مفاصل پلاستیک در مدل ۱ نسبت به مدل ۲، با پراکندگی بیش‌تر و عدم هم‌زمانی، تشکیل می‌شوند.



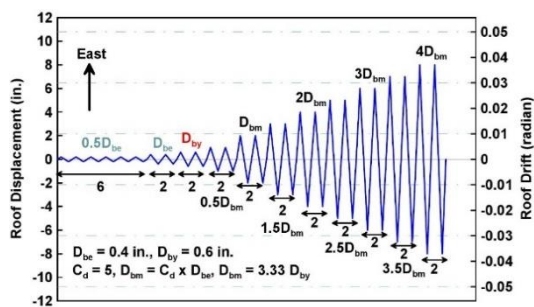
الف) مدل یک

گزارش شده است. همان‌طور که در شکل (۸) نشان داده شده، منحنی هیستریزس مدل ۲ در مقایسه با مدل ۱ پهن‌تر و دارای مساحت بزرگ‌تری بوده و در نتیجه انرژی بیشتری مستهلک شده است.

برای اطمینان از صحت مدل‌سازی المان‌های خرابایی در برابر بارگذاری چرخه‌ای، از مدل TCBF-B-1 در پژوهش ویی<sup>۱</sup> و همکاران [۲۲] استفاده شده است. مدل مورد نظر یک قاب دوبعدی ۲ طبقه مجهز به مهاربند فولادی همگرای دیاموند (۷) و ۸ شکل) است که نمای شماتیک آن در شکل (۹-الف) نشان داده شده است. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب ۶/۱ و ۲/۷ متر است. تمامی اتصالات تیر به ستون گیردار و بار لرزه‌ای به صورت یک بار چرخه‌ای تغییرمکان-کنترل در نظر گرفته شده است (شکل (۹-ب)). جزئیات مقاطع قاب در شکل (۹-الف) نمایش داده شده است.



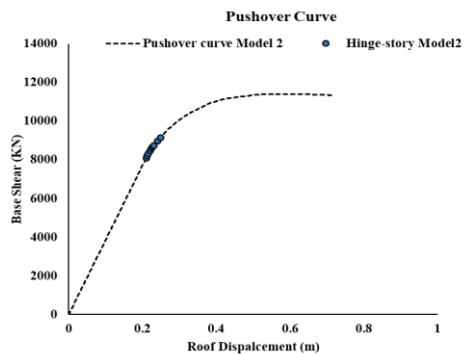
(الف) نمای جانبی قاب



(ب) جزئیات بارگذاری چرخه‌ای

شکل ۹- مدل صحت‌سنجی یک قاب دوبعدی ۲ طبقه مجهز به مهاربند فولادی همگرا در آزمایشگاه با نام TCBF-B-1 [۲۲]

در نهایت، نمودار چرخه‌ای مدل عددی این مقاله با نمودار متناظر در مقاله مرجع در شکل (۱۰) مقایسه شده است. مقایسه دو تصویر نشان می‌دهد که مدل عددی هم از نظر چرخه‌های بارگذاری و هم از نظر بیشینه نیرو-تغییرمکان انطباق خوبی با

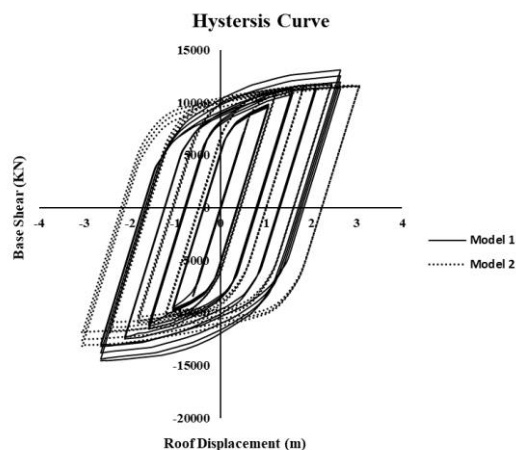


ب) مدل دو

شکل ۷- تشکیل مفاصل در طبقات برای مدل‌های ۱ و ۲

### ۳-۲- تحلیل استاتیکی رفت و برگشتی (چرخه‌ای)

در ادامه منحنی هیستریزس حاصل از تحلیل چرخه‌ای بر حسب نیرو-تغییرمکان برای دو مدل ۱ و ۲ در شکل (۸) ارائه شده است. از این نمودار اثرات کاهش ظرفیت در حین بارگذاری، عملکرد لرزه‌ای و انرژی مستهلک‌شده را می‌توان دریافت کرد.



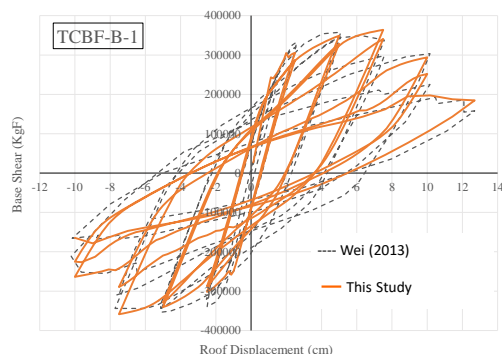
شکل ۸- مقایسه منحنی هیستریزس دو مدل حاصل از تحلیل

استاتیکی چرخه‌ای

در منحنی مدل ۱، افت مقاومت در هر حلقه از منحنی قابل مشاهده است و چون مفاصل، سطوح عملکرد بالاتری را تجربه کرده‌اند، در نتیجه زوال مقاومت را به خوبی می‌توان دید. همچنین انرژی مستهلک‌شده در این قاب ۱۶۲۵۵۰ نیوتن‌متر گزارش شده است. در منحنی مدل ۲، افت و زوال مقاومت قابل توجهی در قاب مورد نظر مشاهده نشده است و هر حلقه بر حلقه قبلی منطبق شده به‌گونه‌ای که هر سه حلقه به صورت یک حلقه دیده می‌شود و زوال مقاومت قابل مشاهده نمی‌باشد. همچنین انرژی مستهلک‌شده در این نوع قاب ۲۷۳۴۱۰ نیوتن‌متر

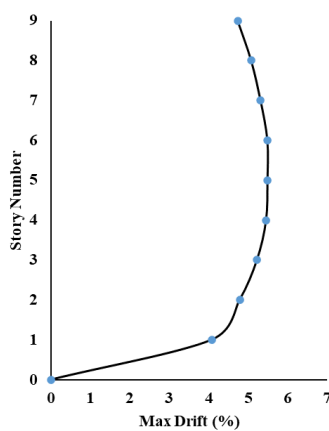
<sup>۱</sup> Wei

مدل آزمایشگاهی مطالعه ویی و همکاران [۲۲] دارد.

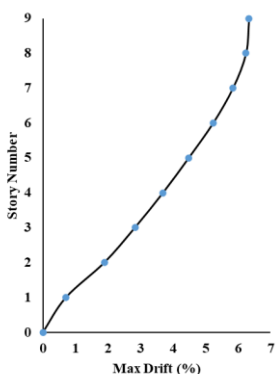


شکل ۱۰- مقایسه نتایج به دست آمده از مدل عددی مقاله حاضر با نتیجه آزمایشگاهی پژوهش [۲۲]

در ادامه به بررسی دررفت طبقات برای دو مدل در تغییر مکان نهایی  $5\Delta_y$  پرداخته شده است. حداکثر دررفت بین طبقات برای مدل ۱ و ۲ به ترتیب در شکل های (۱۱-الف) و (۱۱-ب) ارائه شده است. همان طور که مشاهده می شود در مدل ۱، مفاصل در یک سطح عملکرد توزیع نشده و مرحله به مرحله وضعیت مفاصل تغییر کرده است و به طور همزمان تشکیل نمی شوند. همچنین با افزایش تعداد طبقات مقدار حداکثر دررفت نیز قابل افزایش است؛ می توان گفت که سختی و مقاومت به طور یکنواخت توزیع نشده است به گونه ای که در مقادیر بالاتر تغییر مکان ( $5\Delta_y$ )، توزیع دررفت به صورت تدریجی ناهمگن و نامتقارن می شود. همان طور که در مدل ۲ مشاهده می گردد با افزایش تعداد طبقات تغییر مکان به صورت خطی افزایش یافته است که این خطی بودن به معنای تغییر شکل کلی قاب به صورت تغییر شکل برشی بوده و با توجه به میزان دررفت طبقات می توان دریافت که توزیع سختی و مقاومت در طبقات به طور یکنواخت رخ داده و سختی در هر طبقه یکسان است.



الف) مدل یک

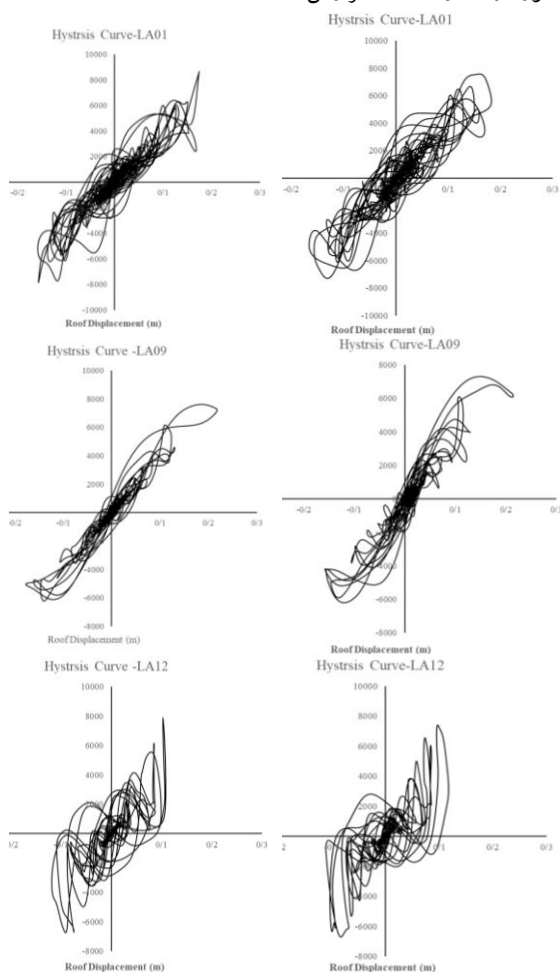


ب) مدل دو

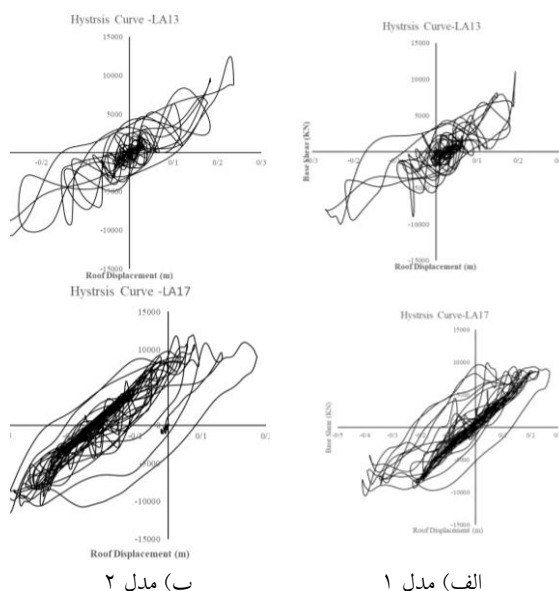
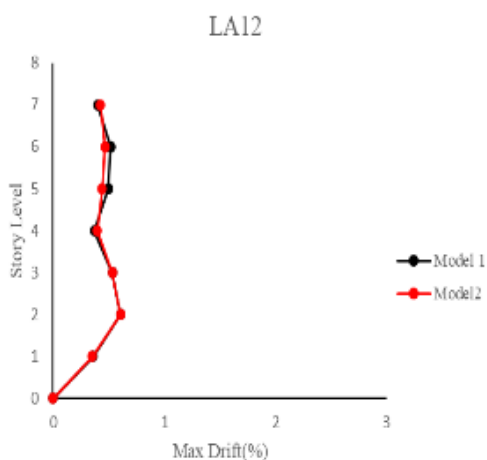
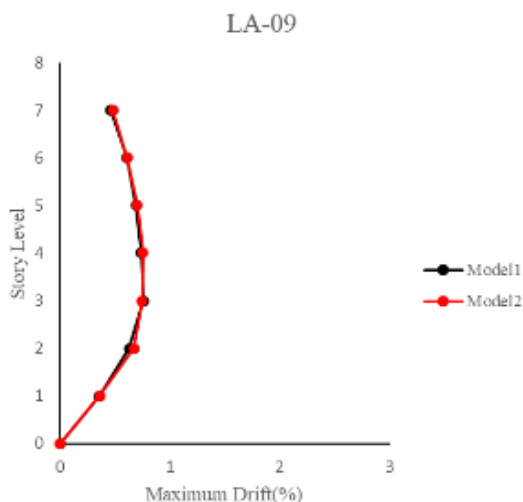
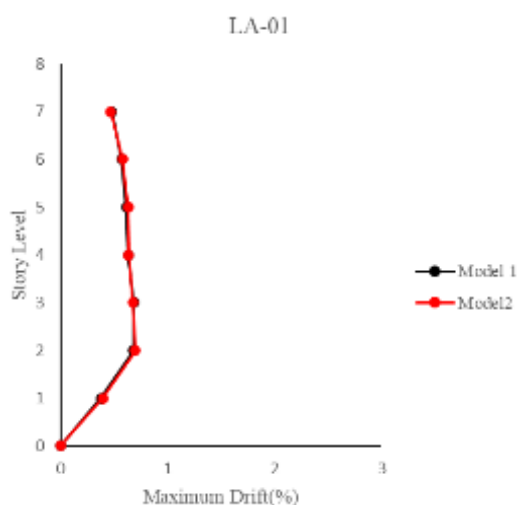
شکل ۱۱- حداکثر دررفت بین طبقات

### ۳-۳- تحلیل دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی)

در ادامه منحنی هیستریزس زلزله های مندرج در جدول (۶) برای مدل یک و دو به ترتیب در شکل های (۱۲-الف) و (۱۲-ب) ارائه شده است. سمت چپ نشان داده شده است و مقادیر حداکثر برش پایه و انرژی مستهلک شده حاصل از منحنی هیستریزس زلزله های مذکور در جدول (۱۱) گزارش شده است.



این است که به طور تقریبی رفتار دو قاب از نظر سختی و مقاومت تقریباً نزدیک به یکدیگر می‌باشد.



شکل ۱۲- منحنی هیستریزیس برای مدل شماره یک و دو در برابر زلزله‌های مختلف

همان‌طور که از جدول (۱۱) مشاهده می‌شود، مقادیر برش پایه در مدل یک در مقایسه با مدل دو بیش‌تر است. سطح زیر منحنی هیستریزیس (انرژی مستهلک‌شده) بر اساس پنج زلزله مورد نظر در هر دو مدل، اختلاف ناچیزی دارد. همچنین برای هر پنج زلزله نمودار مقایسه حداکثر تغییرمکان نسبی متناظر با هر طبقه برای هر زلزله به تفکیک برای مدل یک و دو در شکل (۱۳) ارائه شده است.

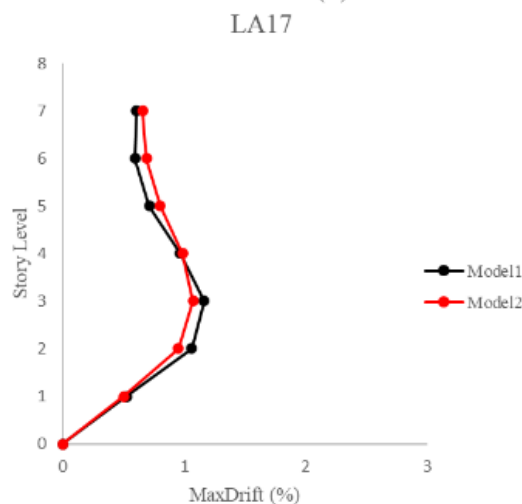
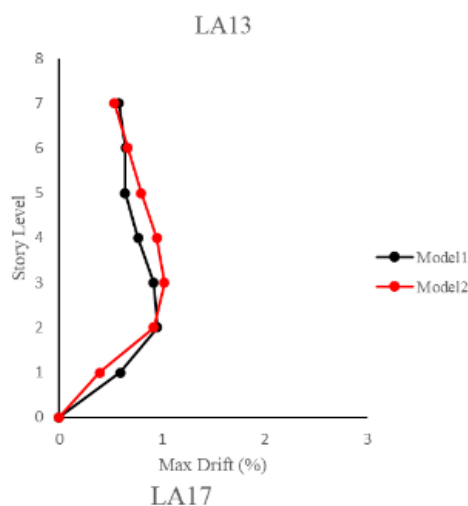
جدول ۱۱- مقادیر برش پایه برحسب نیوتن برای پنج زلزله برای دو قاب

	مدل ۱	مدل ۲
LA01	۷۲۸۴	۷۸۲۵
LA09	۶۲۰۰	۶۲۱۴
LA12	۶۷۰۵	۶۷۴۶
LA13	۱۰۰۰۲	۱۰۷۳۵
LA17	۱۰۵۵۴	۱۱۴۷۹

با توجه به طیف نشان داده‌شده در شکل (۴)، زلزله LA13 و LA17 دارای حداکثر شتاب بوده و همچنین انتظار می‌رود که دارای بیش‌ترین تغییرمکان نسبی نسبت به دو زلزله دیگر باشند که این موضوع در شکل (۱۳) برای دو مدل به وضوح قابل مشاهده است.

همان‌طور که مشخص است حداکثر تغییرمکان نسبی بین طبقات با اختلاف بسیار کم و نزدیک گزارش شده و نشان‌دهنده

توزیع نشده است؛ در صورتی که در مدل دو مفاصل توزیع یکنواخت‌تری داشته و توزیع سختی و مقاومت نیز یکنواخت است. همچنین ضریب شکل‌پذیری مدل دو حدود ۲/۱ درصد بیش‌تر از مدل یک بوده و به همین ترتیب ضریب رفتار بزرگ‌تری برای مدل دو برآورد شده است. از منظر برش پایه نیز، حداکثر برش پایه برای مدل یک، ۱۲ درصد از مدل دو بزرگ‌تر و بیشینه تغییر مکان مدل دو حدود ۶ درصد از مدل یک بیش‌تر می‌باشد؛ به عبارتی مدل یک نیروی بیش‌تر و تغییر شکل کم‌تر و مدل دو نیروی کم‌تر و تغییر شکل بیش‌تری را تحمل کرده است. یافته‌های حاصل از تحلیل چرخه‌ای نشان داد که منحنی هیستریزس مدل دو پهن‌تر از مدل یک بوده که به معنای حدود ۷ درصد استهلاک انرژی بیش‌تر این قاب می‌باشد. از منظر تحلیل تاریخچه زمانی سطح زیر منحنی‌های نیروی برش پایه-تغییر مکان بام در همه رکوردها و حداکثر برش پایه برای هر دو مدل به یکدیگر نزدیک بوده است. به علاوه بیشینه دررفت توزیع‌یافته در ارتفاع هر دو مدل، با افزایش شماره طبقات افزایش یافته است اما دو مدل از این منظر نیز اختلاف قابل توجهی با هم ندارند. در ادامه برای تحقیقات بیش‌تر پیشنهاد می‌شود عملکرد فروریزش مدل‌های مجهز به ستون خرپایی بر اساس معیار FEMA P695 ارزیابی شده و از طرفی موضوع توالی لرزه‌ای به‌ویژه اثر زلزله‌های متوالی نزدیک گسل هم در بررسی رفتار لرزه‌ای این سیستم‌ها مدنظر قرار گیرد.



شکل ۱۳- حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقات برای مدل یک و دو

## ۵- نتایج

در تحقیق حاضر رفتار لرزه‌ای دو قاب خمشی خرپایی با ستون با جان پر (مدل یک) و قاب خمشی خرپایی با ستون خرپایی (مدل دو) تحت سه تحلیل استاتیکی غیرخطی، تاریخچه زمانی و چرخه‌ای مورد مطالعه قرار گرفته است. به‌طور کلی مشاهده شد قاب خمشی خرپایی با ستون‌های خرپایی می‌تواند علاوه بر وزن کم‌تر، رفتار لرزه‌ای بهتری نسبت به قاب خمشی خرپایی با جان پر داشته باشد. در محدوده فرض‌های این پژوهش در تولید مدل‌های این تحقیق، تحلیل پوش‌آور نشان داد که مدل دو دیرتر به حد تسلیم رسیده و سطح IO را نسبت به مدل یک دیرتر تجربه کرده است. به‌علاوه در مدل یک وضعیت مفاصل مرحله به مرحله تغییر کرده و تغییرات دررفت در طبقات به‌صورت تدریجی نامنظم‌تر شده و به عبارتی سختی و مقاومت به‌طور یکنواخت

- [15] Jiansinlapadamrong, Ch., et al. (2019), "Seismic Design and Performance Evaluation of Long-Span Special Truss Moment Frames", 145(7): 04019053.
- [16] Kumar, R., et al. (2020), "Quantification of Seismic Performance Factors for Ductile Vierendeel Steel Truss Moment Frames", Journal of Earthquake Engineering.
- [17] Kumar, R., et al. (2020), "Seismic performance of high-rise special truss moment frames with multiple Vierendeel ductile segments and high panel aspect ratios", Struct Design Tall Spec Build; e1810.
- [18] ASCE/SEI 7-10, (2010), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American society of civil engineers, Reston, Virginia.
- [19] Chao, sh., and Goel, S.C. (2006), "Performance-based Plastic design of seismic resistant special truss moment frames", Research Report UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, The University of Michigan College of Engineering.
- [20] FEMA-356, (2000), Pre standard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings". Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [21] ATC-24, "guideline for cyclic seismic testing of components of steel structures" applied technology council.
- [22] Wei, L., and Stephen A.M. (2013), "Steel concentrically braced frames using tubular structural sections as bracing members: Design, full-scale testing and numerical simulation", volume 14, pages 43-58.
- [1] ANSI/AISC 341-16, (2016), Seismic provisions for structural steel buildings, American Institute of steel construction, Chicago, IL.
- [2] Itani, A.M., and Goel, S.C. (1994), "Seismic-resistant special truss-moment frames", Journal of structural Engineering. 120, 1781-1797.
- [3] Basha, H.S., and Goel, S.C. (1994), "Seismic resistant moment frames with ductile Vierendeel segment", Research report, University of Michigan, Ann Arbor.
- [4] Basha, H.S., and Goel, S.C. (1995), "Special truss moment frames with Vierendeel middle panel", Journal of structural Engineering. 17, 352-358.
- [5] Goel, S.C., et al. (1994), "Seismic Behavior of Open-Web Truss-Moment Frames", Journal of structural Engineering. 1763-1780.
- [6] Parra-Montesinos, G.J., Goel, S.C., and Kim, K.Y. (2006), "Behavior of steel double-channel built-up chords of special truss moment frames under reversed cyclic bending", ASCE Journal of Structural Engineering 132: 1343-51.
- [7] Kang, H.K., Park, J.Y., and Kim, J.K. (2017), "The Design of Special Truss Moment Frames Against Progressive Collapse", Proceedings of the Eighth International Conference on Engineering Computational Technology Civil-Comp Press, Stirlingshire, Scotland.
- [8] Yang, T.Y, et al. (2013), "Optimal truss span study for the buckling restrained knee brace truss moment frame", The 2013 world congress on advances in structural engineering and mechanics (ASEM13) Jeju. Korea, September 8-12-103.
- [۹] نوایی نیا، ب، تبارنشلی، پ، و اصغری، آ. (۱۳۹۲)، "تعیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی با تیرهای خریایی ویژه"، مجله مدل‌سازی در مهندسی، شماره ۳۲، دوره ۱۱، ص. ۴۳-۵۶.
- [10] Kim, J., and Park, J. (2014), "Design of Special Truss Moment Frames Considering Progressive Collapse", International Journal of Steel Structures 14 (2) , 1-13.
- [11] Kim, J., et al. (2016), "Seismic retrofit of special truss moment frames using viscous dampers", Journal of Constructional Steel Research 123, 53-67.
- [12] Jiansinlapadamron, C., et al, (2017), "Cyclic Loading Performance of Full-Scale Special Truss Moment Frame with Innovative Details for High Seismic Activity", 16th World Conference on Earthquake, 16WCEE.
- [13] Kumar, R., and Sahoo, D. (2017), "Effect of Special Segment Aspect Ratio on Seismic Performance of Special Truss Moment Frames (STMFs)", Key Engineering Material. Vol. 763, pp 709-717
- [14] Mousavi, S., et al. (2019), "Investigation of the Effect of Geometric Parameters on Behavior of Special Truss Moment Frames", International Research Journal of Engineering and Technology. e-ISSN: 2395-0056.



# ارزیابی عملکرد لرزه‌های ساختمان‌های فولادی پیچشی نرم و سخت با سیستم دوگانه تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل

محمدرضا وفیدسارکاری\*

کارشناس ارشد، مهندسی عمران-سازه، دانشگاه صنعتی سهند، تبریز  
\*تبریز، صندوق پستی ۱۹۹۶-۵۱۳۳۵، m\_vafidsarkari@sut.ac.ir

## چکیده

زمین لرزه‌های حوزه نزدیک گسل شامل ویژگی‌های جهت‌داری و پرتابه‌ای می‌توانند انرژی لرزه‌ای بالایی به ساختمان وارد کنند. در این مقاله، عملکرد لرزه‌های ساختمان‌های فولادی متقارن ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه، دارای سیستم باربر جانبی دوگانه، در دو حالت پیچشی سخت و نرم مورد بررسی قرار گرفته است. بدین منظور، ساختمان‌ها با به‌کارگیری هم‌زمان دو مؤلفه افقی سه دسته رکورد زلزله حوزه دور (FF) و نزدیک گسل پالس‌دار (FD) و بدون پالس (NP) تحت تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی قرار می‌گیرند. نتایج به‌صورت جابه‌جایی طبقات، جابه‌جایی نسبی طبقات، برش طبقات و همچنین نیاز شکل‌پذیری مهاربندها، تیرها و ستون‌ها برای سه دسته رکورد زلزله ارائه شده‌اند. نتایج حاکی از آن است که در ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵ و ۱۰ طبقه برای دسته رکورد زلزله FD، حداکثر نیاز در طبقات پایین بوده و مود اول غالب است. برای ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه، حداکثر نیاز برای دسته رکورد زلزله FD در طبقات پایین است؛ حداکثر اختلاف بین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF، برای جابه‌جایی نسبی طبقات به‌ترتیب برابر ۱۱۵ و ۷۹ درصد و برای نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها به‌ترتیب ۸۹۴ و ۷۹۸ درصد هستند. همچنین مشارکت مودهای بالاتر برای دسته رکورد زلزله FF برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه بیش‌تر از دسته رکورد زلزله‌های FD و NP است؛ از این رو، حداکثر نیاز در طبقات بالاتر تحت دسته رکورد زلزله‌های FF رخ می‌دهد.

## واژگان کلیدی

حوزه نزدیک گسل، جهت‌داری پیشرو، ساختمان متقارن، ساختمان پیچشی سخت، ساختمان پیچشی نرم

## Evaluation of seismic performance of torsionally-stiff and torsionally-flexible steel buildings under far-field and near-field ground motions

M.R. Vafidsarkari

### Abstract

Near field ground motions with forward directivity and fling step effects, can impose high seismic energy to the building. In this paper, the seismic performance of symmetrical steel of 5-, 10- and 20-story buildings with dual lateral load resisting system, in both torsionally-stiff (TS) and torsionally-flexible (TF) archetype buildings has been investigated. For this purpose, the buildings are subjected to nonlinear time history analysis, which are performed with applying two horizontal components of three sets of far field (FF), non-pulse (NP) and with forward directivity pulse (FD) records. The results are presented in the form of peak floor displacement, inter story drift ratio, story shear as well as ductility demands of braces, beams and columns for three categories of earthquake records. The results show that in torsionally-stiff and torsionally-flexible buildings of 5- and 10-story under the FD records, the maximum occurs in the lower stories and the first mode is predominant. Also, for the 20-story torsionally-stiff building, the maximum demands occurs under the FD records in the lower stories, which the maximum difference between FD with NP and FF earthquake records, for the story drift ratios are 115% and 79%, respectively, and for the ductility of the columns, they are 894% and 798%, respectively. Also, contribution of higher modes of FF records for 20-storey buildings are greater than the FD and NP records; therefore, the maximum demands in the upper stories occurs under the FF records.

### Keywords

Near Field, Forward Directivity, Symmetric Building, Torsionally-Stiff Building, Torsionally-Flexible Building



تعریف کلی نیست [۴، ۱۳، ۱۹-۲۱]. همچنین زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل می‌توانند باعث جابه‌جایی‌های ماندگار زمین شوند [۲۲]؛ بنابراین، می‌توانند به‌طور محسوسی تحت تأثیر عوامل فرایند شکست گسل و جهت لغزش گسل نسبت به محل و جابه‌جایی ماندگار زمین<sup>۱۶</sup> (PDE) در محل ناشی از حرکت زمین‌ساختی قرار گیرند. دو عامل اول موجب اثر جهت‌داری<sup>۱۷</sup> (RDE) و عامل سوم باعث اثر پرتابه‌ای<sup>۱۸</sup> (FS) می‌شوند که از برجسته‌ترین ویژگی‌های زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل هستند. اثرات جهت‌داری بسته به موقعیت نسبی بین جهت لغزش گسل نسبت به محل می‌تواند به‌صورت جهت‌داری پیشرو<sup>۱۹</sup>، پس‌رو<sup>۲۰</sup> و ختشی<sup>۲۱</sup> دسته‌بندی گردد. جهت‌داری پیشرو (FD) زمانی رخ می‌دهد که انتشار پیش‌روی شکست با سرعتی نزدیک به سرعت موج برشی به سمت یک محل باشد و جهت لغزش گسل در امتداد با همان محل انجام شود؛ چنانچه زاویه محل با گسل کم باشد (زمانی برای میرایی فرکانس‌های بالا نباشد) همچنین از مرکز زلزله به اندازه کافی دور باشد (تا اثر برهم‌نهی موج‌ها شکل گیرد)، موجب می‌شود که انرژی لرزه‌ای حاصل از شکست در یک موج حرکتی بزرگ (فرکانس بالا) در ابتدای شتاب‌نگاشت به محل مورد نظر برسد (جابه‌جایی دینامیکی). جهت‌داری پیشرو موجب زمین‌لرزه‌هایی می‌شود که در پریودهای بلند دارای شتاب طیفی با دامنه بلند و زمان دوام کوتاه هستند و با یک پالس دوطرفه سرعت شناخته می‌شود. همچنین جهت‌داری ختشی زمانی اتفاق می‌افتد که محل مورد نظر عمود بر راستای گسل است. جهت‌داری پس‌رو، هنگامی رخ می‌دهد که انتشار شکست از محل مورد نظر دور شود و منجر به اثرات متضاد می‌گردد؛ یعنی زمین‌لرزه‌هایی ایجاد می‌کنند که در پریودهای بلند دارای دامنه کم و زمان دوام بلند می‌باشند و به‌طور معمول حرکات پالسی شکل ندارند [۴، ۱۲، ۲۳]. همچنین جهت‌داری پیشرو در هر دو گسل

گزارش خسارت‌های غیرعادی از زلزله ۱۸ مارس ۱۹۵۷ پورت هیونیوم<sup>۱</sup> در مقایسه با بزرگی ۴/۷، سبب شناسایی پتانسیل خرابی زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل گردید. به این ترتیب **هاوزنر**<sup>۲</sup> و **هیودسن**<sup>۳</sup> در سال ۱۹۵۸ با ادعای ثبت اولین زمین‌لرزه پالس‌دار به‌عنوان علت خرابی‌ها، به اهمیت مطالعه زلزله‌های پالس‌دار اشاره کردند [۱]. سپس **هاوزنر** و **تریفوناک**<sup>۴</sup> با مطالعه زمین‌لرزه پارکفیلد<sup>۵</sup> در سال ۱۹۶۷ اشاره به زمین‌لرزه حاوی پالس دارای پتانسیل تخریب متفاوت از زمین‌لرزه‌های معمولی کردند [۲]. **مهن** و **همکاران** در سال ۱۹۷۶ با مطالعه علت صدمات ساختمان اصلی بیمارستان اولیو ویو<sup>۶</sup> و **بولت**<sup>۷</sup> و **همکاران** در سال ۱۹۷۱ با مطالعه علت خرابی‌های سازه‌ها تحت زمین‌لرزه ۱۹۷۱ سن فرناندو<sup>۸</sup> بیان کردند که زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل می‌توانند موجب نیاز شکل‌پذیری جابه‌جایی بزرگ شوند [۳]. به غیر از زلزله‌های ذکرشده، چندین رویداد زلزله بزرگ، اهمیت مطالعه روی مسائل نزدیک گسل را افزایش داد. از جمله این زلزله‌ها، زلزله ۱۹۷۸ طبس، ۱۹۷۹ امپریال ولی<sup>۹</sup>، ۱۹۸۹ لوما پریتا<sup>۱۰</sup>، ۱۹۹۲ لندرز<sup>۱۱</sup>، ۱۹۹۴ نورثریج<sup>۱۲</sup>، ۱۹۹۵ کوبه<sup>۱۳</sup>، ۱۹۹۹ ازमित<sup>۱۴</sup>، ۱۹۹۹ چی‌چی<sup>۱۵</sup> و ۲۰۰۳ بم می‌باشند. پس از رویدادهای مذکور، مطالعه در خصوص ویژگی‌های زلزله‌های نزدیک گسل و روش‌های طراحی لرزه‌ای به‌عنوان موضوع مهمی در مهندسی زلزله مطرح گردید.

زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل، به‌طور معمول در محدوده فاصله ۱۵ الی ۲۰ کیلومتری از گسل فرض می‌گردد [۴-۱۱]؛ درحالی‌که مطالعات نشان دادند که اثرات زمین‌لرزه‌های حوزه نزدیک گسل با افزایش فاصله به سرعت کاهش می‌یابد [۲] و همچنین به بزرگی، فرایند شکست گسل، جهت لغزش گسل، سرعت گسیختگی و جهت انتشار گسیختگی نسبت به محل بستگی دارد [۱۲-۱۸]؛ بنابراین، این فاصله به‌عنوان یک

<sup>16</sup> Permanent Displacement Effect  
<sup>17</sup> Rupture Directivity Effect  
<sup>18</sup> Fling Step  
<sup>19</sup> Forward Directivity  
<sup>20</sup> Backward Directivity  
<sup>21</sup> Neutral Directivity

<sup>1</sup> Port Hueneme  
<sup>2</sup> Housner  
<sup>3</sup> Hudson  
<sup>4</sup> Trifunac  
<sup>5</sup> Parkfield  
<sup>6</sup> Olive View  
<sup>7</sup> Boulton  
<sup>8</sup> San Fernando  
<sup>9</sup> Imperial Valley  
<sup>10</sup> Loma Prieta  
<sup>11</sup> Landers  
<sup>12</sup> Northridge  
<sup>13</sup> Kobe  
<sup>14</sup> Izmit  
<sup>15</sup> Chi-Chi

شیب‌لغز معکوس و نرمال نیز اتفاق می‌افتد. بدین ترتیب که اگر فرایند شکست به سمت مرکز زلزله باشد و جهت شکست و لغزش صفحه گسل شیب‌لغز هم‌راستا باشند، نقاط قرارگرفته در فرادواره، جهت‌داری پیشرو را تجربه می‌نمایند. اثرات جهت‌داری پیشرو در گسل امتدادلغز در فاصله‌ای دور از مرکز زلزله و در گسلش شیب‌لغز در سطح زمین و رومرکز زلزله بیش‌تر نمایان است. همچنین اثر پرتابه‌ای (FS) ناشی از جابه‌جایی‌های ماندگار زمین در محل (PGD)، همراه با پالس‌های سرعت یک‌طرفه می‌باشند [۲۳، ۴]. در گسل امتدادلغز، پالس جهت‌داری پیشرو در جهت عمود بر امتداد و پالس جابه‌جایی استاتیکی زمین (اثر پرتابه‌ای) موازی با امتداد گسل رخ می‌دهد؛ درحالی‌که در گسل شیب‌لغز، پالس جهت‌داری عمود بر شیب گسل است و مؤلفه‌هایی در هر دو جهت قائم و عمود بر امتداد افقی دارد. همچنین جابه‌جایی استاتیکی زمین در امتداد موازی با شیب گسل است و مؤلفه‌هایی در هر دو جهت قائم و عمود بر امتداد افقی دارد؛ بنابراین، جابه‌جایی‌های دینامیکی و استاتیکی روی مؤلفه عمود بر امتداد گسل رخ می‌دهند. از این‌رو لازم است تا به‌عنوان بارهای هم‌زمان که پتانسیل خرابی زمین‌لرزه‌ها را افزایش می‌دهد، در نظر گرفته شوند [۲۴].

تحقیقات نشان دادند که زلزله‌های حوزه نزدیک گسل شامل پالس می‌توانند نیازهای بالاتری را نسبت به زلزله‌های معمول و دور از گسل و طیف‌های طراحی آیین‌نامه‌ای در ساختمان ایجاد نمایند [۲۵-۴۳]. همچنین مطالعات نشان دادند که اختلاف در توزیع حداکثر نیاز شکل‌پذیری طبقات در ارتفاع سازه به ویژگی‌های زلزله‌های حوزه نزدیک گسل و ویژگی‌های ارتعاشی سازه بستگی دارد [۱۷، ۲۶، ۲۸، ۳۱-۳۴، ۴۱، ۴۲، ۴۴-۴۷]. برخی از مطالعات نشان دادند که در حوزه نزدیک گسل مود اول ارتعاش سازه‌ها غالب بوده و طبقات پایینی بحرانی هستند، درحالی‌که مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ‌های لرزه‌ای در زمین‌لرزه‌های حوزه دور از گسل حاکم می‌باشند [۱۷، ۳۰، ۳۴، ۴۱، ۴۲، ۴۷] و بعضی حاکی از آن است که در پالس‌های FD مودهای بالاتر مشارکت دارند ولی برای پالس‌های FS مود اول حاکم است [۲۸، ۳۱، ۴۶]. تحلیل استفاده از پالس‌های معادل نشان داد زمانی که نسبت پریرود پالس به پریرود اولیه سازه بیش‌تر از یک است، حداکثر نیاز در طبقات پایین

سازه است که نشان‌دهنده حاکمیت مود اول است؛ ولی وقتی نسبت پریرود پالس به پریرود اولیه سازه کم‌تر از یک است، حداکثر نیاز به طبقات بالاتر منتقل می‌شود که نمایانگر مشارکت مودهای بالاتر در پاسخ‌های لرزه‌ای است [۲۸، ۳۲، ۴۴، ۴۵]. **هال**<sup>۱</sup> و **همکاران** در سال ۱۹۹۵ ملاحظه کردند در صورتی‌که پریرود پالس زمین‌لرزه شامل پالس FD با پریرود اولیه سازه برابر باشد، می‌تواند در خرابی بسیار مؤثر باشد [۲۶]. **یانگ**<sup>۲</sup> و **همکاران** در سال ۲۰۱۰ نشان دادند که با افزایش نسبت سختی جانبی، حداکثر جابه‌جایی نسبی طبقات از نیمه بالایی به نیمه پایینی منتقل می‌شود [۳۱]. بررسی خرابی ساختمان‌ها تحت اثرات FD توسط **چمپیون**<sup>۳</sup> و **لیل**<sup>۴</sup> در سال ۲۰۱۲ حاکی از آن بود که پالس‌های شامل پریرود بزرگ‌تر از پریرود مود اول الاستیک ساختمان، تأثیر بیش‌تری در خرابی دارند [۳۳]. نتایج مطالعات **کریشان**<sup>۵</sup> در سال ۲۰۰۷ حاکی از نیاز جابه‌جایی نسبی طبقه ۵ درصد و نیاز دوران پلاستیک اتصالات تیر به ستون و چشمه‌های اتصال ۴ الی ۵ درصد رادبان برای ساختمان‌های نامنظم در پلان بودند [۲۹]. نتایج مطالعه **منیری** در سال ۲۰۱۷ نشان داد که اهمیت رفتار غیرخطی در ساختمان‌های بلندتر، بیش‌تر است [۳۷]. **منصوری** و **همکاران** در سال ۲۰۱۹ ملاحظه کردند که نسبت جابه‌جایی نسبی طبقه و نسبت برش طبقات (NF/FF) با افزایش ارتفاع سازه افزایش می‌یابد [۴۰]. **مشایخی** و **همکاران** در سال ۲۰۱۹ نشان دادند که اختلاف بین جابه‌جایی طبقات با افزایش پریرود ساختمان‌ها افزایش می‌یابد [۴۱].

با توجه به این‌که در مطالعات انجام‌شده تأثیر پارامتر نسبت فرکانسی سیستم  $\Omega$  که متمایزکننده ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم است تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل بررسی نشده است و اکثر مطالعات به‌صورت قاب‌های دوبعدی [۲۷، ۳۰-۳۳، ۳۹-۴۳، ۴۶، ۴۸] و بدون دخالت پریرود پیچشی به‌عنوان پریرود غالب سازه هستند، بنابراین در این مقاله تأثیر پارامتر نسبت فرکانسی سیستم  $\Omega$  در پاسخ ساختمان‌ها تحت زلزله‌های حوزه دور و نزدیک گسل شامل پالس و بدون پالس مورد بررسی قرار می‌گیرد. شایان‌ذکر است که نسبت پریرود  $\Omega$  به‌صورت نسبت پریرود انتقالی غیردرگیر به پریرود پیچشی غیردرگیر تعریف می‌شود. سازه‌ها با  $\Omega < 1$  به‌عنوان پیچشی سخت و با  $\Omega > 1$  به‌عنوان پیچشی نرم نامیده می‌شوند [۴۹]. در

<sup>1</sup> Hall

<sup>2</sup> Yang

<sup>3</sup> Champion

<sup>4</sup> Liel

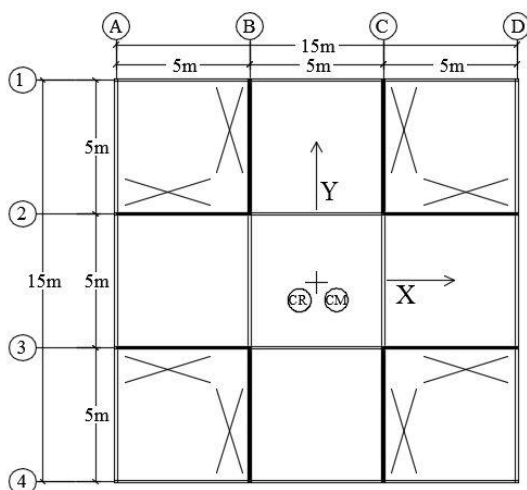
<sup>5</sup> Krishnan



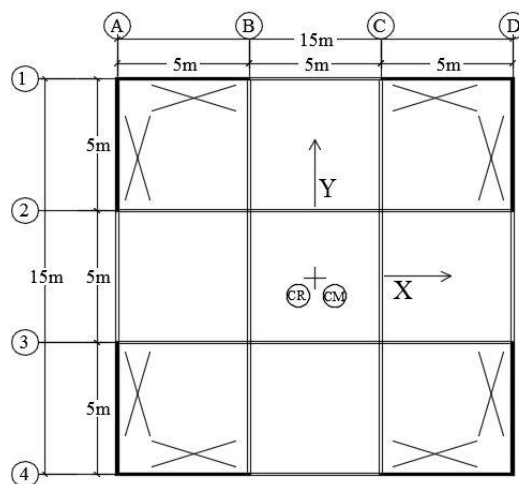
## ۲- روش تحقیق

در مطالعه حاضر، ساختمان‌های فولادی ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه با پلان یکسان و برش طبقات به ترتیب مطابق شکل‌های (۱) و (۲) مورد بررسی قرار گرفتند که ساختمان‌ها دارای سیستم باربر جانبی دوگانه قاب خمشی متوسط با مهارندهای همگرای ویژه با تکیه‌گاه‌های گیردار بودند. ارتفاع کلیه طبقات برابر ۳/۲ متر است.

ساختمان‌های پیچشی سخت، شکل مودی اول، انتقالی و شکل مودی دوم، پیچشی می‌باشد ولی برای ساختمان‌های پیچشی نرم، شکل مودی اول، پیچشی و شکل مودی دوم انتقالی است [۵۰].

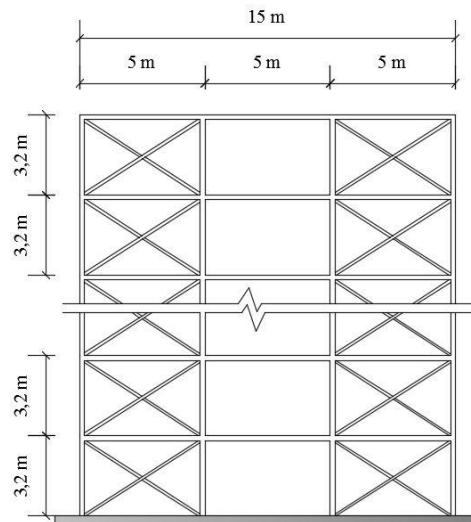
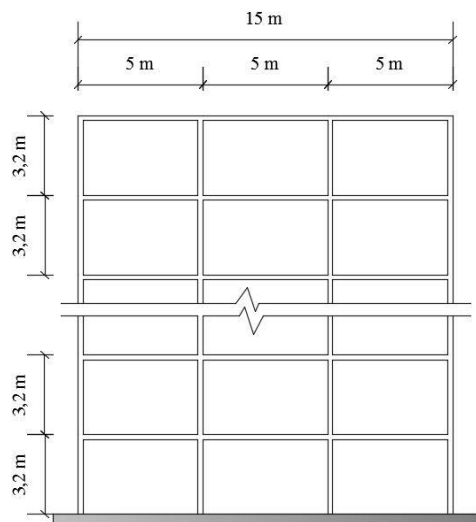


(ب)



(الف)

شکل ۱- پلان یکسان طبقات: الف) ساختمان‌های پیچشی سخت، ب) ساختمان‌های پیچشی نرم



شکل ۲- برش طبقات ساختمان؛ شکل سمت راست: قاب‌های با مهاربند، شکل سمت چپ: قاب‌های بدون مهاربند

لرزه‌ای به صورت متمرکز در تراز طبقات انجام شد. برای ساختمان‌های پیش‌سخت مودهای اول و دوم، انتقالی و مود سوم پیش‌سختی بودند؛ در حالی که برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم، مود اول پیش‌سختی بود. مشخصات زمان تناوبی ساختمان‌ها در جدول (۱) آورده شده است که زمان تناوب پیش‌سختی با رنگ خاکستری متمایز شده است. جزئیات مقاطع مربوط به ساختمان‌های پیش‌سخت و نرم ۱۰ طبقه به عنوان نمونه در جدول‌های (۲) الی (۵) ارائه شده است. همچنین شکل‌های مودی ساختمان‌های پیش‌سخت نرم و سخت به ترتیب در شکل‌های (۳) و (۴) آمده است.

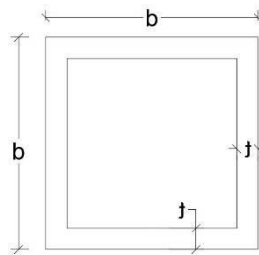
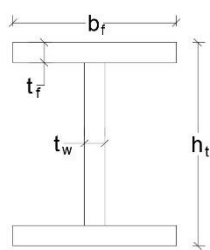
بارهای مرده و زنده برای تمام طبقات به ترتیب برابر ۶۵۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و مصالح فولادی از نوع ST37 با تنش تسلیم  $F_y=240 \text{ MPa}$ ، تنش گسیختگی نهایی  $F_u=370 \text{ MPa}$ ، مدول الاستیسیته  $E=2 \times 10^5 \text{ MPa}$  و ضریب پواسون  $\nu=0.3$  می‌باشد. ساختمان‌ها در دو گروه پیش‌سختی نرم<sup>۱</sup> (TF) و سخت<sup>۲</sup> (TS)، با جابه‌جایی مهاربندها به سمت قاب‌های درونی و بیرونی حاصل شدند. ساختمان‌ها دارای اهمیت متوسط بوده و زمین منطقه نوع II و میزان خطر لرزه‌خیزی منطقه مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [۵۱]، بسیار زیاد می‌باشد. همچنین برای طراحی سازه‌های فولادی از آیین‌نامه AISC 360-16 [۵۲] استفاده گردید. طراحی و تحلیل مدل‌ها به صورت سه‌بعدی و با در نظرگیری جرم‌های

جدول ۱- مشخصات زمان تناوب و برش پایه طراحی ساختمان‌های پیش‌سختی سخت و نرم

سیستم ساختمانی	تعداد طبقات	ارتفاع کل ساختمان (متر)	زمان تناوب (ثانیه)			$\Omega$	برش پایه طراحی (کیلوگرم-نیرو)
			T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>		
پیش‌سختی سخت (TS)	5	16	0.506	0.506	0.276	1.83	90454
	10	32	1.040	1.040	0.550	1.89	98255
	20	64	1.968	1.968	0.963	2.04	126834
پیش‌سختی نرم (TF)	5	16	0.686	0.489	0.489	0.71	93696
	10	32	1.275	0.926	0.921	0.73	112159
	20	64	2.213	1.595	1.595	0.72	145472

جدول ۲- مشخصات مقاطع تیرها، ستون‌ها و مهاربندها

مشخصات مقاطع تیرها					مشخصات مقاطع مهاربندها			مشخصات مقاطع ستون‌ها		
Section	$h_t$ (cm)	$t_w$ (cm)	$b_f$ (cm)	$t_f$ (cm)	Section	d (cm)	t (cm)	Section	b (cm)	t (cm)
SG1	23	0.8	17.5	1.0	SB1	8	0.6	SC1	25	1.0
SG2	30	0.8	20	2.5	SB2	10	0.6	SC2	25	1.5
SG3	30	0.8	25	2.5	SB3	12	0.6	SC3	25	2.0
								SC4	25	2.5
								SC5	30	2.0
								SC6	30	2.5
								SC7	30	3.0
								SC8	35	3.0



<sup>1</sup> Torsionally-Flexible

<sup>2</sup> Torsionally-Stiff

جدول ۳- مقاطع ستون‌ها در ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم

مقاطع ستون‌ها در ساختمان متقارن پیچشی نرم			مقاطع ستون‌ها در ساختمان متقارن پیچشی سخت		
Position	story	Section	Position	Story	Section
A1, D1, A4, D4	1-10	SC1	A1, D1, A4, D4	1-3	SC6
	1, 2	SC8		4-10	SC4
A2, D2, A3, D3	3, 4	SC7	A2, D2, A3, D3	1, 2	SC6
	5-10	SC5		3, 4	SC3
B(1-4), C(1-4)	1	SC8	B1, C1, B4, C4	5-10	SC2
	2-4	SC7		1, 2	SC6
	5-10	SC5		3, 4	SC4
				5-10	SC2
			1, 2	SC6	
			B2, C2, B3, C3	3-5	SC2
				6-10	SC1

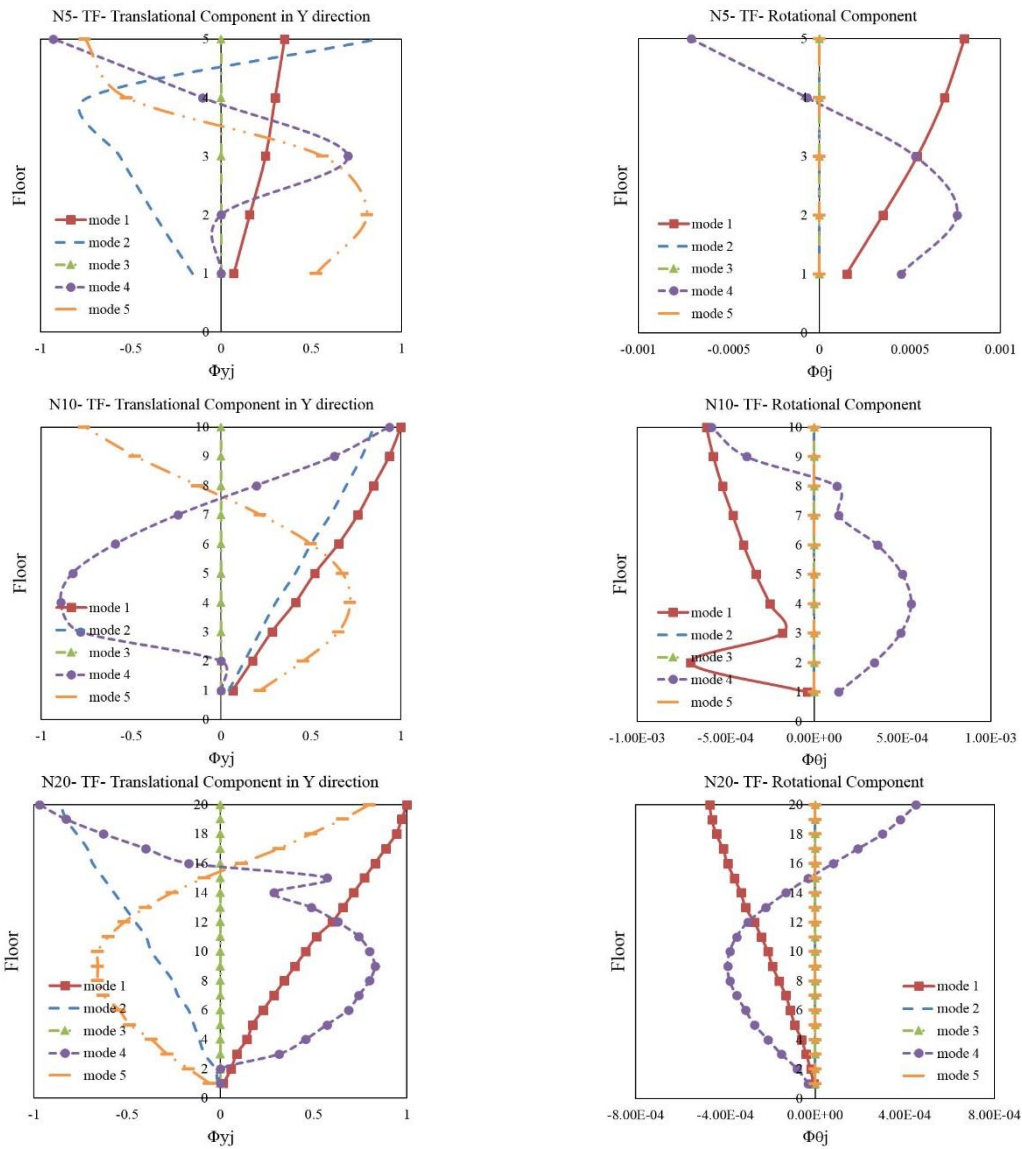
جدول ۴- مقاطع مهاربندها در ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم

مقاطع مهاربندها در ساختمان متقارن پیچشی نرم			مقاطع مهاربندها در ساختمان متقارن پیچشی سخت		
Axis	story	Section	Axis	story	Section
2, 3, B, C	1-7	SB3	1, 4, A, D	1-7	SB2
	8, 9	SB2		8-10	SB1
	10	SB1			

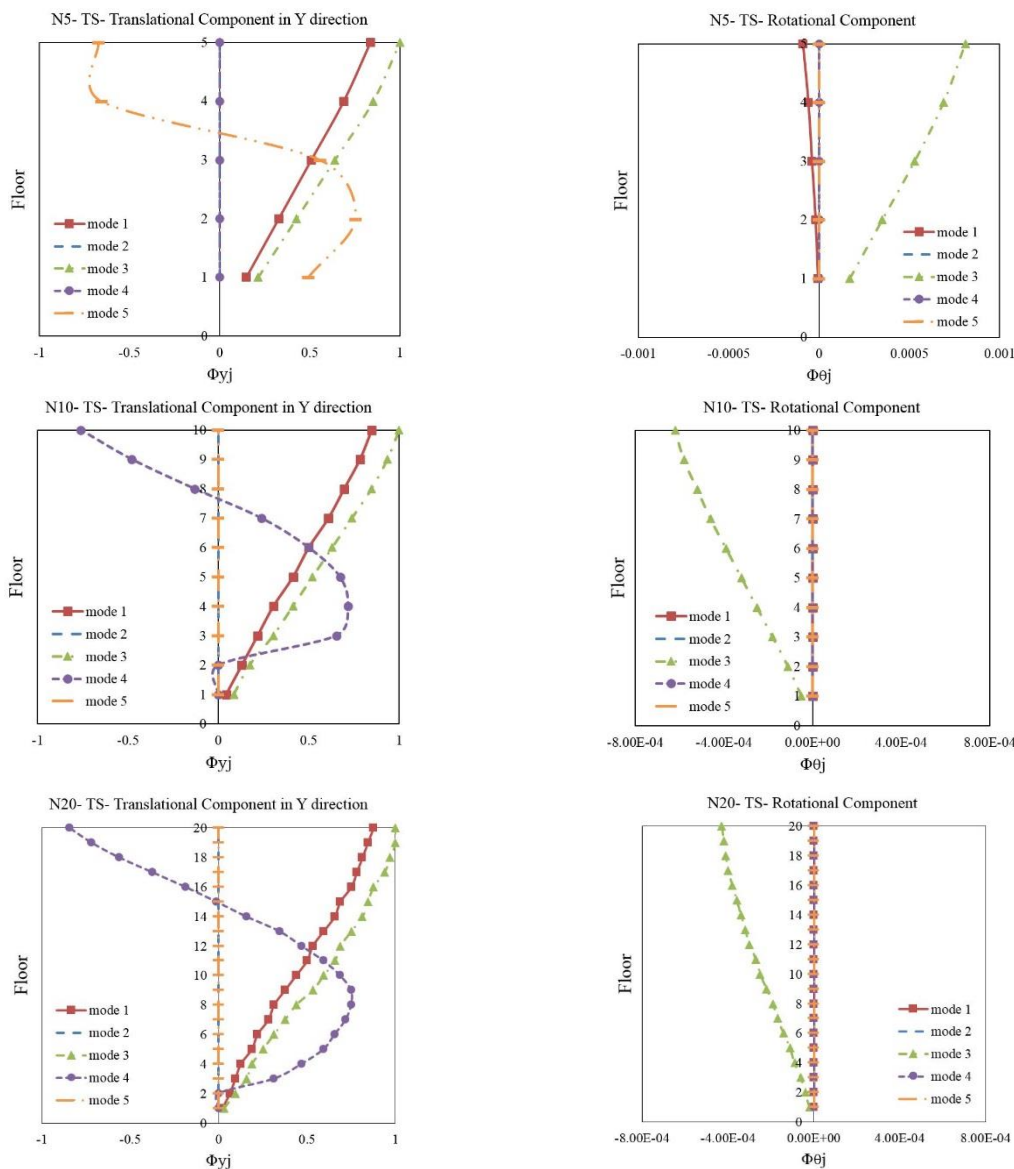
جدول ۵- مقاطع تیرها در ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم

مقاطع تیرها در ساختمان متقارن پیچشی نرم			مقاطع تیرها در ساختمان متقارن پیچشی سخت		
Axis	story	Section	Axis	story	Section
1, 4, A, D	1-10	SG1	1, 4, A, D	1-10	SG2
2, 3, B, C	1-10	SG3	2, 3, B, C	1-10	SG1





شکل ۳- شکل‌های مودی الاستیک ساختمان‌های پیش‌سختی نرم ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب شکل‌های سمت چپ: مؤلفه انتقالی در جهت Y و شکل‌های سمت راست: مؤلفه دورانی



شکل ۴- شکل های مودی الاستیک ساختمان های پیشگی سخت ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه به ترتیب شکل های سمت چپ: مؤلفه انتقالی در جهت Y و شکل های سمت راست: مؤلفه دورانی

۲۰ کیلومتر انتخاب شده اند. مشخصات شتابنگاشت ها در جدول های (۶) الی (۸) و طیف های مربوطه در شکل (۵) ارائه شده اند. هر گروه از زلزله ها مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران [۵۱] برای سطح زلزله طرح مقیاس شدند و هر جفت زمین لرزه به صورت (X,Y) بر مدل سازه ای اعمال شدند؛ بدین ترتیب که برای زلزله های نزدیک گسل، مؤلفه شامل پالس جهت داری پیشرو و برای زلزله های دور از گسل و نزدیک گسل بدون پالس، مؤلفه با PGA حداکثر در جهت Y اعمال گردید. طیف میانگین دسته رکورد زلزله های FF, FD, NP برای ساختمان های مورد

تحلیل های تاریخچه زمانی توسط نرم افزار SAP2000 [۵۳] برای سه گروه ۱۵ تایی زمین لرزه های حوزه دور<sup>۱</sup> (FF) و نزدیک گسل بدون پالس<sup>۲</sup> (NP) و شامل پالس جهت داری پیشرو با در نظر گیری دو مؤلفه افقی رکوردها انجام شدند. همه رکوردها از پایگاه اطلاعاتی PEER [۵۴] مطابق با خاک نوع II آیین نامه ۲۸۰۰ ایران انتخاب شده اند. برای تشخیص رکوردهای حوزه نزدیک گسل شامل پالس از مرجع [۵۵] استفاده شده است که در آن مرجع روش تجزیه موجک [۵۶] به کار رفته است. رکوردهای حوزه نزدیک گسل از رکوردهای با فاصله کم تر از

<sup>1</sup> Far Field  
<sup>2</sup> Non Pulse



در ابتدا و انتهای اعضا و در مهاربندها با توجه به این که نیروی کمانش خارج از صفحه کم‌تر از نیروی کمانش داخل صفحه بود، در یک‌دهم طول مهاربند و بر اساس نیروی محوری اختصاص داده شدند.

بررسی در شکل (۶) ارائه شده است و رفتار غیرخطی تیرها، ستون‌ها و مهاربندها با مفاصل پلاستیک اتوماتیک مطابق با آیین‌نامه ASCE/SEI 41-13 [۵۷] مدل‌سازی شدند. مفاصل پلاستیک در تیرها بر مبنای لنگر حول محور قوی، در ستون‌ها بر مبنای اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی حول دو محور

جدول ۶- مشخصات رکوردهای نزدیک گسل شامل پالس با ویژگی اثر جهت‌داری پیشرو (FD)

No.	Event	Year	Station	Magnitude (M <sub>w</sub> )	Mechanism	Dist (km)	PGA1 (g)	PGA2 (g)	T <sub>p</sub> (s)
1	Northridge	1994	J.F.Plant	6.69	R. Oblique	5.43	0.99	0.57	3.5
2	Northridge	1994	LA Dam	6.69	R. Oblique	5.92	0.43	0.32	1.6
3	Northridge	1994	Sylmar	6.69	R. Oblique	5.30	0.60	0.84	2.4
4	Cape Mendocino	1992	Petrolia	7.01	R. Oblique	8.18	0.59	0.66	3.0
5	Chi-Chi	1999	TCU049	7.62	R. Oblique	3.76	0.19	0.22	10.
6	Chi-Chi	1999	TCU052	7.62	R. Oblique	0.66	0.36	0.45	11.9
7	Chi-Chi	1999	TCU053	7.62	R. Oblique	5.95	0.18	0.13	13.1
8	Chi-Chi	1999	TCU068	7.62	R. Oblique	0.32	0.51	0.32	12.2
9	Chi-Chi	1999	TCU075	7.62	R. Oblique	0.89	0.23	0.26	4.9
10	Chi-Chi	1999	TCU087	7.62	R. Oblique	6.98	0.12	0.11	10.3
11	Chi-Chi	1999	TCU101	7.62	R. Oblique	2.11	0.21	0.26	10.3
12	Chi-Chi	1999	TCU103	7.62	R. Oblique	6.08	0.13	0.14	8.6
13	Chi-Chi	1999	TCU128	7.62	R. Oblique	13.13	0.14	0.17	9.023
14	Parkfield	2004	Eades	6.00	Strike slip	2.85	0.32	0.39	1.218
15	Bam	2003	Bam	6.6	Strike slip	1.70	0.81	0.63	2.023

جدول ۷- مشخصات رکوردهای نزدیک گسل بدون پالس (NP)

No.	Event	Year	Station	Magnitude (M <sub>w</sub> )	Mechanism	Dist (km)	PGA2 (g)	PGA1 (g)
1	Chi-Chi	1999	CHY028	7.62	R. Oblique	3.12	0.64	0.76
2	Chi-Chi	1999	CHY029	7.62	R. Oblique	10.96	0.29	0.24
3	Chi-Chi	1999	CHY080	7.62	R. Oblique	2.7	0.81	0.86
4	Chi-Chi	1999	TCU070	7.62	R. Oblique	19.0	0.25	0.16
5	Chi-Chi	1999	TCU071	7.62	R. Oblique	5.8	0.53	0.65
6	Chi-Chi	1999	TCU072	7.62	R. Oblique	7.8	0.48	0.38
7	Chi-Chi	1999	TCU089	7.62	R. Oblique	9.0	0.35	0.23
8	Loma Prieta	1989	UCSC	6.93	R. Oblique	18.51	0.31	0.41
9	Loma Prieta	1989	Bran	6.93	R. Oblique	10.72	0.46	0.50
10	Loma Prieta	1989	Corralitos	6.93	R. Oblique	3.85	0.64	0.48
11	Loma Prieta	1989	WAHO	6.93	R. Oblique	17.47	0.37	0.65
12	Cape Mendocino	1992	Cape Menocino	7.01	R. Oblique	6.96	0.50	1.02
13	Northridge	1994	B.H.Rd.	6.69	R. Oblique	16.88	0.11	0.16
14	Northridge-01	1994	Sunland	6.69	R. Oblique	13.35	0.13	0.16
15	Northridge-01	1994	S.Ground	6.69	R. Oblique	16.74	0.23	0.29

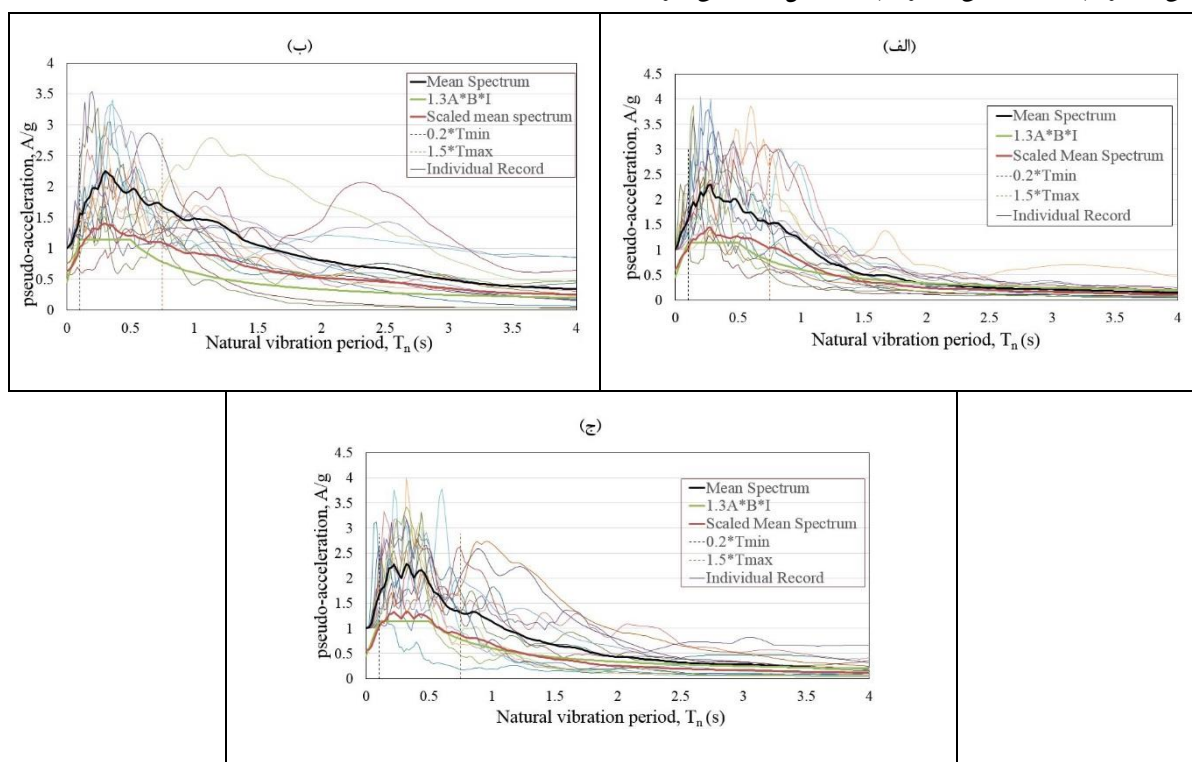


جدول ۸- مشخصات رکوردهای حوزه دور از گسل (FF).

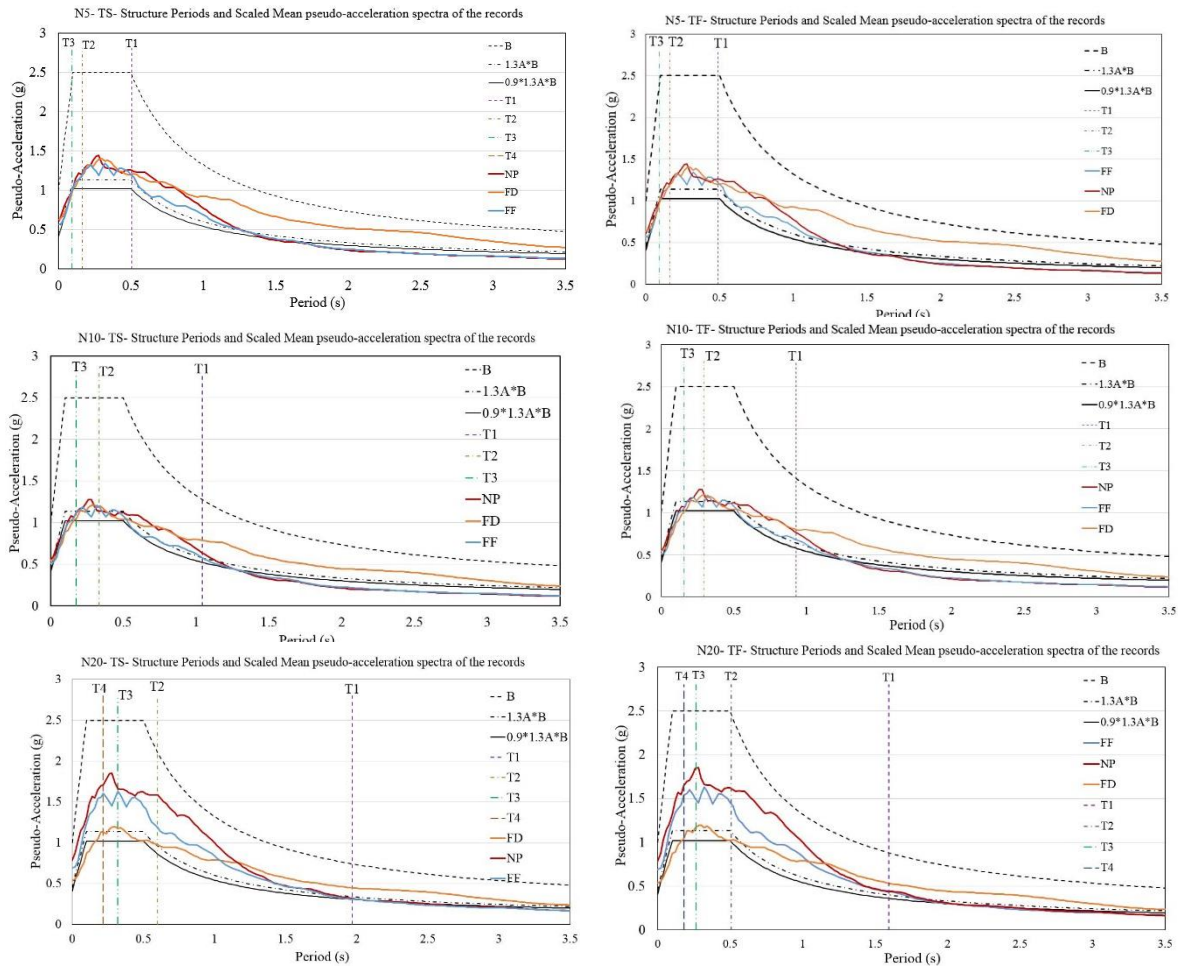
No.	Event	Year	Station	Magnitude (M <sub>w</sub> )	Mechanism	Dist (km)	PGA2 (g)	PGA1 (g)
1	Kobe	1995	MZH	6.9	Strike slip	69.04	0.07	0.05
2	Kobe	1995	OKA	6.9	Strike slip	86.93	0.08	0.06
3	Northridge-01	1994	Old Ridge	6.69	R. Oblique	20.11	0.57	0.51
4	Northridge-01	1994	Gabriel	6.69	R. Oblique	38.86	0.14	0.26
5	Chi-Chi, Taiwan	1999	TAP103	7.62	R. Oblique	114.28	0.12	0.18
6	Chi-Chi	1999	TCU095	7.62	R. Oblique	45.15	0.37	0.70
7	Hector Mine	1999	Amboy	7.13	Strike slip	41.81	0.18	0.15
8	Bam	2003	Abaragh	6.6	Strike slip	47.16	0.17	0.11
9	San Fernando	1971	Lake Hughes #9	6.61	R. Oblique	22.57	0.17	0.14
10	Landers	1992	Amboy	7.28	R. Oblique	69.21	0.12	0.15
11	Loma Prieta	1989	Golden Gate	6.93	R. Oblique	79.71	0.23	0.12
12	Loma Prieta	1989	SAGO	6.93	R. Oblique	29.54	0.04	0.06
13	Loma Prieta	1989	SLAC Lab	6.93	R. Oblique	24.82	0.19	0.28
14	Loma Prieta	1989	Downstream	6.93	R. Oblique	20.26	0.25	0.24
15	Loma Prieta	1989	Presidio	6.93	R. Oblique	77.34	0.10	0.20

و برای بارهای مرده و زنده به ترتیب برابر  $1/2$  و  $1$  اعمال شده است. همچنین در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی از روش انتگرال نیومارک با پارامترهای  $\gamma$  و  $\beta$  به ترتیب برابر  $0/5$  و  $0/25$  استفاده شده است.

تحلیل‌های تاریخیچه زمانی ماتریس میرایی با در نظرگیری میرایی رایلی به دست آمده است که بدین منظور نسبت میرایی برای مود اول و دوم انتقالی برابر ۵ درصد مطابق استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران لحاظ گردیده است. اثر P-Delta در کلیه تحلیل‌های تاریخیچه زمانی با ضرایب بارهای ثقلی در ترکیب بار شامل بار جانبی زلزله



شکل ۵- طیف شبه‌شتاب و طیف میانگین رکوردها، طیف استاندارد ۲۸۰۰ زلزله (۱/۳ برابر) و طیف میانگین مقیاس شده برای الف) دسته رکوردهای حوزه نزدیک گسل پالس‌دار، ب) دسته رکوردهای حوزه نزدیک گسل پالس، ج) دسته رکوردهای حوزه دور



شکل ۶- طیف شبه‌شتاب میانگین رکوردهای مقیاس شده برای هر ساختمان؛ به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیش‌سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیش‌سخت نرم

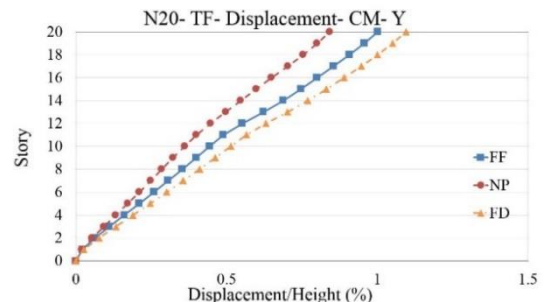
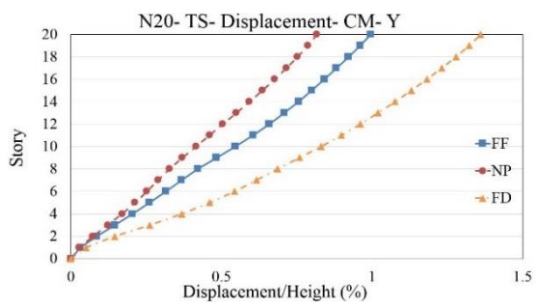
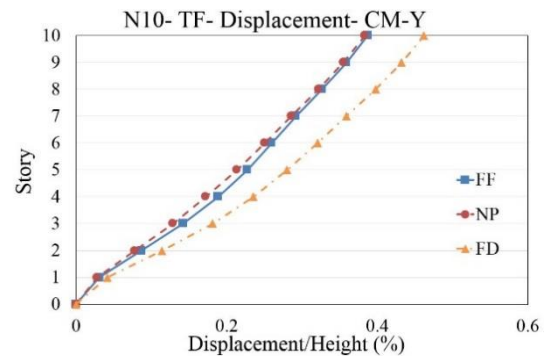
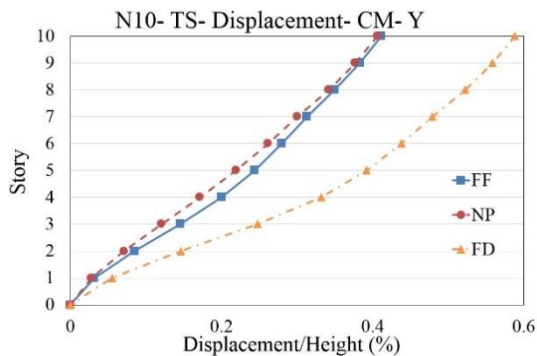
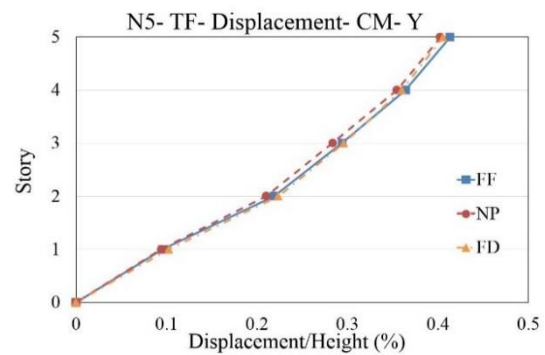
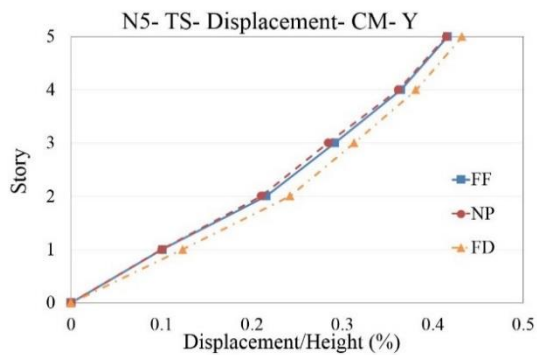
NP و FF برای ساختمان ۵ طبقه، هر دو برابر ۲۳ درصد و در طبقه یک است. این اختلافات برای ساختمان ۱۰ طبقه به ترتیب حدود ۱۰۶ درصد در طبقه دوم و ۷۳ درصد برای طبقه اول هستند. همچنین اختلافات مذکور برای ساختمان ۲۰ طبقه به ترتیب برابر ۱۱۵ درصد در طبقات چهارم و پنجم و ۷۹ درصد مربوط به طبقات سوم و چهارم است. برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم ۱۰ و ۲۰ طبقه جابه‌جایی طبقات برای دسته رکورد زلزله‌های FD بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله NP و FF است؛ درحالی‌که برای ساختمان پیش‌سخت نرم ۵ طبقه جابه‌جایی کف طبقات برای هر سه دسته رکورد زلزله مشابه هستند. ملاحظه می‌شود برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم، بیش‌ترین اختلاف مابین جابه‌جایی طبقات مربوط به دسته رکورد زلزله FD با NP و FF برای ساختمان ۲۰ طبقه هر دو در حدود ۴۴ درصد مربوط به طبقه هشتم بوده و این اختلافات برای ساختمان ۱۰ طبقه به ترتیب برابر ۴۹ و ۳۵ درصد در طبقه اول است.

### ۳- بحث و بررسی نتایج

در این مقاله، نتایج به صورت میانگین هر گروه ۱۵ تایی زلزله برای جابه‌جایی کف طبقات، جابه‌جایی نسبی طبقات و نیاز شکل‌پذیری مهاربندها، تیرها و ستون‌ها در امتداد محور Y ساختمان‌ها ارائه می‌شوند و از ارائه سایر نتایج به دلیل اختصار اجتناب شده است.

#### ۳-۱- جابه‌جایی کف طبقات

شکل (۷) درصد نسبت جابه‌جایی کف طبقات به ارتفاع ساختمان در جهت Y را نشان می‌دهد. نتایج حاکی از آن است که برای ساختمان‌های پیش‌سخت، دسته رکورد زلزله FD برای هر سه ساختمان، جابه‌جایی طبقات بیش‌تری را نشان می‌دهد؛ ولی این اختلاف جابه‌جایی برای ساختمان ۵ طبقه کم‌تر است. برای ساختمان‌های پیش‌سخت سفت، بیش‌ترین اختلاف مابین جابه‌جایی طبقات مربوط به دسته رکورد زلزله‌های FD با



شکل ۷- نسبت جابه‌جایی طبقات به ارتفاع ساختمان برای مرکز جرم طبقات در جهت Y به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

دسته رکورد زلزله‌های FD هستند. نمودارهای جابه‌جایی طبقات ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم ۵ و ۱۰ حاکی از حاکمیت مود اول برای هر سه دسته رکورد زلزله است. در ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت برای دسته رکورد زلزله‌های FD مود اول حاکم است ولی برای دسته رکورد زلزله‌های FF و NP با توجه به اختلاف جابه‌جایی طبقات متوالی و زاویه شکستگی در نمودار جابه‌جایی مشارکت مودهای بالاتر بیشتر است و این امر در ساختمان پیچشی نرم ۲۰ طبقه نشان از اثرات بیشتر مودهای بالاتر در هر سه دسته رکورد زلزله را دارد. همچنین دیده می‌شود که اختلاف جابه‌جایی بین دسته رکورد زلزله‌های FF و NP با افزایش ارتفاع ساختمان، افزایش می‌یابد و این اختلاف برای

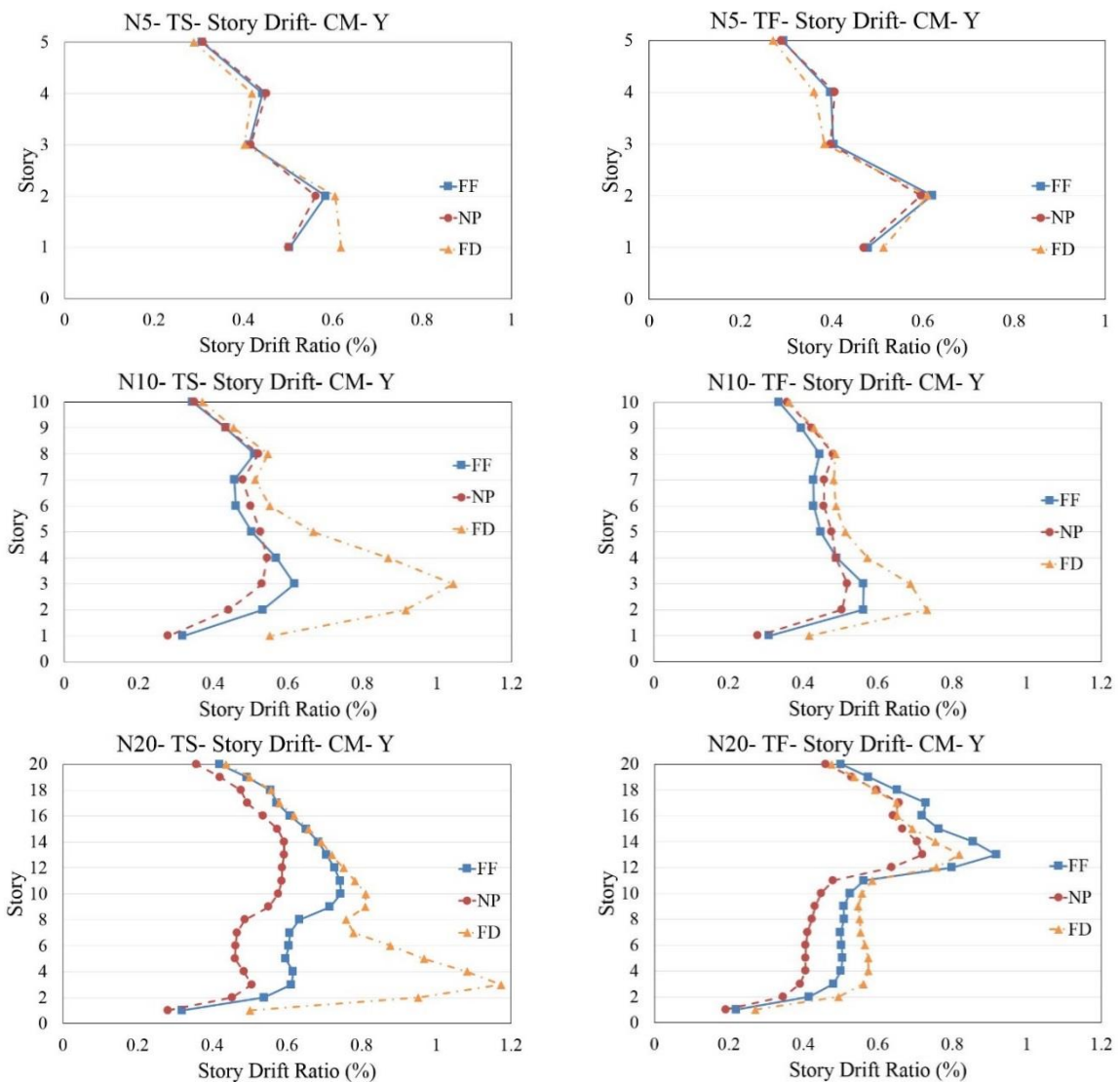
به‌طور کلی می‌توان گفت که جابه‌جایی طبقات برای دسته رکورد زلزله‌های FD، با افزایش ارتفاع ساختمان و پررود ساختمان‌ها و با توجه به بیش‌تر بودن شتاب طیفی در پررودهای بلندتر نسبت به دسته زلزله‌های FF و NP، برای هر دو نوع ساختمان پیچشی نرم و سخت، افزایش می‌یابد و در حقیقت، انرژی واردشده به ساختمان‌ها طی دسته رکورد زلزله‌های FD بیش‌تر از دسته رکورد زلزله‌های FF و NP است. در ضمن مشاهده می‌شود که جابه‌جایی طبقات برای دسته رکورد زلزله‌های FD برای ساختمان‌های پیچشی سخت بیش‌تر از ساختمان‌های پیچشی نرم است که این امر با افزایش ارتفاع ساختمان، افزایش می‌یابد؛ بنابراین، ساختمان‌های پیچشی سخت بیش‌تر تحت تأثیر

ساختمان‌های ۲۰ طبقه پیچشی نرم و سخت، بیش‌تر از ساختمان‌های ۵ و ۱۰ طبقه است و حاکی از تحریک بیش‌تر مودهای بالاتر در دسته رکورد زلزله‌های FF نسبت به دسته رکورد زلزله‌های NP است.

### ۲-۳- جابه‌جایی نسبی طبقات

در شکل (۸) درصد نسبت جابه‌جایی نسبی طبقات به ارتفاع برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت در جهت Y مشاهده می‌شود. در ساختمان‌های پیچشی سخت، حداکثر نیاز جابه‌جایی نسبی طبقات مربوط به دسته رکورد زلزله FD در پایین سازه رخ می‌دهد که با افزایش ارتفاع ساختمان، حداکثر نیاز نیز افزایش می‌یابد. برای ساختمان‌های پیچشی سخت حداکثر اختلاف جابه‌جایی نسبی طبقات مابین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF برای ساختمان ۵ طبقه برابر ۲۳ درصد و مربوط به طبقه اول است و برای ساختمان ۱۰ طبقه به‌ترتیب حدود ۱۰۷ درصد برای طبقه دوم و ۷۳ درصد در طبقه اول هستند. همچنین اختلافات مذکور برای ساختمان ۲۰ طبقه به‌ترتیب در حدود ۱۳۲ و ۹۲ درصد مربوط به طبقه سوم هستند. بدین ترتیب، برای ساختمان‌های پیچشی سخت که شکل مودی اصلی سازه انتقالی است، حداکثر نیاز جابه‌جایی نسبی طبقه تحت دسته رکورد زلزله‌های FD بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله‌های FF و NP و در پایین سازه واقع می‌شود و با نتایج مطالعات [۱۷، ۳۴، ۴۷] مطابقت دارد. برای ساختمان‌های پیچشی نرم، جابه‌جایی نسبی طبقه برای ساختمان ۵ طبقه برای هر سه دسته رکورد زلزله مشابه است ولی برای ساختمان ۱۰ طبقه، حداکثر نیاز در طبقات پایین اتفاق می‌افتد؛ از این رو حداکثر اختلاف جابه‌جایی نسبی طبقات بین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF به‌ترتیب حدود ۴۹ و ۳۵ درصد مربوط به طبقه اول هستند. همچنین برای ساختمان پیچشی نرم ۲۰ طبقه،

حداکثر نیاز توسط دسته رکورد زلزله‌های FD در طبقات پایین واقع شده است و حداکثر اختلاف جابه‌جایی نسبی طبقات بین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF به‌ترتیب حدود ۴۴ درصد در طبقه سوم و ۲۳ درصد برای طبقه اول هستند؛ ولی حداکثر نیاز سازه برای دسته رکورد زلزله FF در طبقات بالا بوده و حاکی از تحریک بیش‌تر مودهای بالاتر در این ساختمان در مقایسه با ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت است و حداکثر اختلاف مابین دسته رکورد زلزله FF با FD برابر ۱۲ درصد و مربوط به طبقه ۱۴ است. برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم تحریک مودهای بالاتر در هر سه دسته رکورد زلزله مشهود است و همچنین در ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه، مشارکت مودهای بالاتر برای دو دسته رکورد زلزله‌های FF و NP نمایان است ولی برای دسته رکورد زلزله FD حداکثر نیاز در طبقه پایین بوده و دلالت بر حاکمیت مود اول است. بدین ترتیب، برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵ و ۱۰ طبقه (با پرپود کوتاه)، صرف‌نظر از مقاومت برش پایه سازه، حداکثر نیاز شکل‌پذیری تحت دسته رکورد زلزله‌های FD، نزدیک پایه واقع می‌شود و در ساختمان‌های با پرپود بلند، برای ساختمان پیچشی نرم ۲۰ طبقه که دارای برش پایه بزرگ‌تر نسبت به ساختمان پیچشی سخت است حداکثر نیاز شکل‌پذیری طبقه در قسمت بالایی سازه رخ می‌دهد؛ درحالی‌که کاهش در مقاومت سازه‌ای موجب می‌شود حداکثر نیازها به پایه منتقل گردد که با نتیجه مطالعه [۴۵] مطابقت دارد. همچنین لازم به ذکر است که در ساختمان‌های ۲۰ طبقه، با عنایت به این که جابه‌جایی طبقات بالایی بیش‌تر از طبقات پایینی است، مشارکت مودهای بالاتر، برای دسته رکورد زلزله FF بیش‌تر از دسته رکورد زلزله‌های نزدیک گسل NP و FD است که این نتیجه با نتایج مطالعات [۴۱، ۴۷] مطابقت دارد.

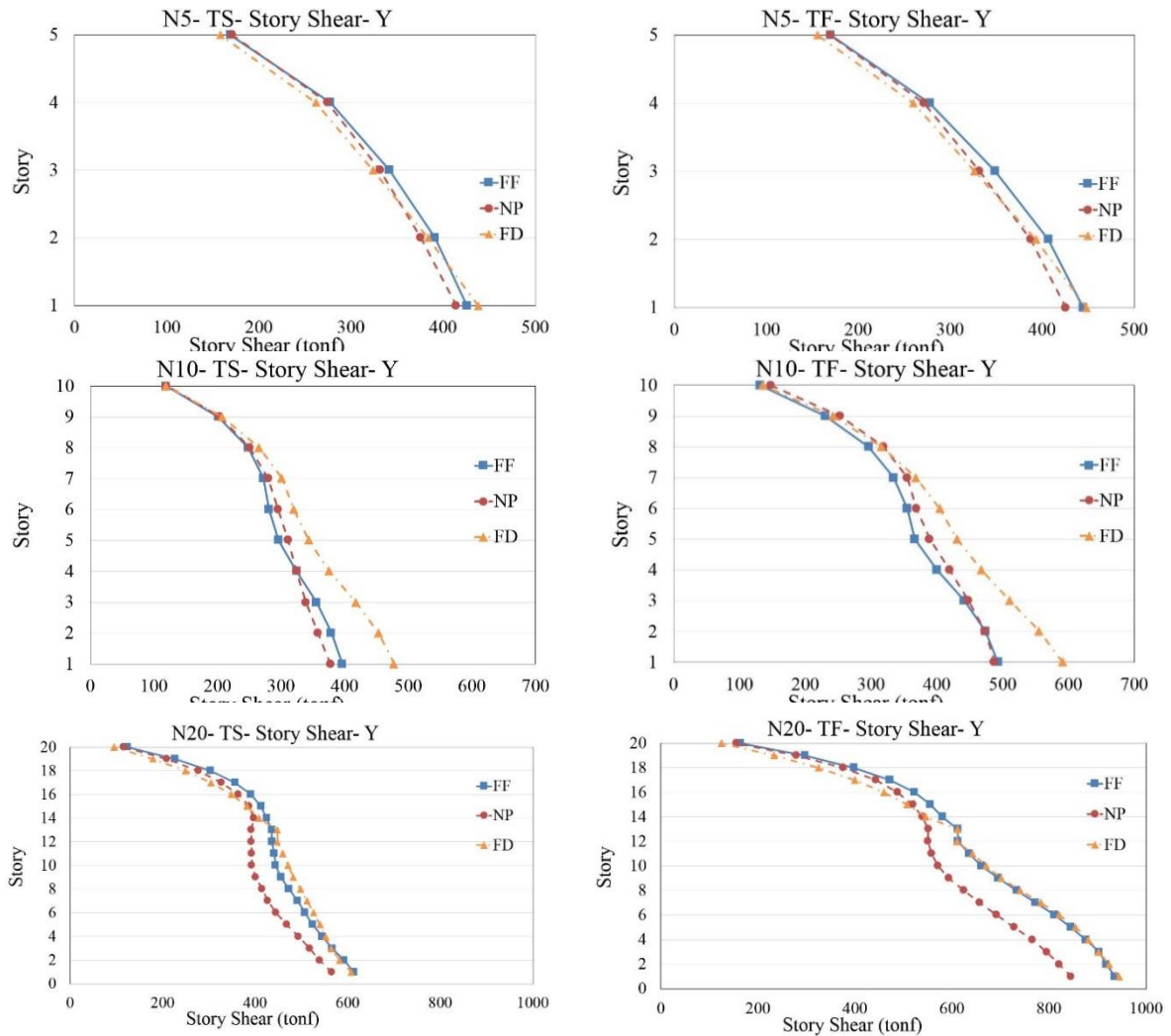


شکل ۸- جابه‌جایی نسبی طبقات برای مرکز جرم طبقات در جهت Y به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

FF بیش‌تر از نتایج حاصل از دسته رکورد زلزله‌های نزدیک گسل است که بیش‌ترین اختلاف مابین دسته رکورد زلزله‌های FF با FD برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم و سخت به ترتیب به میزان ۲۳ و ۲۴ درصد و هر دو مربوط به طبقه ۲۰ است. همچنین برای ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه، نیروی برشی طبقات در طبقات پایین و میانی ساختمان برای دسته رکورد زلزله‌های FD بیش‌تر از FF است؛ بنابراین، برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه با مشارکت موده‌های بالاتر در دسته رکورد زلزله‌های FF، اختلاف برش پایه بین دو دسته رکورد زلزله‌های FF و FD کم می‌شود. همچنین، در ساختمان‌های مورد بررسی توزیع نیروی برش طبقات، حاکی از غالب بودن مود اول برای دسته رکورد زلزله‌های FD است.

### ۳-۳- برش طبقات

شکل (۹) برش طبقات را برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه نشان می‌دهد. نمودارها حاکی از آن است که در ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵ طبقه، برش طبقات برای هر سه دسته رکورد زلزله تقریباً مشابه است ولی برای ساختمان‌های ۱۰ طبقه نتایج نشان از افزایش نیروی برش طبقات برای دسته رکورد زلزله FD دارد؛ چنانچه حداکثر اختلاف مابین دسته رکورد زلزله FD با FF برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت به میزان ۲۰ درصد و در طبقه اول است. برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه با توجه به مشارکت موده‌های بالاتر در دسته رکورد زلزله‌های FF، نیروی برشی طبقات در طبقات بالاتر برای دسته رکورد زلزله‌های



شکل ۹- برش طبقات در جهت Y به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیش‌سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیش‌سخت نرم

### ۳-۴- نیاز شکل‌پذیری مهاربندها

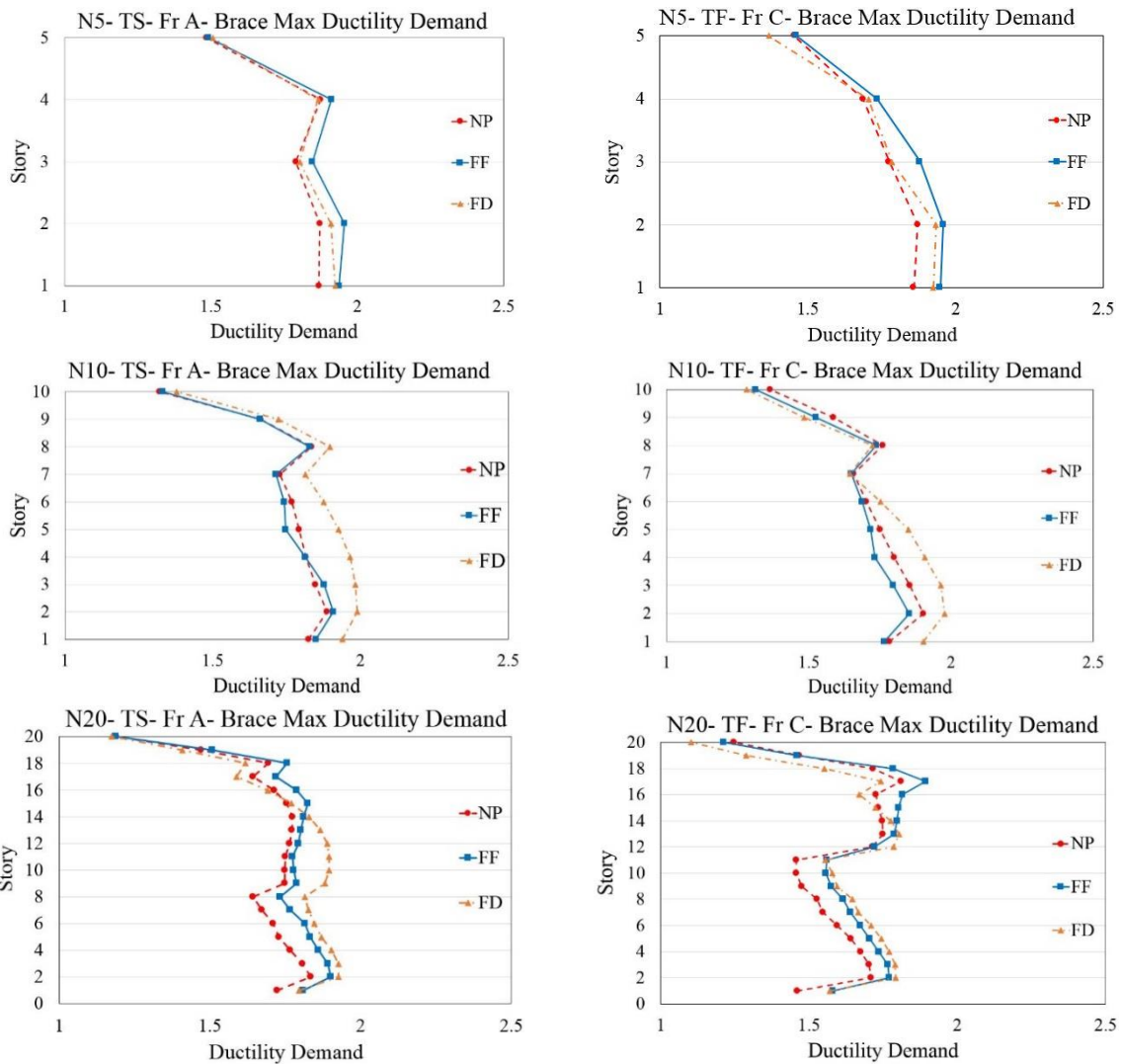
شکل (۱۰)، نیاز شکل‌پذیری حداکثر مهاربندها برای قاب A در ساختمان‌های پیش‌سخت و قاب C برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم را نمایش می‌دهد. نمودارها حاکی از تسلیم مهاربندها برای همه طبقات در هر سه دسته رکورد زلزله برای همه ساختمان‌های مورد مطالعه می‌باشند. نمودارها برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم و سخت ۵ طبقه نشان می‌دهند که نتایج برای هر سه دسته رکورد زلزله تا حدودی یکسان هستند. همچنین برای ساختمان‌های ۱۰ طبقه نمودارها حاکی از افزایش اندک مقادیر برای دسته رکورد زلزله‌های FD در طبقات پایین و میانی سازه و غالب بودن مود اول در این دسته رکورد زلزله‌ها است. بیش‌ترین نیاز در دسته رکورد زلزله FD برای ساختمان‌های پیش‌سخت نرم و سخت ۱۰ طبقه به ترتیب برابر ۱/۹۸ و ۱/۹۹ در طبقه دوم هستند

اعضای مهاربندی در کشش تسلیم می‌شوند و در فشار کماتس می‌یابند. نیاز شکل‌پذیری مهاربندها برای تغییر طول پلاستیک متناظر با حداکثر نیروی کششی به‌عنوان نیاز شکل‌پذیری حداکثر و برای نیروی فشاری حداکثر به‌عنوان نیاز شکل‌پذیری حداقل محاسبه شده است و به دلیل مشابه بودن جواب‌ها برای چهار مهاربند، فقط برای یک مهاربند در هر قاب ارائه شده است و از ارائه نمودارها برای سایر مهاربندها صرف‌نظر شده است. برای اعضای مهاربندی، نیاز شکل‌پذیری به‌صورت زیر تعریف می‌گردد:

$$\text{Braces: } \mu_{u1} = 1 + (u_p / u_y) \quad (1)$$

که  $(u_p)$  حداکثر تغییر شکل پلاستیک عضو و  $(u_y)$  تغییر شکل در ابتدای تسلیم می‌باشد.

و حداکثر اختلاف مابین دسته رکورد زلزله‌های FD با FF برای هر دو ساختمان حدود ۱۰ درصد است.



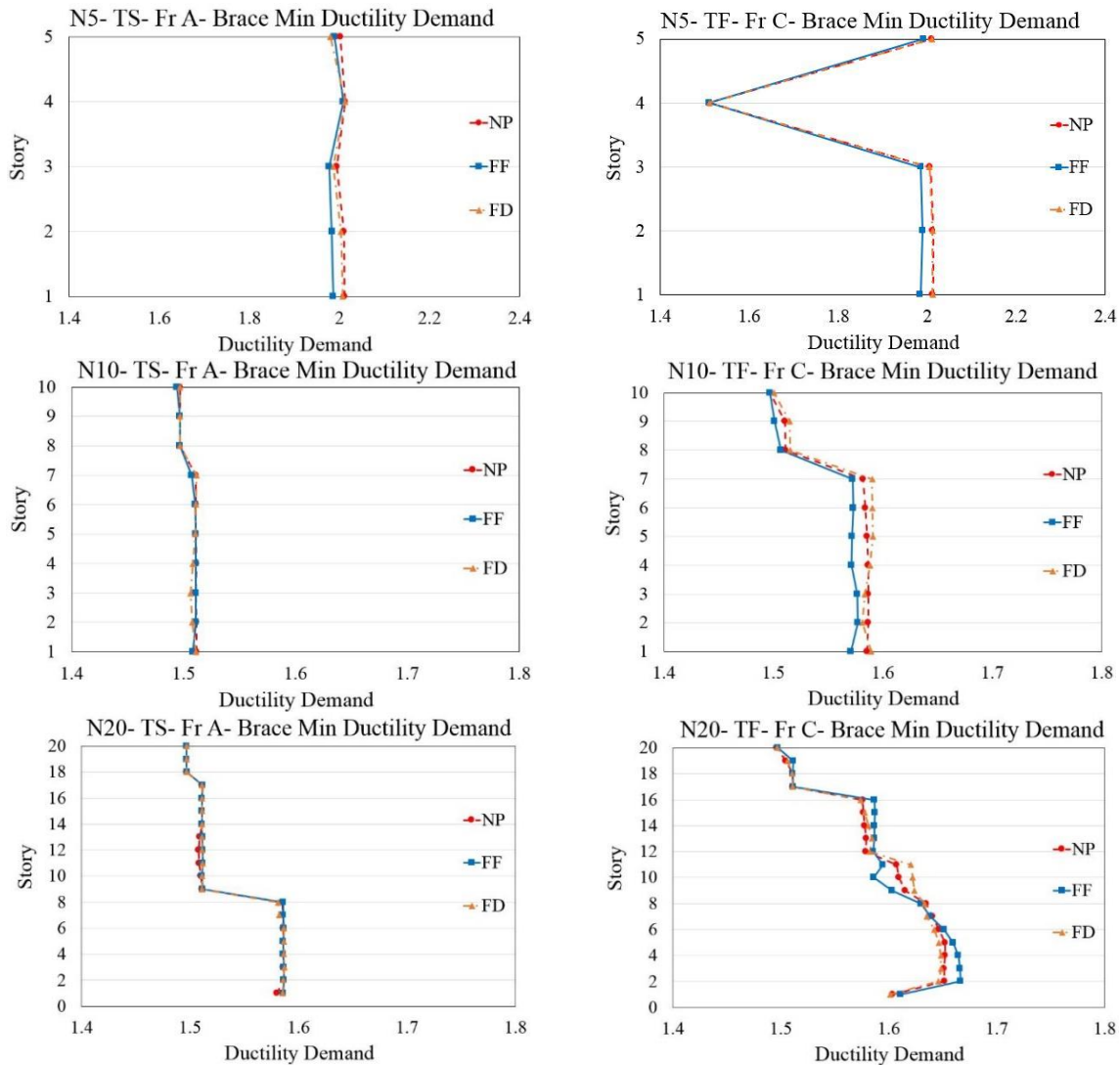
شکل ۱۰- نیاز شکل‌پذیری حداکثر مهاربندها در قاب‌های A و C به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

طبقات دوم و سوم نیز مشاهده می‌شود. بدین ترتیب، ملاحظه می‌شود اثرات FD برای همه ساختمان‌ها در طبقات پایین سازه موجب افزایش نیاز سازه می‌شود؛ درحالی‌که، برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم مشارکت موده‌های بالاتر بیش‌تر است. در شکل (۱۱) نمودارهای نیاز شکل‌پذیری حداقل مهاربندهای قاب A و قاب C به ترتیب برای ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم حاکی از این است که نتایج برای هر سه دسته رکورد زلزله‌های FF، NP و FD مشابه هستند. همچنین ملاحظه می‌شود که نیاز شکل‌پذیری کم‌تر در ساختمان پیچشی نرم ۵ طبقه مربوط به مهاربند طبقه چهارم و برای ساختمان ۱۰ طبقه نیز برای طبقات بالاتر است؛ درحالی‌که برای ساختمان‌های پیچشی سخت ۵ و ۱۰

برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت، علیرغم مشارکت موده‌های بالاتر، حداکثر نیاز برای هر سه دسته رکورد زلزله در طبقات پایین سازه رخ داده است و بیش‌ترین مقادیر برای سه دسته رکورد زلزله‌های NP، FF و FD به ترتیب ۱/۹۰، ۱/۸۳ هر دو برای طبقه دوم و ۱/۹۳ در طبقات دوم و سوم هستند. همچنین برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم، مشارکت موده‌های بالاتر به‌ویژه برای دسته رکورد زلزله‌های FF محسوس است؛ بنابراین، حداکثر نیاز در طبقات بالا تحت دسته رکورد زلزله FF مشاهده می‌شود و بیش‌ترین مقادیر نیاز برای دسته رکورد زلزله‌های NP، FF و FD به ترتیب ۱/۸۹، ۱/۸۱ هر دو در طبقه ۱۷ و ۱/۸۰ در طبقه ۱۳ هستند ولی برای دسته رکورد زلزله‌های FD مقادیر نیاز ۱/۷۹ در



طبقه نمودارها در ارتفاع ساختمان یکنواخت‌تر می‌باشند. برای ساختمان‌های پیش‌سختی نرم و سخت ۲۰ طبقه، نیاز شکل‌پذیری در طبقات پایین‌تر بیش‌تر از طبقات میانی و بالاتر است.

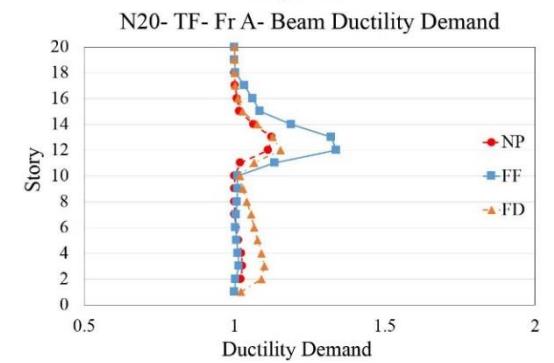
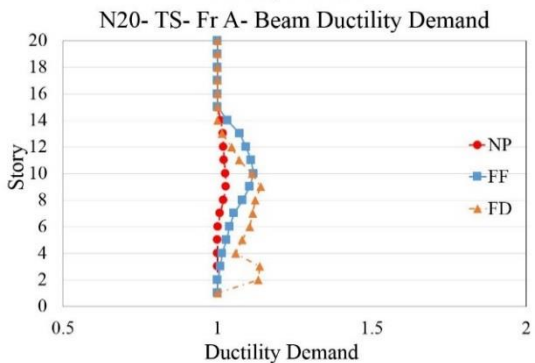
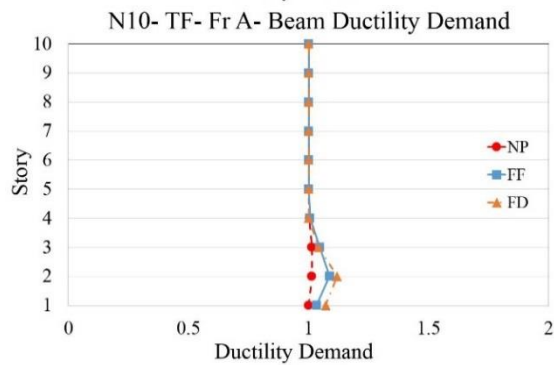
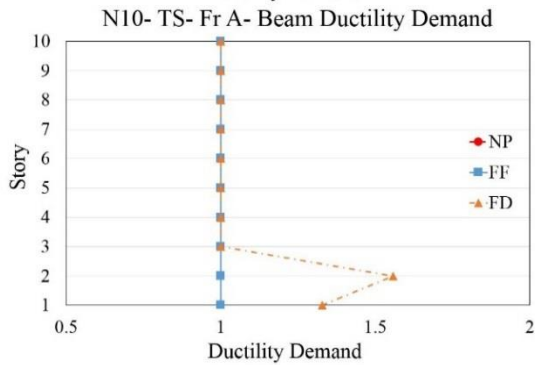
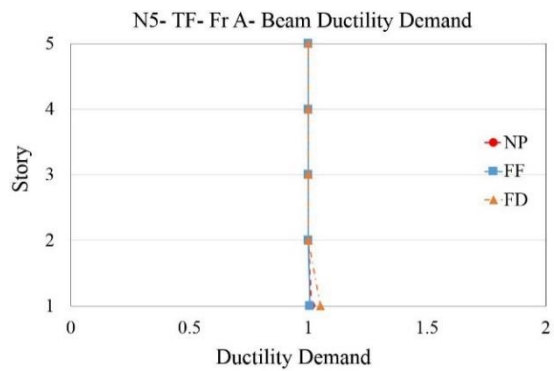
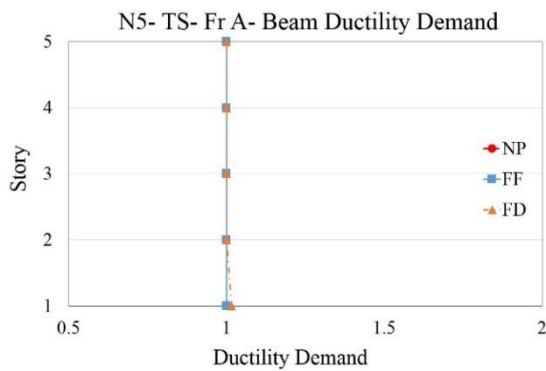


شکل ۱۱- نیاز شکل‌پذیری حداقل مهاربندها در قاب‌های A و C به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیش‌سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیش‌سختی نرم

بنابراین برای ساختمان‌های پیش‌سختی نرم و سخت ۵ طبقه تسلیم تیر برای طبقه اول به صورت جزئی و تحت دسته رکورد زلزله FD است.

### ۳-۵- نیاز شکل‌پذیری تیرها

نیاز شکل‌پذیری تیرهای وسط قاب A برای ساختمان‌های پیش‌سختی نرم و سخت ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه در شکل (۱۲) مشاهده می‌شود. با توجه به این که اولویت تسلیم تیرها بعد از تسلیم مهاربندها است،



شکل ۱۲- نیاز شکل پذیری تیرهای قاب A به ترتیب شکل های سمت چپ: ساختمان های پیچشی سخت و شکل های سمت راست: ساختمان های پیچشی نرم

زلزله حوزه نزدیک گسل FD در طبقات پایین موجب افزایش نیاز شده است ولی بیشترین نیازها تحت دسته رکورد زلزله FF و FD در ساختمان پیچشی نرم به ترتیب  $1/34$  و  $1/15$  و هر دو مربوط به طبقه ۱۲ هستند و برای ساختمان پیچشی سخت به ترتیب  $1/14$  در طبقات ۳ و ۹ و  $1/12$  مربوط به طبقه ۱۰ است. بدین ترتیب، بیشترین نیاز برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت تحت دسته رکورد زلزله های FD ولی برای ساختمان پیچشی نرم تحت دسته رکورد زلزله های FF مشاهده می شود. همچنین قابل ذکر است که اثرات FD برای همه ساختمان ها در طبقات پایین موجب افزایش نیاز شده است ولی برای سازه های ۲۰ طبقه، اثرات مودهای بالاتر بیش تر بوده و مودهای بالاتر غالب هستند.

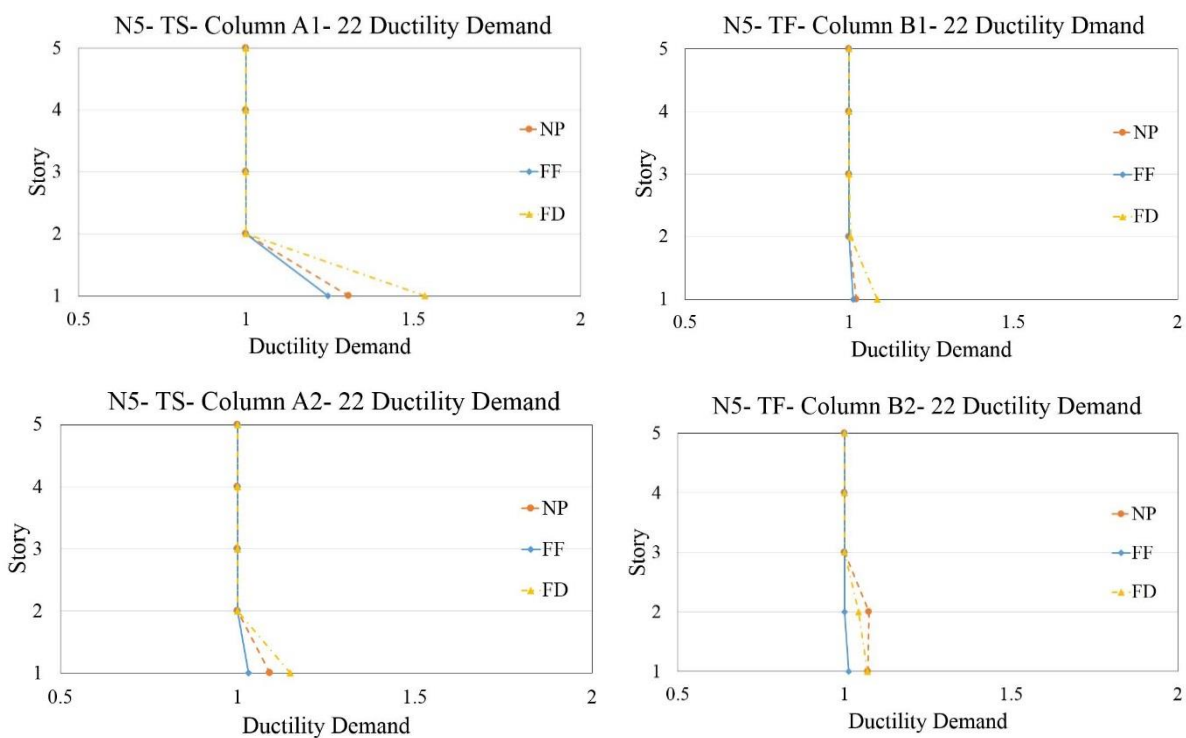
برای ساختمان های ۱۰ طبقه تسلیم تیرها در طبقات پایین بوده و نشان از غالب بودن مود اول در این ساختمان ها دارد. همچنین ملاحظه می شود برای ساختمان های ۱۰ طبقه نیاز شکل پذیری برای دسته رکورد زلزله FD بیش تر از دو دسته رکورد زلزله دیگر NP و FF است که برای ساختمان پیچشی سخت این اختلاف محسوس بوده و حداکثر مقدار نیاز تحت دسته رکورد زلزله FD مربوط به طبقه دوم برای ساختمان پیچشی سخت برابر با مقدار  $1/56$ ، بیش تر از ساختمان پیچشی نرم با مقدار  $1/12$  است. برای ساختمان های ۲۰ طبقه پیچشی نرم و سخت، تسلیم تیرها گسترده تر از ساختمان های ۵ و ۱۰ طبقه هستند و مشارکت مودهای بالاتر برای هر سه دسته رکورد زلزله قابل مشاهده است. برای هر دو ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم و سخت، دسته رکورد



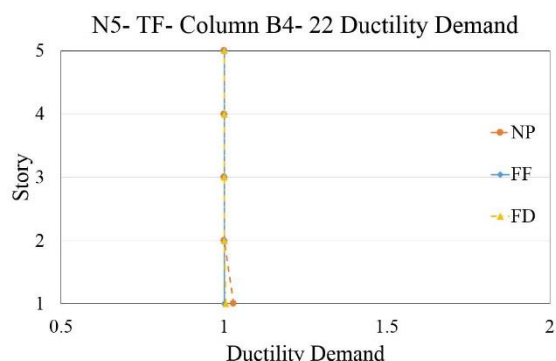
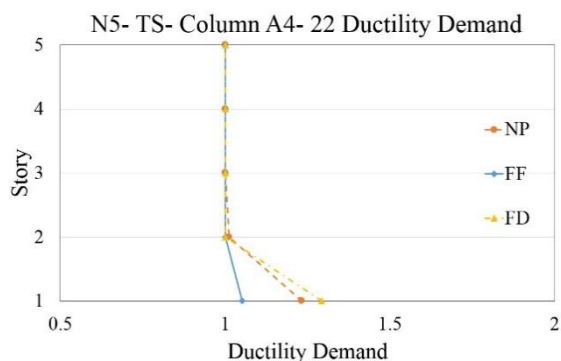
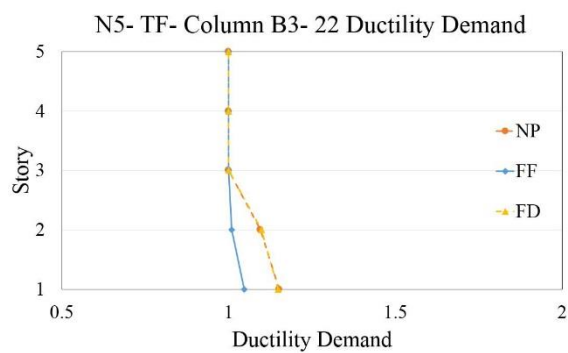
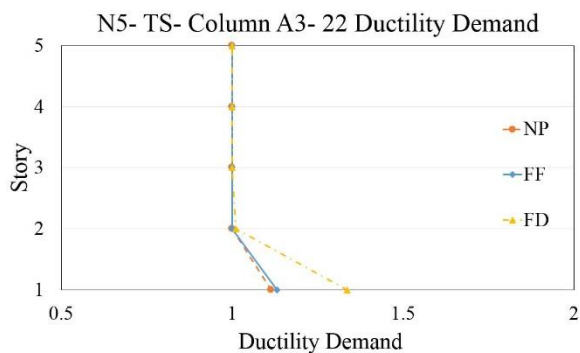
## ۳-۶- نیاز شکل پذیری ستون‌ها

شکل‌های (۱۳) الی (۱۵)، نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها را برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت نشان می‌دهند. با مقایسه ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ملاحظه می‌شود که با توجه به محل قرارگیری قاب‌های مهاربندی شده برای ساختمان‌های پیچشی سخت، ستون‌های محور A و برای ساختمان‌های پیچشی نرم ستون‌های محور B بحرانی است. از این رو، با توجه به بحرانی بودن و رعایت اختصار، فقط نتایج ستون‌های قاب‌های A و B به ترتیب برای ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم ارائه شده‌اند.

شکل (۱۳)، نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها در قاب‌های A و B را به ترتیب برای ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم ۵ طبقه نشان می‌دهد. برای ساختمان پیچشی سخت ۵ طبقه، ملاحظه می‌شود که تحت هر سه دسته رکورد زلزله ستون‌های طبقه اول تسلیم شده‌اند و مقادیر نیاز برای دسته رکورد زلزله FD بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله دیگر است و بیش‌ترین نیاز مربوط به دسته رکورد زلزله FD در ستون A1 و برابر  $1/53$  است. همچنین حداکثر اختلاف نیاز مابین دسته رکورد زلزله FD با FF و NP به ترتیب مربوط به ستون‌های A1 و A4 حدود ۲۳ درصد و A3 برابر ۲۰ درصد هستند.



شکل ۱۳- نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

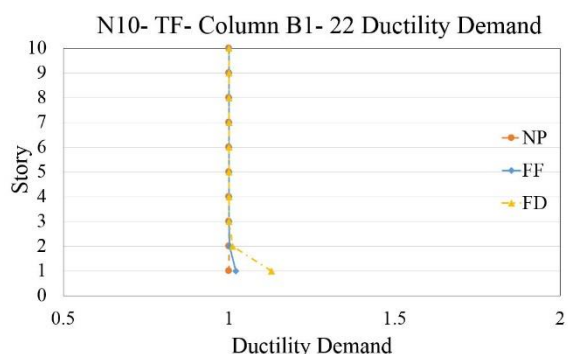
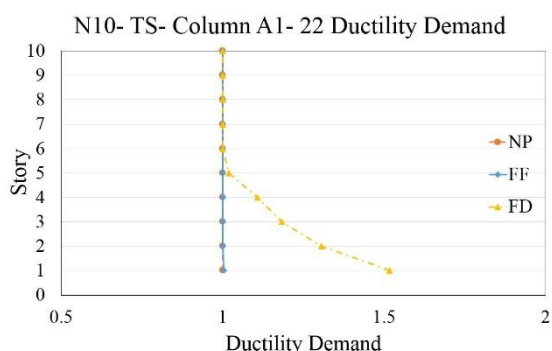


ادامه شکل ۱۳- نیاز شکل پذیری ستون‌ها به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

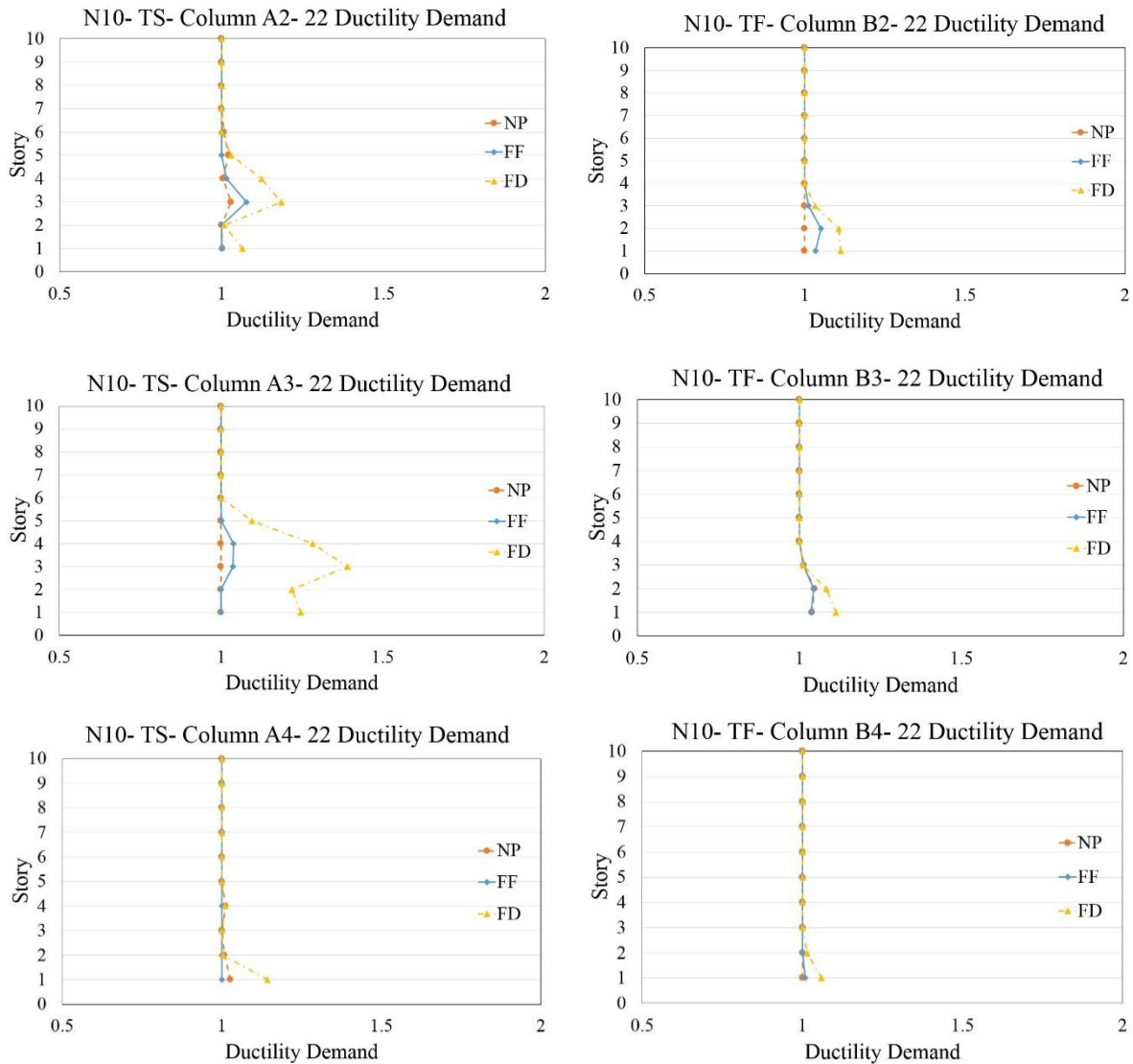
نیاز شکل‌پذیری ستون‌های واقع در قاب‌های A و B به ترتیب برای ساختمان‌های پیچشی سخت و نرم ۱۰ طبقه در شکل (۱۴) مشاهده می‌شود.

نمودارها برای ستون‌ها در ساختمان‌های ۱۰ طبقه در مقایسه با ساختمان ۵ طبقه پیچشی سخت، تسلیم گسترده‌تری را نشان می‌دهند. برای همه ستون‌ها، دسته رکورد زلزله‌های FD نیازهای بیش‌تری نسبت به دو دسته زلزله‌های دیگر NP و FF به سازه تحمیل می‌کنند و این نیازها در طبقات پایین سازه بوده و حاکی از حاکمیت مود اول در این سازه است.

برای ساختمان پیچشی نرم ۵ طبقه، با توجه به این که ستون‌های B2 و B3 در محل تقاطع قاب‌های مهاربندی در دو جهت X و Y می‌باشند، تسلیم ستون‌ها در دو طبقه پایینی رخ داده است و نیاز بیش‌تری را نشان می‌دهند که این مقادیر برای دسته رکورد زلزله‌های حوزه نزدیک گسل NP و FD بیش‌تر از حوزه دور از گسل FF است. حداکثر مقدار نیازها برای ستون B3 تحت دسته رکورد زلزله‌های NP و FD برابر ۱/۱۵ در طبقه اول هستند و اختلاف آن با دسته رکورد زلزله‌های FF حدود ۱۰ درصد است.



شکل ۱۴- نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم



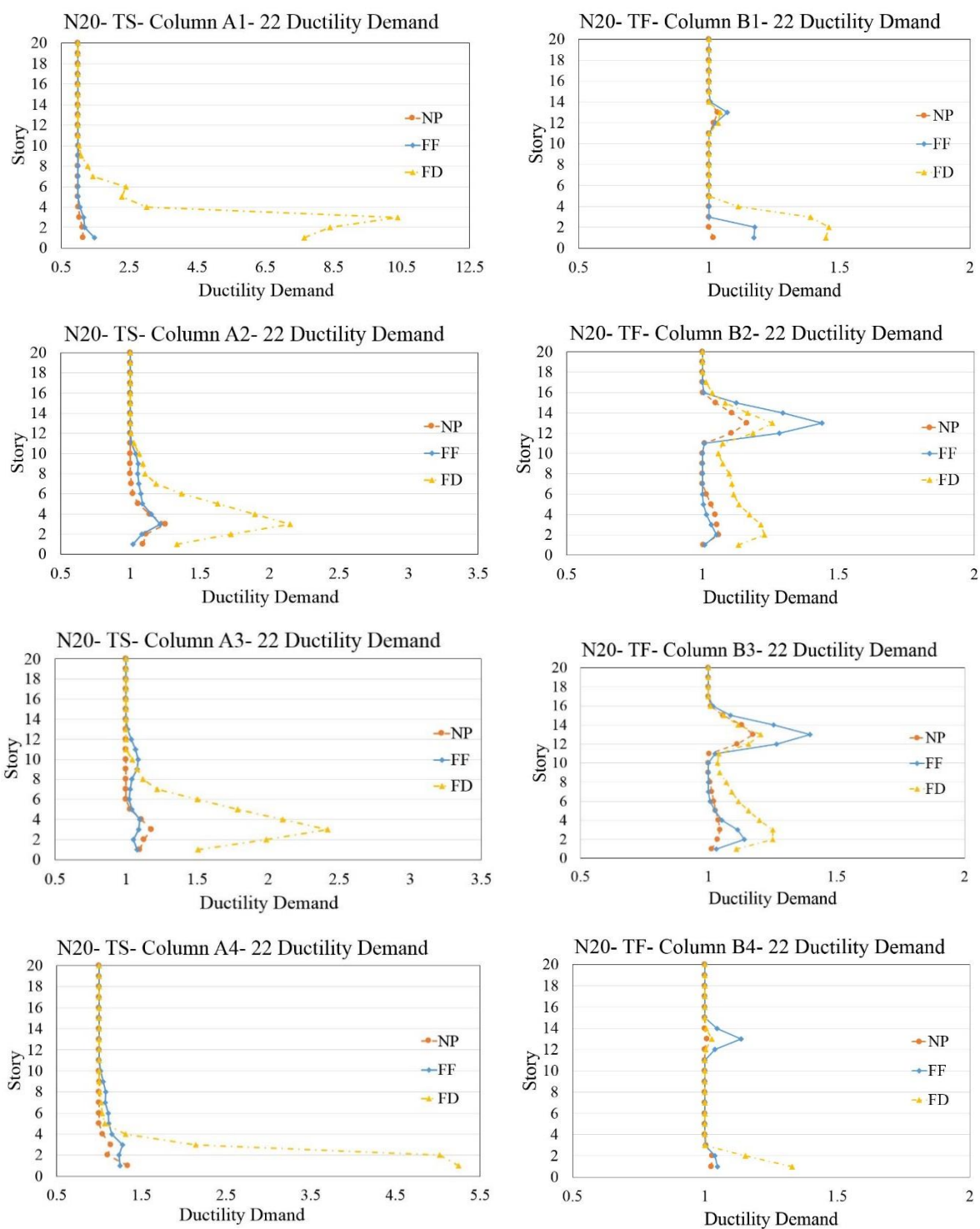
ادامه شکل ۱۴- نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها به ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیش‌سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیش‌سخت نرم

B2, B3 و B4 تحت دسته رکورد زلزله‌های FD به ترتیب ۱/۱۳، ۱/۱۱، ۱/۱۱ و ۱/۰۶ در طبقه اول هستند و حداکثر اختلاف نیاز ستون‌ها بین دسته رکورد زلزله‌های FD با FF و NP به ترتیب حدود ۱۰ درصد و مربوط به ستون A3 و ۱۱ درصد در ستون B2 است.

شکل (۱۵)، نیاز شکل‌پذیری ستون‌های قاب A و B را به ترتیب برای ساختمان پیش‌سخت و نرم ۲۰ طبقه نشان می‌دهد. برای ساختمان ۲۰ طبقه پیش‌سخت، نیازها تحت دسته رکورد زلزله‌های FD به‌طور محسوسی بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله‌های FF و NP است که در طبقات پایین سازه رخ

ملاحظه می‌شود، بیش‌ترین نیازها برای ستون‌های A1، A2، A3 و A4 به ترتیب برابر ۱/۵۲ در طبقه اول، ۱/۱۸ و ۱/۳۹ مربوط به طبقه سوم و ۱/۱۴ برای طبقه اول هستند. حداکثر اختلاف مابین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF حدود ۵۱ درصد و مربوط به ستون A1 است. برای ساختمان ۱۰ طبقه پیش‌سخت نرم، همه ستون‌ها در طبقه اول تحت دسته رکورد زلزله‌های FD تسلیم‌شده‌اند و نیاز واردشده به سازه برای FD بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله دیگر NP و FF است. همچنین برای ستون‌های B2 و B3 به دلیل واقع‌شدن در محل تقاطع قاب‌های مهاربندی دو راستا تسلیم بیش‌تر از سایر ستون‌ها و در طبقات اول تا سوم می‌باشد. حداکثر نیازها برای ستون‌های B1،

داده است و در بعضی از ستون‌ها تسلیم به سمت طبقات میانی پیش رفته است.



شکل ۱۵- نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها به‌ترتیب شکل‌های سمت چپ: ساختمان‌های پیچشی سخت و شکل‌های سمت راست: ساختمان‌های پیچشی نرم

و A3 برای دسته رکورد زلزله‌های FF مشارکت مودهای بالاتر مشاهده می‌شود ولی حداکثر مقادیر نیاز در طبقات پایین واقع شده است و برای دسته رکورد زلزله‌های NP نیز حداکثر مقادیر

حداکثر مقادیر نیاز تحت دسته رکورد زلزله‌های FD برای ستون‌های A1، A2، A3 و A4 به‌ترتیب برابر ۱۰/۳۸، ۲/۱۵، ۲/۴۲ مربوط به طبقه سوم و ۵/۲۵ در طبقه اول است. در ستون‌های A2



نیاز در طبقات پایین تر اتفاق افتاده است. حداکثر مقادیر نیاز تحت دسته رکورد زلزله‌های FF و NP به ترتیب برابر  $1/48$  در ستون A1 و  $1/34$  برای ستون A4 هستند. حداکثر اختلاف بین دسته رکوردهای زلزله FD با NP و FF به ترتیب  $894$  و  $798$  درصد برای طبقه سوم و مربوط به ستون A1 است. بدین ترتیب، در ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت برای هر سه دسته رکورد زلزله پیرو مود اول غالب است. برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم، علاوه بر تسلیم ستون‌ها در طبقات پایین ساختمان، در برخی از ستون‌ها با مشارکت مودهای بالاتر برای هر سه دسته رکورد زلزله تسلیم در طبقات میانی و بالاتر مشاهده می‌شود. حداکثر مقادیر نیاز برای ستون‌های B1, B2, B3 و B4 تحت دسته رکورد زلزله‌های FD به ترتیب برابر  $1/46$  برای طبقه دوم،  $1/26$  در طبقه ۱۳،  $1/25$  در طبقات دوم و سوم و همچنین  $1/33$  برای طبقه اول است و مقادیر مذکور در اثر دسته رکورد زلزله‌های FF به ترتیب برابر  $1/17$  در طبقه دوم،  $1/44$  برای طبقه ۱۳،  $1/40$  در طبقه ۱۳ و  $1/14$  برای طبقه ۱۳ هستند. همچنین بیشترین مقدار نیاز تحت دسته رکورد زلزله NP حدود  $1/17$  برای طبقه ۱۳ و مربوط به ستون‌های B2 و B3 است. حداکثر اختلاف نیاز بین دسته رکورد زلزله‌های FD با FF و NP به ترتیب برابر  $39$  درصد در طبقه سوم و  $46$  درصد برای طبقه دوم و مربوط به ستون B1 هستند. از این رو، برای دسته رکورد زلزله‌های FF مشارکت مودهای بالاتر بیش‌تر از دسته رکوردهای NP و FD است.

با مرور نتایج ستون‌ها مشاهده می‌شود که برای ساختمان‌های پیچشی سخت، حداکثر نیازها تحت دسته رکورد زلزله‌های FD و مربوط به ستون‌های A1 واقع در طبقات پایین ساختمان هستند. بدین ترتیب، در این ساختمان‌ها، مود اول غالب است. همچنین برای ساختمان‌های پیچشی نرم، ستون‌های B2 و B3 در ارتفاع ساختمان بیش‌تر تسلیم شده‌اند. مشاهده می‌شود که برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه، مشارکت مودهای بالاتر برای ساختمان پیچشی سخت کم‌تر بوده و مود اول غالب است؛ در حالی که برای ساختمان پیچشی نرم، دسته رکورد زلزله‌های FD، بیش‌ترین نیاز را برای ستون‌های کناری در طبقات پایین و برای ستون‌های میانی در طبقات پایین و میانی تحمیل می‌کند. بدین ترتیب، تحت دسته رکورد زلزله‌های FD توجه ویژه‌ای باید به طراحی اعضای طبقات پایین ساختمان‌ها داشت که با نتیجه مطالعه [۳۰] مطابقت دارد. همچنین ملاحظه می‌شود که تحریک مودهای بالاتر تحت دسته

رکورد زلزله‌های FF برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه برای ساختمان پیچشی نرم خیلی محسوس است.

#### ۴- نتیجه‌گیری

در این مقاله، اثرات زلزله‌های حوزه نزدیک گسل بدون پالس و شامل پالس روی ساختمان‌های متقارن پیچشی نرم و سخت ۵، ۱۰ و ۲۰ طبقه بررسی شد و با نتایج زلزله‌های حوزه دور مقایسه گردید. تحلیل‌های تاریخیچه زمانی جهت بررسی اثر سه دسته رکورد زلزله به‌طور جداگانه برای جفت‌های X و Y انجام شد. نتایج به‌صورت میانگین حداکثر مقادیر نیازهای لرزه‌ای جابه‌جایی طبقات، جابه‌جایی نسبی طبقات، برش طبقات و همچنین نیاز شکل‌پذیری مهاربندها، تیرها و ستون‌ها مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج زیر برای ساختمان‌های مورد مطالعه قابل بیان هستند:

- جابه‌جایی طبقات برای ساختمان‌های پیچشی سخت تحت دسته رکورد زلزله‌های FD بیش‌تر از نتایج به‌دست‌آمده از دسته رکورد زلزله‌های NP و FF هستند؛ چنانچه این اختلاف با افزایش ارتفاع ساختمان و پیرو سازه، افزایش می‌یابد و این اختلاف بین آن‌ها برای ساختمان ۲۰ طبقه به ترتیب برابر  $115$  و  $79$  درصد است. جابه‌جایی طبقات برای ساختمان‌های پیچشی نرم برای ساختمان ۵ طبقه و هر سه دسته رکورد زلزله مشابه است ولی برای ساختمان ۱۰ و ۲۰ طبقه نتایج برای دسته رکورد زلزله FD بیش‌تر از دو دسته رکورد زلزله دیگر است. به‌طور کلی جابه‌جایی طبقات برای دسته رکورد زلزله‌های FD، با افزایش ارتفاع ساختمان و پیرو ساختمان‌ها و با توجه به بیش‌تر بودن شتاب طیفی دسته رکورد زلزله‌های FD در پیروهای بلندتر نسبت به دسته زلزله‌های FF و NP، برای هر دو نوع ساختمان پیچشی نرم و سخت افزایش می‌یابد. همچنین جابه‌جایی طبقات برای دسته رکورد زلزله‌های FD برای ساختمان‌های پیچشی سخت بیش‌تر از ساختمان‌های پیچشی نرم است که این امر با افزایش ارتفاع ساختمان، افزایش می‌یابد؛ بنابراین، ساختمان‌های پیچشی سخت بیش‌تر تحت تأثیر دسته رکورد زلزله‌های FD هستند.

- برای ساختمان‌های پیچشی سخت، حداکثر نیاز جابه‌جایی نسبی طبقات تحت دسته رکورد زلزله‌های FD در طبقات پایین ساختمان است و با افزایش پیرو ساختمان، حداکثر نیازها تحت دسته رکورد زلزله‌های FD و اختلاف آن‌ها با دسته رکورد

زلزله‌های NP و FF افزایش می‌یابد؛ چنانچه اختلاف بین آن‌ها برای ساختمان ۲۰ طبقه به ترتیب برابر ۱۳۲ و ۹۲ درصد می‌رسد. برای ساختمان‌های پیچشی نرم، در ساختمان ۵ طبقه نتایج برای هر سه دسته رکورد زلزله مشابه است ولی برای ساختمان ۱۰ طبقه مشابه ساختمان پیچشی سخت حداکثر نیاز در طبقات پایین سازه و تحت دسته رکورد زلزله‌های FD رخ می‌دهد؛ اگرچه در مقایسه با ساختمان پیچشی سخت اختلاف نتایج با دسته رکورد زلزله‌های NP و FF کم‌تر است. برای ساختمان پیچشی نرم ۲۰ طبقه با مشارکت مودهای بالاتر، حداکثر نیاز جابه‌جایی نسبی طبقات برای هر سه دسته رکورد زلزله در طبقات بالاتر رخ می‌دهد.

- برش طبقات برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵ طبقه تقریباً مشابه بوده ولی برای ساختمان‌های ۱۰ طبقه نتایج نیروی برش طبقات برای دسته رکورد زلزله FD بیش‌تر است. برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه با توجه به مشارکت مودهای بالاتر در دسته رکورد زلزله‌های FF، نیروی برشی طبقات در طبقات بالاتر برای دسته رکورد زلزله‌های FF بیش‌تر از نتایج حاصل از دسته رکورد زلزله‌های نزدیک گسل است. همچنین، در ساختمان‌های مورد بررسی توزیع نیروی برش طبقات، حاکی از غالب بودن مود اول برای دسته رکورد زلزله‌های FD است.

- نیاز شکل‌پذیری حداکثر مهاربندها برای ساختمان‌های ۵ طبقه پیچشی نرم و سخت برای هر سه دسته رکورد زلزله مشابه می‌باشند ولی برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۱۰ طبقه و ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه، حداکثر نیاز تحت دسته رکورد زلزله FD و در طبقات پایین است. برای ساختمان پیچشی نرم ۲۰ طبقه، با مشارکت مودهای بالاتر، حداکثر نیاز برای هر سه دسته رکورد زلزله در طبقات بالای سازه واقع می‌شوند. شکل‌پذیری حداقل مهاربندها برای هر سه دسته رکورد زلزله برای ساختمان‌های مورد بررسی مشابه هستند.

- در ساختمان‌های ۵ طبقه، نیاز شکل‌پذیری تیرها تحت دسته رکورد زلزله‌های FD، اندک است. همچنین برای ساختمان‌های ۱۰ طبقه، حداکثر شکل‌پذیری نیاز تیرها در طبقات پایین مشاهده می‌شود و نیاز شکل‌پذیری تیرها برای ساختمان پیچشی سخت نسبت به ساختمان پیچشی نرم، بیش‌تر است. برای ساختمان‌های

۲۰ طبقه، تسلیم تیرها با افزایش تعداد طبقات به سمت طبقات بالاتر گسترش می‌یابد و مشارکت مودهای بالاتر قابل‌مشاهده است. حداکثر نیاز شکل‌پذیری تحت دسته رکورد زلزله‌های FD برای ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه، علیرغم مشارکت مودهای بالاتر، حداکثر نیاز در طبقات پایین‌تر ولی برای ساختمان پیچشی نرم علیرغم تحریک مود اول در طبقات پایین، در طبقات بالا رخ داده است.

- تحت دسته رکورد زلزله‌های FD، نیاز شکل‌پذیری ستون‌ها برای ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت در طبقات پایین سازه به‌ویژه برای ساختمان‌های پیچشی سخت بسیار محسوس است؛ چنانچه حداکثر نیاز برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی سخت برابر ۱۰/۳۸ است و حداکثر اختلاف بین دسته رکورد زلزله‌های FD با NP و FF به ترتیب ۸۹۴ و ۷۹۸ درصد هستند. همچنین برای ساختمان ۲۰ طبقه پیچشی نرم، در ستون‌های میانی علاوه بر افزایش نیاز شکل‌پذیری ستون‌های طبقات پایین سازه با حاکمیت مود اول، طبقات بالاتر نیز با مشارکت مودهای بالاتر بحرانی می‌باشند.

- در ساختمان‌های پیچشی نرم و سخت ۵ و ۱۰ طبقه (ساختمان‌های با پیوند کم‌تر) تحت دسته رکورد زلزله FD، حداکثر نیاز در طبقات پایین بوده و مود اول غالب است. همچنین برای ساختمان پیچشی سخت ۲۰ طبقه با برش پایه کم‌تر نسبت به ساختمان پیچشی نرم، حداکثر نیاز برای دسته رکورد زلزله FD در طبقات پایین است ولی برای ساختمان پیچشی نرم، با افزایش برش پایه نسبت به ساختمان پیچشی سخت، حداکثر نیاز در طبقات بالاتر رخ می‌دهد.

- مشارکت مودهای بالاتر برای دسته رکورد زلزله FF برای ساختمان‌های ۲۰ طبقه بیش‌تر از دسته رکورد زلزله‌های FD و NP است؛ از این رو حداکثر نیاز در طبقات بالاتر تحت دسته رکورد زلزله‌های FF رخ می‌دهد.

- با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها، اعضای بیش‌تری در ارتفاع ساختمان تسلیم می‌شوند و در ناحیه غیرخطی قرار می‌گیرند؛ بنابراین با افزایش ارتفاع ساختمان‌ها، اهمیت بررسی رفتار غیرخطی ساختمان‌ها، افزایش می‌یابد.

- [15] Papageorgiou, A.S., and Aki, K. (1982), "Aspects of the mechanics of earthquake rupture related to the generation of high frequency waves and the prediction of strong ground motion", *International Journal of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 1, no. 2, pp. 67-74.
- [16] Archuleta, R.J. (1984), "A faulting model for the 1979 Imperial Valley earthquake", *Journal of Geophysical Research: Solid Earth*, Vol. 89, no. B6, pp. 4559-4585.
- [17] Anderson, J.C., and Bertero, V.V. (1987), "Uncertainties in establishing design earthquakes", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 113, no. 8, pp. 1709-1724.
- [18] Wald, D.J., Helmberger, D.V., and Heaton, T.H. (1991), "Rupture model of the 1989 Loma Prieta earthquake from the inversion of strong-motion and broadband teleseismic data", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 81, no. 5, pp. 1540-1572.
- [19] Stewart, J.P., Chiou, S.J., Bray, J.D., Graves, R.W., Somerville, P.G. and Abrahamson, N.A. (2002), "Ground motion evaluation procedures for performance-based design", *Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 22, no. 9-12, pp. 765-772.
- [20] Li, S., and Xie, L.L. (2007), "Progress and trend on near-field problems in civil engineering", *Acta Seismologica Sinica*, Vol. 20, no. 1, pp. 105-114.
- [21] Lu, C. (2012), "Research on near-fault problems in earthquake engineering", *TELKOMNIKA Indonesian Journal of Electrical Engineering*, Vol. 10, no. 5, pp. 1033-1039.
- [22] Bolt, B.A. (1971), "The san fernando valley, california, earthquake of february 9 1971: Data on seismic hazards", *Bulletin of the seismological society of America*, Vol. 61, no. 2, pp. 501-510.
- [23] Somerville, P., and Graves, R. (1993), "Conditions that give rise to unusually large long period ground motions", *The structural design of tall buildings*, Vol. 2, no. 3, pp. 211-232.
- [24] Somerville, P.G. (2002), "Characterizing near fault ground motion for the design and evaluation of bridges", In Proceedings of the 3rd national seismic conference and workshop on bridges and highways (Vol. 28, pp. 137-148).
- [25] Bertero, V.V., Mahin, S.A., and Herrera, R.A. (1978), "Aseismic design implications of near-fault San Fernando earthquake records", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 6, no. 1, pp. 31-42.
- [26] Hall, J.F., Heaton, T.H., Halling, M.W., and Wald, D.J. (1995), "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings", *Earthquake spectra*, Vol. 11, no. 4, pp. 569-605.
- [1] Housner, G., and Hudson, D.E. (1958), "The port hueneme earthquake of march 18, 1957", *Bulletin of the seismological society of America*, Vol. 48, no. 2, pp. 163-168.
- [2] Housner, G., and Trifunac, M. (1967), "Analysis of accelerograms—Parkfield earthquake", *Bulletin of the seismological society of America*, Vol. 57, no. 6, pp. 1193-1220.
- [3] Mahin, S.A., Bertero, V., Chopra, A., and Collins, R. (1976), "Response of the Olive View Hospital main building during the San Fernando earthquake", *Report No. EERC*, Vol. 76, pp. 22.
- [4] Somerville, P.G., Smith, N.F., Graves, R.W., and Abrahamson, N.A. (1997), "Modification of empirical strong ground motion attenuation relations to include the amplitude and duration effects of rupture directivity", *Seismological research letters*, Vol. 68, no. 1, pp. 199-222.
- [5] Mavroeidis, G.P., and Papageorgiou, A.S. (2003), "A mathematical representation of near-fault ground motions", *Bulletin of the seismological society of America*, Vol. 93, no. 3, pp. 1099-1131.
- [6] Bray, J.D., and Rodriguez-Marek, A. (2004), "Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region", *Soil dynamics and earthquake engineering*, Vol. 24, no. 11, pp. 815-828.
- [7] CEN, E., *8-Design provisions for earthquake resistant structures*, EN-1998-1: 2004, 2004.
- [8] NZS, N.Z.S., New Zealand Standard, Standards Council of New Zealand Wellington, New ..., 2004, "Structural Design Actions Part 5: Earthquake Actions-New Zealand."
- [9] Gioncu, V., and Mazzolani, F., *Earthquake engineering for structural design*: CRC Press, 2010.
- [10] Lioussatou, E., and Fardis, M.N. (2016), "Near-fault effects on residual displacements of RC structures", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 45, no. 9, pp. 1391-1409.
- [11] *Iranian National Building Code, Part 7. Geotechnics and foundation engineering*, 2022.
- [12] Archuleta, R.J. and Hartzell, S.H. (1981), "Effects of fault finiteness on near-source ground motion", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71, no. 4, pp. 939-957.
- [13] Campbell, K.W. (1981), "Near-source attenuation of peak horizontal acceleration", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 71, no. 6, pp. 2039-2070.
- [14] Heaton, T. H. (1982), "The 1971 San Fernando earthquake: A double event?", *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 72, no. 6A, pp. 2037-2062.



- under pulse-like near-fault earthquakes”, *Engineering structures*, Vol. 177, pp. 579-597.
- [39] Shahbazi, S., Khatibinia, M., Mansouri, I., and Hu, J. (2018), “Seismic evaluation of special steel moment frames undergoing near-field earthquakes with forward directivity by considering soil-structure interaction effects”, *Sci. Iran*.
- [40] Mansouri, I., Shahbazi, S., Hu, J.W., and Moghaddam, S. A. (2019), “Effects of pulse-like nature of forward directivity ground motions on the seismic behavior of steel moment frames”, *Earthquake. Structures*, Vol. 17, no. 1, pp. 1-15.
- [41] Mashayekhi, A., Gerami, M., and Siahpolo, N. (2019), “Assessment of higher modes effects on steel moment resisting structures under near-fault earthquakes with forward directivity effect along strike-parallel and strike-normal components”, *International Journal of Steel Structures*, Vol. 19, no. 5, pp. 1543-1559.
- [42] Du, K., Cheng, F., Bai, J., and Jin, S. (2020), “Seismic performance quantification of buckling-restrained braced RC frame structures under near-fault ground motions”, *Engineering Structures*, Vol. 211, pp. 110447.
- [43] Hu, Y., Jiang, L., Ye, J., Zhang, X., and Jiang, L. (2021), “Seismic responses and damage assessment of a mid-rise cold-formed steel building under far-fault and near-fault ground motions”, *Thin-Walled Structures*, Vol. 163, pp. 107690.
- [44] Alavi, B., and Krawinkler, H. (2004), “Strengthening of moment-resisting frame structures against near-fault ground motion effects”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 33, no. 6, pp. 707-722.
- [45] Alavi, B., and Krawinkler, H. (2004), “Behavior of moment-resisting frame structures subjected to near-fault ground motions”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 33, no. 6, pp. 687-706.
- [46] Soleimani Amiri, F., Ghodrati Amiri, G., and Razeghi, H. (2013), “Estimation of seismic demands of steel frames subjected to near-fault earthquakes having forward directivity and comparing with pushover analysis results”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 22, no. 13, pp. 975-988.
- [47] Gerami, M., and Abdollahzadeh, D. (2015), “Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, no. 2, pp. 97-122.
- [48] Dimakopoulou, V., Fragiadakis, M., and Spyarakos, C. (2013), “Influence of modeling parameters on the response of degrading systems to near-field ground motions”, *Engineering Structures*, Vol. 53, pp. 10-24.
- [49] Fajfar, P., Marušić, D., and Peruš, I. (2005), “Torsional effects in the pushover-based
- [27] Liao, W.I., Loh, C.H., and Wan, S. (2001), “Earthquake responses of RC moment frames subjected to near-fault ground motions”, *The Structural Design of Tall Buildings*, Vol. 10, no. 3, pp. 219-229.
- [28] Kalkan, E., and Kunnath, S.K. (2006), “Effects of fling step and forward directivity on seismic response of buildings”, *Earthquake spectra*, Vol. 22, no. 2, pp. 367-390.
- [29] Krishnan, S. (2007), “Case studies of damage to 19-storey irregular steel moment-frame buildings under near-source ground motion”, *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 36, no. 7, pp. 861-885.
- [30] Mazza, F., and Vulcano, A. (2010), “Nonlinear dynamic response of rc framed structures subjected to near-fault ground motions”, *Bulletin of Earthquake Engineering*, Vol. 8, no. 6, pp. 1331-1350.
- [31] Yang, D., Pan, J., and Li, G. (2010), “Interstory drift ratio of building structures subjected to near-fault ground motions based on generalized drift spectral analysis”, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Vol. 30, no. 11, pp. 1182-1197.
- [32] Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M., and Cofer, W.F. (2011), “Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures”, *Engineering Structures*, Vol. 33, no. 3, pp. 767-779.
- [33] Champion, C., and Liel, A. (2012), “The effect of near-fault directivity on building seismic collapse risk”, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, Vol. 41, no. 10, pp. 1391-1409.
- [34] Vafaei, D., and Eskandari, R. (2015), “Seismic response of mega buckling-restrained braces subjected to fling-step and forward-directivity near-fault ground motions”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 24, no. 9, pp. 672-686.
- [35] Beiraghi, H., Kheyroddin, A., and Kafi, M.A. (2016), “Forward directivity near-fault and far-fault ground motion effects on the behavior of reinforced concrete wall tall buildings with one and more plastic hinges”, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, Vol. 25, no. 11, pp. 519-539.
- [36] Eskandari, R., Vafaei, D., Vafaei, J., and Shemshadian, M.E. (2017), “Nonlinear static and dynamic behavior of reinforced concrete steel-braced frames”, *Earthquakes and Structures*, Vol. 12, no. 2, pp. 191-200.
- [37] Moniri, H. (2017), “Evaluation of seismic performance of reinforced concrete (RC) buildings under near-field earthquakes”, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol. 9, no. 1, pp. 13-25.
- [38] Fang, C., Zhong, Q., Wang, W., Hu, S., and Qiu, C. (2018), “Peak and residual responses of steel moment-resisting and braced frames



seismic analysis of buildings", *Journal of Earthquake Engineering*, Vol. 9, no. 06, pp. 831-854.

[50] Chopra, A.K., and Goel, R.K. (2004), "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings", *Earthquake engineering & structural dynamics*, Vol. 33, no. 8, pp. 903-927.

[۵۱] آیین‌نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله - استاندارد ۲۸۰۰، (۱۳۹۶)، ویرایش چهارم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، وزارت مسکن و شهرسازی.

[52] Committee, A. (2016), "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-16)", *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*.

[53] SAP, C. (2016), "Computers and structures Inc", *Berkeley, CA, USA*.

[54] (2017), "Peer ground motion database", *Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, CA*, <http://ngawest2.berkeley.edu>.

[55] "Baker Research Group. [https://web.stanford.edu/~bakerjw/pulse-classification\\_old.html](https://web.stanford.edu/~bakerjw/pulse-classification_old.html)."

[56] Baker, J.W., (2008), "Identification of near-fault velocity pulses and prediction of resulting response spectra," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics IV*, pp. 1-10.

[57] ASCE. (2013), "Seismic evaluation and retrofit of existing buildings".





http://journaliss.ir

# مقایسه تأثیر پس لرزه بر عملکرد قاب مهاربندی شده مجهز به آلیاژ حافظه دار شکلی با

## قاب خمشی

محسن گرامی<sup>۱</sup>، مهسا میرزا حسینی<sup>۲\*</sup>، الهام کاظمی<sup>۳</sup>

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

۲- دانش آموخته دکتری مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

۳- دانش آموخته مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان

\*سمنان، صندوق پستی ۳۵۱۳۱-۱۹۱۱۱، [mirzahosseini@semnan.ac.ir](mailto:mirzahosseini@semnan.ac.ir)

### چکیده

استفاده از آلیاژهای حافظه دار شکلی به عنوان ابزاری نوین به دلیل خاصیت مرکزگرا جهت کاهش آسیب و کنترل رفتار لرزه ای سازه می تواند مؤثر باشد. با توجه به این که وقوع پس لرزه ها می تواند همواره سبب تجمع خسارت در سازه ها شود، لذا بررسی عملکرد سیستم های فوق تحت پس لرزه اهمیت می یابد. تحقیق حاضر، یک قاب فولادی چهارطبقه در حالت بدون مهاربند و با مهاربند همگرا مجهز به میراگر آلیاژ حافظه دار شکلی را مورد ارزیابی قرار داده است. جهت بررسی اثر پس لرزه بر رفتار دو قاب و انجام تحلیل دینامیکی افزایشی از نرم افزار Opensees استفاده شده است. برای این منظور ۲۹ رکورد مربوط به لرزه اصلی و پس لرزه واقعی ثبت شده مورد استفاده قرار گرفته است. جهت بررسی پاسخ سازه ها ابتدا لرزه اصلی تا رسیدن سازه به سطح فروپاشی مقیاس شده و سپس پس لرزه با در نظر گرفتن سه سطح دررفت سازه (۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴) تحت لرزه اصلی به قاب ها اعمال گردید. نتایج نشان می دهد که سازه مهاربندی مجهز به میراگر، نسبت به سازه بدون مهاربند، در پس لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، ۱۳٪ شتاب بیش تر، ۳۰٪ دررفت پسماند کم تر و نیز ۲۱٪ دررفت نسبی کم تری را تجربه کرده است. همچنین در هر دو سازه تحت پس لرزه در سطح دررفت بالاتر ناشی از لرزه اصلی، آثار مخرب تری مشاهده شده است.

### واژگان کلیدی

آلیاژ حافظه دار شکلی، پس لرزه، تحلیل دینامیکی افزایشی، قاب فولادی

## Comparison of the effects of aftershocks on the performance of a concentrically braced frame equipped with a shape memory alloy damper and a steel moment resisting frame

M. Gerami, M. Mirza Hosseini, E. kazemi

### Abstract

Using shape memory alloys as a novel tool due to their self-centering property to reduce damage and control seismic behavior of structures can be effective. Considering that the occurrence of aftershocks can always cause cumulative damage in structures, it is important to investigate the performance of the above systems under aftershocks. The present study evaluates a four-story steel frame in the state without braces and with convergent braces equipped with shape memory alloy dampers. To investigate the effect of aftershocks on the behavior of the two frames and perform incremental dynamic analysis, the OpenSees software was used. For this purpose, 29 records related to the main earthquake and the actual recorded aftershock were used. To investigate the response of the structures, first, the main earthquake was scaled to bring the structure to the collapse level, and then the aftershock was applied to the frames considering three levels of drift structure (0.01, 0.025, and 0.04) under the main earthquake. The results show that the braced structure equipped with a damper, compared to the structure without braces, experiences 13% more acceleration, 30% less residual drift, and 21% less relative drift after experiencing 0.04 drift caused by the main earthquake. Additionally, in both structures, more destructive effects are observed when they are under aftershock.

### Keywords

SMA Damper, Aftershock, Incremental Dynamic Analysis, Steel Frame



عنوان کرد که یک ویژگی مهم برای انتخاب رکورد، شکل طیفی پاسخ است و بزرگی زلزله اصلی به طور متوسط از بزرگی پس لرزه بیش تر است و در این مقاله نشان داد که اثرات انتخاب رکورد پس لرزه، بر ارزیابی آسیب پذیری پس لرزه مؤثر است [۱۱].

**نورالدین و همکاران**، تأثیر دستگاه‌های اتلاف انرژی بر روی آسیب سازه‌ها تحت پس لرزه را بررسی کردند. آن‌ها دو سازه سه و هشت طبقه تحت پس لرزه با ۱۲ رکورد به همراه سه سطح دریافت لرزه اصلی (۰/۰۷۵، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۳۵) را مورد مطالعه قرار دادند. نتایج نشان داد که مقاومت‌سازی با میراگر برای کاهش آسیب به سازه‌هایی که تحت توالی لرزه اصلی-پس لرزه، هستند، اهمیت دارد و بهبود بسیاری ایجاد شده است [۱۲].

**ابریک**<sup>۷</sup> به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح با آلیاژهای حافظه‌دار شکلی تحت خطر لرزه‌ای متوالی پرداخته است. ساختمان‌های انتخاب شده تحت تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی با استفاده از ۲۰ رکورد زلزله مختلف مقیاس بندی شده در سطوح مختلف شتاب قرار گرفتند. وی در این مقاله ذکر کرده است که آسیب ممکن است در زلزله‌های متوالی جمع شده و آثار خرابی بیش تری باقی گذارد [۱۳].

**کو**<sup>۸</sup> و همکارش به ارزیابی سازه تحت آنالیز دینامیکی فزاینده (تحت لرزه اصلی-پس لرزه) پرداختند زیرا پس لرزه‌ها همواره سبب آسیب گسترده تر شده است. پژوهشگران این مقاله از ۱۳ رکورد اصلی استفاده و همان رکوردهای اصلی را به عنوان پس لرزه به سازه وارد نموده و سپس نمودارهای IDA را با توجه به دریافت طبقات و دریافت پسماند برای هر رکورد رسم کردند. نتایج این مطالعه نشان داد زمانی که پس لرزه اعمال شده است، پاسخ سازه افزایش یافته است [۱۴].

ارزیابی رفتار سازه‌ها عموماً بر اساس زلزله طرح انجام می‌شود و اثرات تشدیدکننده پس لرزه در سیستم‌های لرزه‌ای نوین کم تر مورد بررسی قرار می‌گیرد. این درحالی است که در بسیاری موارد، اثرات پس لرزه بر پاسخ سازه (به ویژه در مقادیر دریافت پسماند) خسارت وارده به آن را افزایش می‌دهد. از طرفی با توجه به نتایج گذشته، زلزله و پس لرزه‌هایی که به صورت مصنوعی ایجاد می‌شوند، عموماً نتایج دقیقی از خود باقی نمی‌گذارند. بنابراین بررسی رفتار سازه تحت لرزه اصلی و

آلیاژ حافظه‌دار شکلی (SMA)<sup>۱</sup>، آلیاژ فلزی تقریباً جدیدی است که توجه زیادی را به عنوان یک ماده هوشمند، به خود جلب نموده است. این آلیاژ طیف گسترده‌ای از بخش‌های صنعتی را دربرمی‌گیرد. از ویژگی‌های منحصربه‌فرد این نوع آلیاژ می‌توان به این مورد اشاره نمود که با افزایش دما و یا باربرداری به شکل اولیه خود بازمی‌گردد [۱]. همچنین از دیگر خواص آن، می‌توان به ظرفیت بالای میرایی، کنترل خوب نیروها، مقاومت بالا در برابر خستگی و بازیابی کرنش‌ها اشاره نمود که سبب می‌شود آلیاژهای حافظه‌دار به یک ماده مؤثر برای کاربردهای لرزه‌ای تبدیل شود [۲ و ۳].

**گار**<sup>۲</sup> و **همکاران** به بررسی تحلیل شکنندگی لرزه‌ای قاب‌های ساختمان فولادی نصب شده با میراگرهای آلیاژ حافظه‌دار شکلی سوپرالاستیک پرداختند و رفتار سیستم را با میراگر تسلیم مقایسه نمودند. آن‌ها دریافتند که به دلیل ویژگی‌های مکانیکی منحصربه‌فرد آلیاژهای حافظه‌دار شکلی (نظیر سوپرالاستیسیت، اتلاف انرژی زیاد و سخت شدن تنش در سطوح کرنش بالا)، میراگرهای SMA، معمولاً کارآمدتر و قابل اعتمادتر از میراگرهای تسلیم در کنترل لرزه‌ای ساختمان‌های فولادی هستند. مطالعات انجام شده بر روی قاب ساختمان مجهز به میراگرهای SMA، دریافت پسماند ناچیزی را نشان می‌دهد که ناشی از ویژگی مرکزگرایی قابل توجه میراگر SMA بوده است [۴].

**ژانگ**<sup>۳</sup> و **کزیا**<sup>۴</sup> به توسعه یک میراگر با شکل تغییر یافته جدید پرداختند. آن‌ها دریافتند که ظرفیت مرکزگرایی و اتلاف انرژی میراگر می‌تواند در مقایسه با حالت بدون تقویت، بهتر باشد. نتایج به دست آمده عملکرد مناسب این میراگر را در کنترل جابه‌جایی، مرکزگرایی و ظرفیت اتلاف انرژی نشان داده است [۵ و ۶].

برخی از پژوهشگران با مطالعه در زمینه پس لرزه چنین دریافتند که که اثرات پس لرزه می‌تواند در بعضی مواقع بیش تر از زلزله اصلی باعث صدمه شود. یعنی سازه‌هایی که در لرزش اصلی آسیب کم تری داشتند در پس لرزه‌ها متوجه آسیب بیش تری شدند [۷-۱۰].

**گودا**<sup>۵</sup> مطالعه‌ای بر روی انتخاب رکوردهای پس لرزه برای تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA)<sup>۶</sup> انجام داد. او در پژوهش خود

7 Abraik  
8 Qu

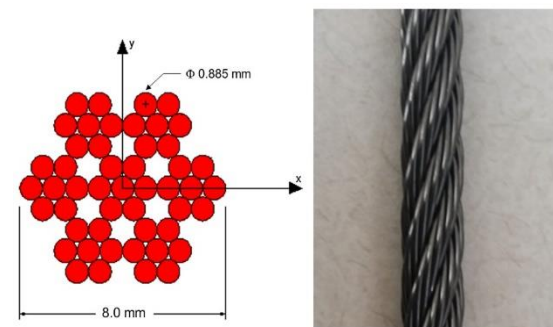
1 Shape Memory Alloy  
2 Gur  
3 Zhang  
4 Kezia  
5 Goda  
6 Incremental Dynamic Analysis



پس لرزه‌ها از زلزله‌های واقعی، مهم است. هدف از این پژوهش بررسی تأثیر پس لرزه بر پاسخ سیستم‌های مهاربندی مجهز به میراگرهای SMA و قاب خمشی و مقایسه نتایج پاسخ‌های تحلیل در دو سیستم بدون مهاربند و دارای مهاربند مجهز به میراگر SMA است. برای این منظور یک قاب ۴ طبقه با و بدون مهاربند مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی از مطالعات گذشته انتخاب و ضمن انجام صحت‌سنجی، پس از بررسی نتایج تحلیل مودال و استاتیکی غیرخطی به بررسی قاب‌ها تحت تحلیل دینامیکی افزایشی پرداخته شد. در ادامه روش کار و نتایج به‌طور کامل شرح داده می‌شود.

## ۲- صحت‌سنجی و مدل‌سازی سازه‌های مورد بررسی

همان‌طور که اشاره شد در پژوهش حاضر مدل‌سازی عددی با استفاده از نرم‌افزار Opensees انجام شده است [۱۵]. این نرم‌افزار در واقع یک کتابخانه قدرتمند به‌صورت کد باز است و شامل مجموعه‌ای از ابزارها جهت شبیه‌سازی سیستم‌های غیرخطی است. برای اطمینان از دقت نتایج حاصله، در ابتدا نتایج آزمایشگاهی یک کابل آلیاژ حافظه‌دار شکلی به‌منظور صحت‌سنجی مدل‌سازی عددی انتخاب شده است [۱۶]. برای این منظور از مقاله اوزبولت<sup>۱</sup> و همکاران به‌عنوان نمونه آزمایشگاهی استفاده شد [۱]. پیکربندی کابل مورد آزمایش در شکل (۱) نشان داده شده است. جنس این کابل متشکل از نیکل و تیتانیوم که پرکاربردترین آلیاژ در این حیطه است، می‌باشد و شامل رفتارهای مکانیکی منحصربه‌فردی مانند خاصیت شبه‌ارتجاعی و اثر حافظه‌داری است.



شکل ۱- نمای کلی از کابل آلیاژ حافظه‌دار شکلی

(اوزبولت و همکاران [۱])

هندسه این کابل شامل هفت رشته است که هر رشته نیز از هفت سیم تشکیل شده است و به‌صورت مارپیچی آرایش شده‌اند. قطر هر سیم ۰/۰۸۸۵ میلی‌متر و قطر خارجی ۸ میلی‌متر است. برای صحت‌سنجی، از یک فنر و مصالح

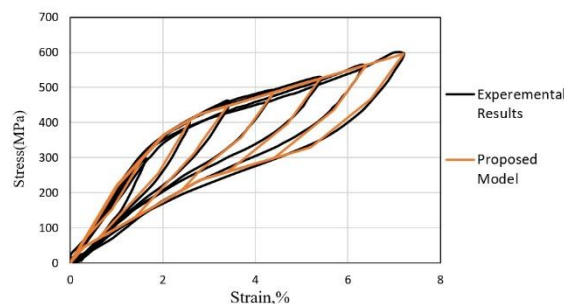
Selfcentering که در کتابخانه نرم‌افزار Opensees موجود می‌باشد، استفاده شد. در واقع این مدل شامل دو ماده مرکزگرا به موازات یک فنر چندخطی است که دو ماده مرکزگرا عمدتاً برای به‌دست‌آوردن سطح شکل پرچم منحنی هیستریزس مورد استفاده قرار می‌گیرند و فنر چندخطی سختی کل مدل مکانیکی را تنظیم می‌کند. با استفاده از اطلاعات مربوط به پارامترهای پیشنهادی مدل کابل آلیاژ حافظه‌دار شکلی که در جدول (۱) بیان شده است، از طریق نرم‌افزار Opensees ساخته شده است.

جدول ۱- پارامترهای پیشنهادی کابل آلیاژ حافظه‌دار شکلی (شی<sup>۲</sup> و

همکاران [۱۶])

Parameter	Model		
	1	2	3
Initial stiffness (MPa/%)	80	90	50
Post-transformation stiffness (MPa/%)	13	13	13
Forward transformation stress (MPa)	160	90	140
Ratio of forward to reverse activation stress ( $\beta$ )	1.0	0.7	0.0

نتایج مقایسه دو مدل عددی و آزمایشگاهی در شکل (۲) ارائه شده است. با توجه به شکل (۲) نتیجه روند مدل‌سازی مورد استفاده در نرم‌افزار Opensees، جهت شبیه‌سازی آلیاژ حافظه‌دار شکلی قابل اعتماد است به‌طوری‌که مقایسه نتایج عددی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که دو نمودار تقریباً بر هم منطبق هستند، نقاط ماکزیمم و مینیمم حلقه‌ها به یکدیگر نزدیک است و درصد خطا کم است (در بیش‌ترین حالت نزدیک به ۰/۵٪).



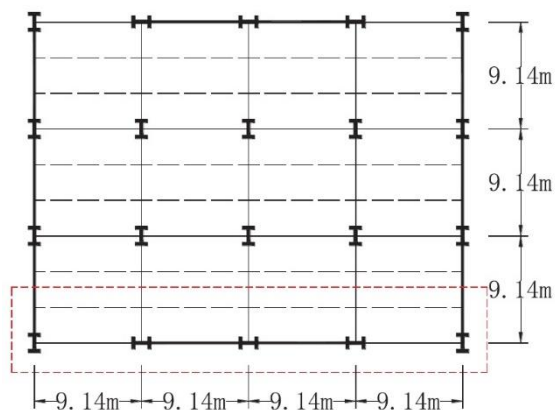
شکل ۲- مقایسه نمودار تنش-کرنش در حالت عددی و

آزمایشگاهی

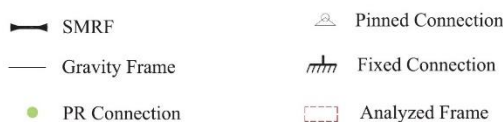
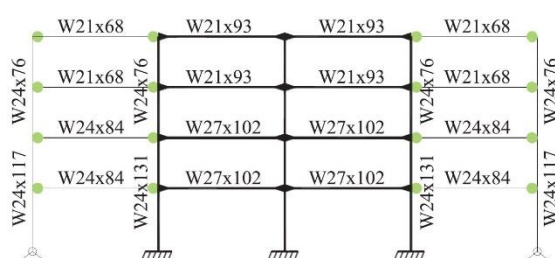
آلیاژهای حافظه‌دار شکلی عملکرد مطلوبی در کنترل و جلوگیری از خرابی و استهلاک انرژی دارند [۱۷ و ۱۸]؛ اما به‌علت قیمت بالای ماده آلیاژهای حافظه‌دار شکلی، امکان

<sup>۲</sup> Shi

<sup>۱</sup> Ozbulut



شکل ۴- پلان قاب خمشی (شی و همکاران [۱۶])



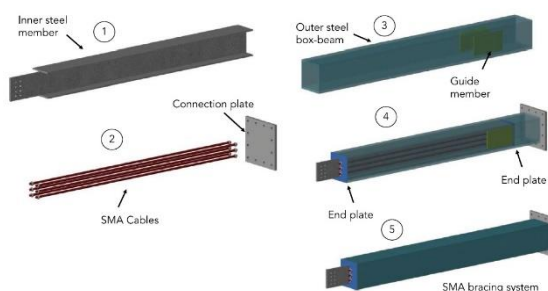
شکل ۵- قاب خمشی ویژه (شی و همکاران [۱۶])

جدول ۲- مقادیر وزن لرزه‌ای در طبقات

Floor	Calculated	Units	Design	Units
Roof	1181	kips	1200	kips
4	1054	kips	1050	kips
3	1054	kips	1050	kips
2	1064	kips	1070	kips
total	4349	kips	4370	kips

به منظور مدل‌سازی این قاب، از روش مفصل متمرکز (ایبارا-مدینا-کراوینکلر)<sup>۲</sup> که زوال مقاومت و سختی را در پی دارد، استفاده شده است [۲۰]. در این روش، جهت انجام آنالیز غیرخطی برای شبیه‌سازی مفصل با استفاده از مدل متمرکز شده پلاستیک که متشکل از المان تیر-ستون الاستیک متصل به فنر در هر دو انتهای تیر و ستون است و رفتار غیرخطی را مدل‌سازی می‌کند، استفاده می‌شود. فنرها در این مدل از نوع المان به طول صفر هستند. همچنین، چشمه‌های اتصال که محل اتصال تیرها و ستون‌ها هستند نیز مدل‌سازی شده‌اند. جهت

استفاده از آن‌ها به‌طور گسترده در سازه وجود ندارد و باید آن‌ها را طوری طراحی و اجرا کرد که هم از لحاظ اقتصادی به‌صرفه باشد و هم حداکثر بازدهی را در یک سازه ایجاد کند؛ به همین دلیل استفاده از یک میراگر آلیاژ حافظه‌دار، پیشنهاد شده است. در این پژوهش از یک سیستم میراگر مجهز به آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در عضو مهاربندی استفاده شده است که از مقاله شی و همکاران [۱۹] انتخاب شده و نمای مقطع آن مطابق شکل (۳) می‌باشد. این سیستم از یک عضو داخلی، یک عضو خارجی، تاندونی از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی، دو صفحه انتهایی، دو صفحه هدایت‌کننده و یک عضو اتصال تشکیل شده است.



شکل ۳- نمای مقطع میراگر مورد استفاده در این پژوهش (شی و همکاران [۱۹])

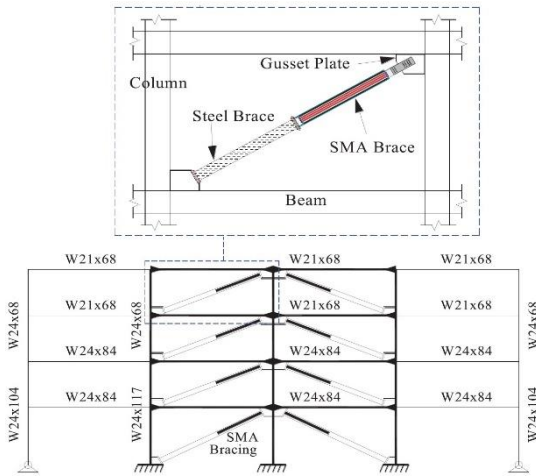
به‌منظور بررسی اثر پس‌لرزه و مقایسه عملکرد قاب خمشی و قاب مهاربندی شامل میراگر SMA، از مجموعه قاب‌های موجود در مطالعه شی و همکاران [۱۶] استفاده شده است. بر اساس مقاله مذکور ابتدا قاب خمشی مدل‌سازی شده و سپس همان قاب با مقطع کاهش یافته مدل می‌شود و در انتها بر روی مهاربند قاب کاهش یافته، میراگری از جنس آلیاژ حافظه‌دار قرار داده می‌شود و تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی قرار می‌گیرد و نمودار بار افزون آن‌ها رسم می‌شود.

ساختمان نمونه اولیه که برای مدل‌سازی قاب خمشی فولادی با ۴ دهانه و ۴ طبقه انتخاب شده است، یک ساختمان اداری است که در خاک نوع D در لس‌آنجلس قرار دارد. اندازه دهانه‌های این قاب ۹/۱۴×۹/۱۴ متر است که پلان آن در شکل (۴) نمایش داده شده است [۱۶]. ارتفاع طبقه اول برابر با ۴/۶ متر و ارتفاع سایر طبقات ۳/۶ متر است. اندازه و نوع مقاطع در شکل (۵) و همچنین بارگذاری آن در جدول (۲) ارائه شده است.

<sup>2</sup> Ibarra-Medina-Krawinkler

<sup>1</sup> Pushover Curve





شکل ۷- قاب مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی

(شی و همکاران [۱۶])

## ۲-۱ تحلیل مودال و تحلیل استاتیکی غیرخطی

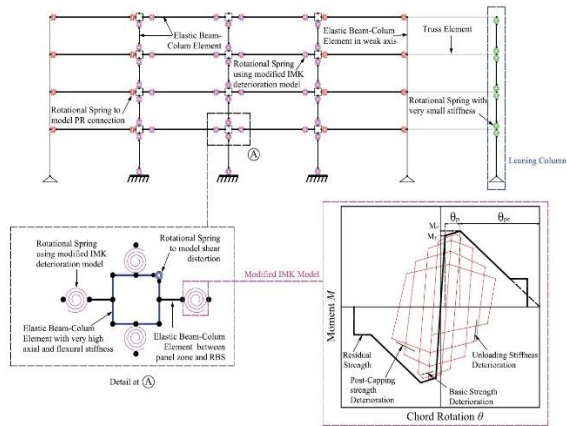
در تحلیل مودال، پریودهای مود اول که بیش‌ترین پریود است در جدول (۳) ارائه شده است.

جدول ۳- مقادیر زمان تناوب متناظر با مود اول در Opensees

زمان تناوب	نوع قاب
۱/۰۲۹	قاب خمشی
۱/۱۸	قاب خمشی با مقطع کاهش یافته
۱/۱۰۵	قاب مهاربندی مجهز به میراگر با شکست
۱/۱۰۵	قاب مهاربندی مجهز به میراگر بدون شکست

جهت بررسی پاسخ سازه نظیر برش پایه و جابه‌جایی نسبی از تحلیل استاتیکی غیرخطی یا تحلیل بارافزون، استفاده می‌شود. برای این منظور، چهار نمونه قاب شامل مدل قاب خمشی ویژه، قاب خمشی با مقطع کاهش یافته، قاب مهاربندی مجهز به میراگر بدون شکست و قاب مهاربندی مجهز به میراگر با شکست، از تحقیق شی [۱۶] در نرم‌افزار Opensees ایجاد شد و نمودارهای بار افزون چهار قاب ذکر شده، بر اساس برش پایه و دریافت بام رسم شده است. برای به‌دست آوردن منحنی بارافزون، بار جانبی به نسبت سختی و جرم وارد شده است. قاب خمشی ویژه برای دستیابی به تغییر مکان هدف که برابر با ۱۰٪ است، پوش داده می‌شود و به همین ترتیب قاب کاهش یافته و قاب مجهز به میراگر، برای ایجاد تغییر مکان ۸٪، پوش داده شد. در قاب مهاربندی مجهز به میراگر، هنگامی که اثر شکست مد نظر است، تحلیل با در نظر گرفتن کرنش نهایی کابل آلیاژی انجام می‌شود. نمودارهای بار افزون به‌دست آمده در شکل (۸) نمایش داده شده است.

شبیه‌سازی رفتار واقعی سازه در هنگام بارگذاری، از ماده Bilin در Opensees استفاده شده است. این ماده، به جهت تعیین رفتار چرخشی اتصالات سازه، مدل‌سازی اثرات سخت‌شوندگی کرنشی و کاهش سختی، استفاده می‌شود. جزئیات مدل مفصل متمرکز و منحنی ظرفیت مصالح Bilin در شکل (۶) نشان داده شده است.



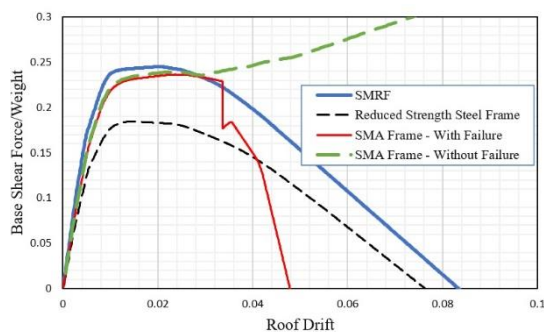
شکل ۶- جزئیات مدل‌سازی مفصل متمرکز (ایبارا و همکاران [۲۰])

جهت سهولت در محاسبات، سازه‌ها به صورت دوبعدی طراحی شده‌اند و اثرات P-Delta ناشی از بار ثقلی به صورت یک ستون تکیه‌گاهی دوسر مفصل که توسط یک لینک صلب به سازه اصلی متصل شده است، در نظر گرفته می‌شود. در ادامه یک قاب با سیستم مهاربندی که مهاربندهای آن به صورت قطری ایجاد شده و سختی قابل مقایسه‌ای با قاب خمشی ویژه در بخش قبل داشته باشد، در نظر گرفته شده است. برای رسیدن به این هدف مقاطع تیر و ستون ذکر شده در بخش قبل را کاهش داده و سپس بر روی قاب با مقطع کاهش یافته، مهاربند قطری نصب می‌شود و در آخر بر روی مهاربند، میراگری از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی که در بخش‌های قبل ویژگی آن ذکر شد، قرار داده می‌شود. نمای کلی و مقاطع این قاب مهاربندی در شکل (۷) ارائه شده است. بر اساس مطالعه شی و همکاران [۱۶] برای قاب مهاربندی شده مجهز به میراگر، مساحت و طول کابل‌های آلیاژ حافظه‌دار شکلی برای طبقات اول و دوم به ترتیب برابر با ۶۰۰ میلی‌متر مربع و ۲۰۰۰ میلی‌متر و برای طبقات سوم و چهارم به ترتیب برابر با ۳۵۰ میلی‌متر مربع و ۱۷۰۰ میلی‌متر است.

مختلف زمین‌لرزه را ارائه می‌دهد. در واقع این روش، یک تحلیل دینامیکی غیرخطی است که در آن مجموعه‌ای از رکوردهای لرزه‌ای جهت ارزیابی پاسخ سازه مورد استفاده قرار می‌گیرد. هر رکورد لرزه‌ای تحت گستره‌ای از سطوح شتاب طیفی متفاوت مقیاس می‌شود تا رفتار سازه را از حد الاستیک تا لحظه فروپاشی نشان دهد. در هر مرحله ضریب مقیاس در رکورد لرزه‌ای اعمال شده و سازه تحت تحلیل دینامیکی در سطح شتاب معین قرار می‌گیرد، پس از اتمام هر مرحله خروجی پاسخ سازه شامل دررفت، دررفت پسماند، شتاب و ... قابل ثبت می‌باشد. در نتیجه مجموعه نتایج، تحلیل دقیق‌تری از روند عملکرد سازه ارائه خواهد داد. در این پژوهش جهت اعمال تحلیل دینامیکی افزایشی از روش هانت-فیل<sup>۱</sup> استفاده شده است.

### ۳-۱ سناریوی انتخاب لرزه اصلی و پس‌لرزه

با توجه به اهمیت پس‌لرزه و شناخت اثرات آن توسط آنالیز دینامیکی غیرخطی، در این پژوهش از ۲۹ رکورد لرزه اصلی و پس‌لرزه واقعی ثبت‌شده، برای انجام تحلیل استفاده شده است. رکوردهای مورد بررسی در این پژوهش بر اساس مطالعات هان<sup>۲</sup> و همکاران [۲۱] انتخاب و جزئیات رکوردها در جدول (۴) نشان داده شده است. همچنین طیف پاسخ زلزله و پس‌لرزه در شکل (۹) ارائه شده است. در زلزله‌های واقعی عموماً هر لرزه اصلی از چندین پس‌لرزه تشکیل شده است، با توجه به این که در نظر گرفتن تمامی پس‌لرزه‌ها زمان تحلیل را افزایش خواهد داد، لذا در تحقیق حاضر از میان توالی پس‌لرزه‌ها، تنها یک پس‌لرزه با حداکثر بزرگا، انتخاب شده است. اطلاعات مربوط به زلزله‌ها از دو پایگاه اطلاع داده CESMD<sup>۳</sup> و PEER<sup>۴</sup> استخراج شده است. مکان وقوع زلزله‌های انتخابی، غرب ایالات متحده می‌باشد و در گروه زلزله‌های دور از گسل طبقه‌بندی شده‌اند. برای مشخص شدن اثرات پس‌لرزه و مقایسه آن با لرزه اصلی، ابتدا لرزه اصلی به تنهایی تا لحظه فروریزش مورد تحلیل قرار گرفت و سپس پس‌لرزه‌ها به صورت یک زوج لرزه اصلی-پس‌لرزه، بررسی شدند. برای مشاهده اثرات پس‌لرزه، ابتدا سه سطح دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ انتخاب شد و زلزله اصلی در هر مرحله تا رسیدن به سطوح دررفت اشاره‌شده مقیاس شده است.



شکل ۸- نمودارهای بار افزون به دست‌آمده مطالعه حاضر برای قاب‌های خمشی، کاهش‌یافته و مهاربندی مجهز به میراگر با و بدون شکست

با توجه به شکل (۸) مشاهده می‌شود که در قاب خمشی ویژه، مقاومت سازه تا دررفت ۳٪ ماکزیم مقدار خود را تجربه کرده است و با ادامه بارگذاری، کاهش سختی و مقاومت سیستم مشاهده می‌شود و سیر نزولی آن تا نزدیکی ۱۰٪ ادامه می‌یابد و سازه دچار فروپاشی می‌گردد و همچنین در قاب خمشی ویژه با مقاطع کاهش‌یافته، سازه مقاومت کم‌تری دارد و زودتر دررفت متناظر با ۳٪ را تجربه می‌کند. در قاب مجهز به میراگر، زمانی که شکست مهاربند در نظر گرفته می‌شود، شکست اولیه نمودار در طبقه اول رخ می‌دهد که کرنشی برابر ۰/۰۳۲ ایجاد می‌شود و باعث کاهش ناگهانی مقاومت سازه می‌گردد. از سوی دیگر، هنگامی که برای مهاربندهای آلیاژ حافظه‌دار، شکستی در نظر گرفته نمی‌شود، مقاومت این قاب پس از تسلیم اولیه قاب برای رانش سقف تا ۰/۰۴ تقریباً ثابت باقی می‌ماند و بعد از آن به دلیل رفتار سخت‌شوندگی مهاربندهای مجهز به میراگر، افزایش می‌یابد. در حالت بدون شکست، در صورتی که قاب در معرض زلزله شدید قرار گیرد، پاسخ بیش از حد تخمین زده می‌شود.

### ۳-۲ نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی

به منظور بررسی پاسخ سازه فولادی مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی و قاب خمشی ویژه با مقطع کاهش‌یافته، از تحلیل دینامیکی افزایشی استفاده شده است. این فرایند، درک مناسبی از نیازهای لرزه‌ای و تغییرات رفتار سازه‌ها توسط سطوح

<sup>1</sup> Hunt-Fill

<sup>2</sup> Han

<sup>3</sup> Center for Engineering Strong Motion Data

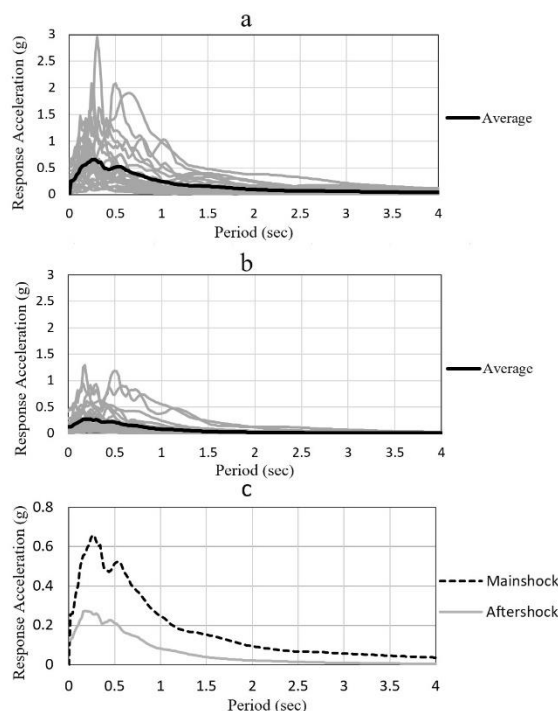
<sup>4</sup> Pacific Earthquake Engineering Research Center

جدول ۴- رکوردهای اصلی و پس‌لرزه‌های متناظر با آن رکورد (هان و همکاران [۲۱])

Record	Earthquake	Magnitude	Record name	Station name	Database
1	Coalinga	6.36	NGA_no_368_H-PVY045.AT2	Pleasant Valley P.P.-Yard	PEER NGA
		5.09	NGA_no_383_A-PVY045.AT2		
2	Coalinga	6.36	NGA_no_368_H-PVY135.AT2	Pleasant Valley P.P.-Yard	PEER NGA
		5.09	NGA_no_383_A-PVY135.AT2		
3	Chalfant Valley	6.19	ChalfantValley86_CE54171P.V2	Number 54171	CESMD
		5.44	ChalfantValley86C_CE54171P.V2		
4	Chalfant Valley	6.19	ChalfantValley86_CE54428P.V2	Number 54428	CESMD
		5.44	ChalfantValley86B_CE54428P.V2		
5	Chalfant Valley	6.19	ChalfantValley86_CE54424P.V2	Number 54424	CESMD
		5.44	ChalfantValley86B_CE54424P.V2		
6	Imperial Valley	6.53	NGA_no_162_H-CX0315.AT2	Calexico Fire STA	PEER NGA
		5.01	NGA_no_195_A-CX0315.AT2		
7	Imperial Valley	6.53	NGA_no_174_H-E11140.AT2	El Centro Array 11	PEER NGA
		5.01	NGA_no_199_A-E11140.AT2		
8	Imperial Valley	6.53	NGA_no_178_H-E03230.AT2	El Centro Array 3	PEER NGA
		5.01	NGA_no_201_A-E03230.AT2		
9	Imperial Valley	6.53	NGA_no_172_H-E01230.AT2	El Centro Array 1	PEER NGA
		5.01	NGA_no_197_A-E01230.AT2		
10	Imperial Valley	6.53	NGA_no_169_H-DLT262.AT2	Delta	PEER NGA
		5.01	NGA_no_196_A-DLT262.AT2		
11	Livermore	5.80	Livermore80A_CE57187P.V2	Number 57187	CESMD
		5.42	Livermore80B_CE57187P.V2		
12	Livermore	5.80	Livermore80A_CE67070P.V2	Number 67070	CESMD
		5.42	Livermore80B_CE67070P.V2		
13	Livermore	5.80	NGA_no_212_A-DVD246.AT2	Del Valle Dam	PEERNGA
		5.42	NGA_no_219_B-DVD246.AT2		
14	Livermore	5.80	NGA_no_215_A-SRM070.AT2	San Ramon	PEERNGA
		5.42	NGA_no_219_B-DVD246.AT2		
15	Mammoth Lakes	6.06	NGA_no_231_I-LUL090.AT2	Long Valley Dam UPR L	PEER NGA
		5.9	NGA_no_250_L-LUL090.AT2		
16	Mammoth Lakes	6.06	NGA_no_231_I-LUL090.AT2	Long Valley Dam UPR L	PEER NGA
		5.70	NGA_no_243_B-LUL090.AT2		
17	Mammoth Lakes	6.06	NGA_no_231_I-LUL090.AT2	Long Valley Dam UPR L	PEER NGA
		5.69	NGA_no_234_J-LUL090.AT2		
18	Northridge	6.69	NGA_no_963_ORR090.AT2	Castaic-Old Ridge Route	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1676_CASTA090.AT2		
19	Northridge	6.69	NGA_no_1039_MRP090.AT2	Moorpark	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1681_MPARK090.AT2		
20	Northridge	6.69	NGA_no_1005_TEM090.AT2	Los Angeles-Temple and Hope	PEER NGA
		5.28	NGA_no_1712_TEMPL090.AT2		
21	Northridge	6.69	NGA_no_971_EL1180.AT2	Elizabeth Lake	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1677_EL1ZL180.AT2		
22	Northridge	6.69	NGA_no_945_ANA180.AT2	Anaverde Valley-City Ranch	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1675_ANAVE180.AT2		
23	Northridge	6.69	NGA_no_990_LAC180.AT2	Los Angeles-City Terrace	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1678_CTYTE180.AT2		
24	Northridge	6.69	NGA_no_1007_UNI095.AT2	LA-Univ. Hospital GR	PEER NGA
		5.93	NGA_no_1680_UNIHP090.AT2		
25	Petrolia	7.20	Petrolia_25Apr1992_CE89530P.V2	Number 89530	CESMD
		6.70	PetroliaAftershock2_26Apr1992_CE89530P.V2		
26	Petrolia	7.20	Petrolia_25Apr1992_CE89156P.V2	Number 89156	CESMD
		6.50	PetroliaAftershock1_26Apr1992_CE89156P.V2		
27	Petrolia	7.20	Petrolia_25Apr1992_CE89509P.V2	Number 89509	CESMD
		6.50	PetroliaAftershock1_26Apr1992_CE89509P.V2		
28	Whittier Narrows	5.99	NGA_no_615_A-DWN270.AT2	Downey	PEER NGA
		5.27	NGA_no_709_B-DWN270.AT2		
29	Whittier Narrows	5.99	NGA_no_663_A-MTW000.AT2	Mt. Wilson	PEER NGA
		5.27	NGA_no_715_B-MTW000.AT2		



در ادامه با مقیاس کردن شتاب طیفی پس لرزه تا رسیدن به سطح فروپاشی سازه، تحلیل ادامه داشته و در آخر نتایج آن شرح داده شده است.



شکل ۹- طیف شتاب زلزله (a) لرزه اصلی (b) پس لرزه (c) مقایسه میانگین طیف شتاب زلزله اصلی و پس لرزه

با توجه به شکل (۹)، در لرزه اصلی طیف دامنه شتاب بیش تر و در پس لرزه، طیف دامنه شتاب زلزله کاهش یافته است.

### ۲-۳ منحنی های IDA

یکی از نتایجی که از تحلیل دینامیکی افزایشی به دست می آید، نمودارهای IDA هستند که بیانگر مقادیر شتاب طیفی در مقابل ماکزیمم دررفت طبقات است. این نمودارها تحت آنالیز دینامیکی بر روی قاب مهاربندی مجهز به SMA و همچنین قاب خمشی، تحت زلزله اصلی و پس لرزه پس از تجربه سه سطح دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴، ناشی از لرزه اصلی به دست آمده است.

### ۱-۲-۳ نتایج منحنی های IDA مربوط به قاب SMA

در شکل (۱۰) منحنی های IDA قاب مهاربندی مجهز به میراگر SMA تحت لرزه اصلی و تجربه سه سطح دررفت پس لرزه ناشی از لرزه اصلی نشان داده شده است. در واقع در گام نخست قابها تحت لرزه اصلی تا رسیدن به حد فروپاشی تحت آنالیز دینامیکی افزایشی قرار گرفته اند. در گام بعد قاب تحت لرزه

اصلی تا رسیدن به دررفت ۰/۰۱ مقیاس شده است و سپس رکورد پس لرزه تا رسیدن به حد فروپاشی به آن اعمال شده است. به همین ترتیب درحالت های بعدی نیز یکبار قاب تحت لرزه اصلی تا دررفت ۰/۰۲۵ قرار گرفته و سپس پس لرزه اعمال شده و در آخر نیز قاب تحت لرزه اصلی تا مقدار دررفت ۰/۰۴ قرار گرفته و بعد از آن مجدد تا رسیدن به حد فروپاشی تحت پس لرزه قرار گرفته است تا اثرات پس لرزه تحت مقادیر دررفت های متفاوت بررسی شود. در لرزه اصلی، نمودارهای IDA عموماً از نقاط صفر شروع شده و تا هنگام فروپاشی فرایند را طی کرده است؛ در صورتی که در پس لرزه ها نقاط شروع، متفاوت می باشد. این نتایج با نتایج گودا [۱۱] هم خوانی دارد.

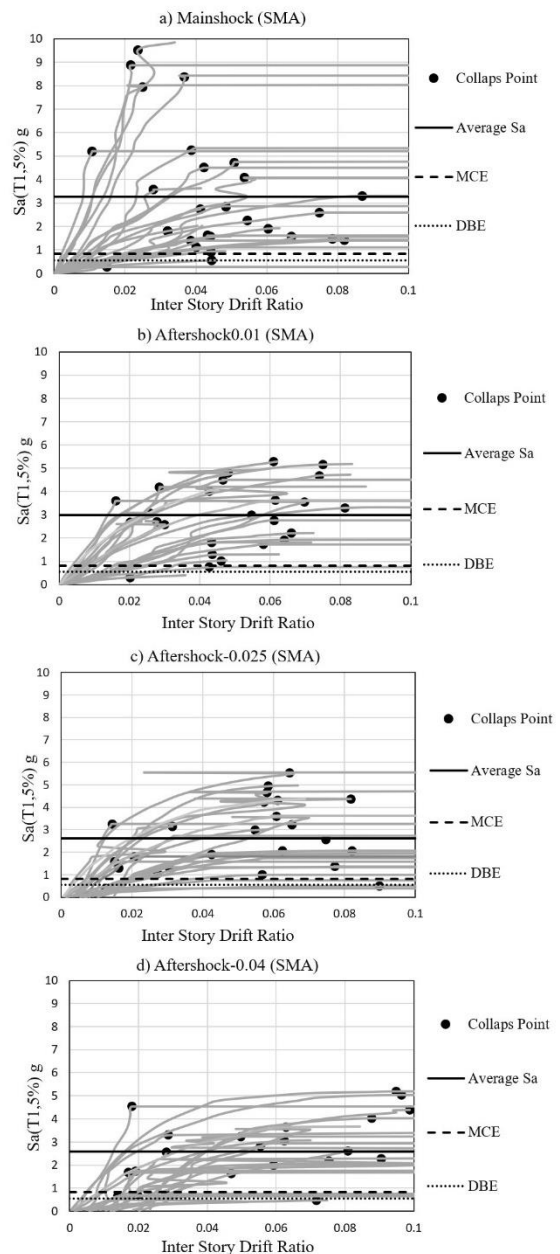
مقدار شتاب طیفی هنگامی که پس لرزه با سطح دررفت ۰/۰۴ رخ داده است، نسبت به حالت لرزه اصلی، ۲۱٪ کاهش داشته است. در نتیجه همان طور که انتظار می رود سازه با تجربه لرزه اصلی و به دنبال آن پس لرزه با سطح دررفت ۰/۰۴ زودتر و در سطح شتاب طیف پایین تر مستعد فروپاشی است. همچنین مقدار شتاب طیفی برای لرزه اصلی نسبت به پس لرزه با سطح دررفت ۰/۰۲۵، معادل با ۱۹٪ افزایش و نسبت به پس لرزه با سطح دررفت ۰/۰۱، برابر با ۸٪ افزایش داشته است. زیرا تحت لرزه اصلی با رسیدن به دررفت های اشاره شده، آسیب های احتمالی در سازه ایجاد شده است و در نتیجه پس از اعمال پس لرزه، تقاضای پاسخ در سازه و آسیب ها افزایش پیدا کرده و ظرفیت سازه کاهش می یابد. همچنین با مشاهده نمودارهای مربوط به پس لرزه و نتایج مرتبط با متوسط شتاب طیفی و مقایسه آنها، همان طور که انتظار می رفت، هرچه لرزه اصلی شتاب طیفی بالاتری تجربه کرده است، تحت پس لرزه با همان شرایط، خسارت و آسیب بیش تری دیده و ظرفیت سازه کم تر شده است. بنابراین متوسط شتاب طیفی پس لرزه با دررفت ۰/۰۱، نسبت به پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ معادل با ۱۲٪ افزایش دارد و نسبت به پس لرزه با دررفت ۰/۰۴، افزایشی برابر با ۱۴٪ را نشان داده است.



## ۳-۲-۲ نتایج منحنی‌های IDA مربوط به قاب خمشی

در شکل (۱۱) منحنی‌های IDA قاب خمشی تحت لرزه اصلی و اعمال پس‌لرزه پس از تجربه سه سطح دررفت ناشی از لرزه اصلی نشان داده شده است. در منحنی IDA در سازه با قاب خمشی، هنگامی که قاب تحت زلزله اصلی قرار دارد، شتاب طیفی تا حدود ۹g پیش رفته است که این مقدار در پس‌لرزه‌ها حدوداً برابر با مقدار ۵g است. مقدار شتاب طیفی در لرزه اصلی نسبت به پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، معادل با ۱۶٪ افزایش داشته و نسبت به دو پس‌لرزه متناظر با دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۱ و به ترتیب برابر با ۱۳٪ و ۳٪ افزایش داشته است. از سوی دیگر، با مقایسه مقادیر شتاب طیفی متوسط در سطوح پس‌لرزه، مشاهده شد که پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱، به دلیل پیش‌رفتن لرزه اصلی تا مقدار دررفت ۰/۰۱ و سپس اعمال پس‌لرزه، نسبت به باقی سطوح دررفت مقیاس شده، افزایش دارد به طوری که نسبت به پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ معادل با ۱۰٪ و با دررفت ۰/۰۴، به میزان ۱۴٪ افزایش دارد.

در هر دو قاب مشاهده شده است که قاب تحت پس‌لرزه‌ها، دررفت بیشتری را تجربه می‌کند و نقاط فروریزش، در پس‌لرزه‌ها به خصوص در پس‌لرزه با سطح دررفت ۰/۰۴، شتاب طیفی متناظر کم‌تری تجربه کرده است. همچنین در سازه مهاربندی مجهز به SMA نسبت به قاب خمشی، در هر چهار نمودار IDA در لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها، میانگین شتاب طیفی فروریزش در سطح بالاتری قرار گرفته است؛ در نتیجه نسبت به سیستم قاب خمشی ظرفیت فروریزش بالاتری داشته است.



شکل ۱۰- نمودارهای IDA قاب مهاربندی مجهز به SMA:

(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱

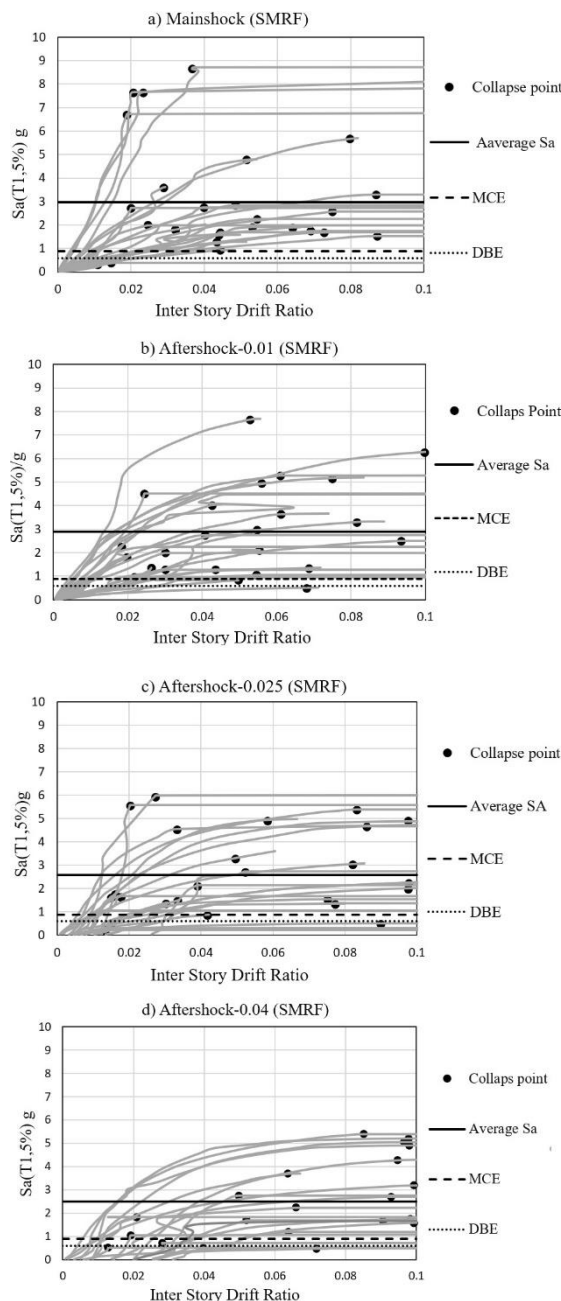
(c) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۴

از طرف دیگر با توجه به طیف شتاب رکوردهای مربوط به لرزه اصلی و پس‌لرزه (شکل (۹)) همان‌طور که انتظار می‌رفت وقتی سازه تحت لرزه اصلی با شتاب متناظر با دررفت ۰/۰۱ یا ۰/۰۲۵ قرار می‌گیرد چندان دچار آسیب نشده لذا با اعمال پس‌لرزه تا رسیدن به حد فروپاشی نسبت به حالت اعمال لرزه اصلی (تا رسیدن به حد فروپاشی) عملکرد مطلوب‌تری را نشان داده است.

شکندگی که از نتایج تحلیل دینامیکی حاصل می‌شود، تابع لوگ نرمال می‌باشد که بر اساس میانه شدت‌ها رسم شده است. در این پژوهش، در شکل (۱۲) منحنی شکندگی مربوط به قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر، تحت لرزه اصلی و پس‌لرزه پس از تجربه دریفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی رسم شده است. منحنی‌های شکندگی در هر دو قاب تحت پس‌لرزه با در نظر گرفتن دریفت ۰/۰۱ ناشی از لرزه اصلی، در سطح پایین‌تر و احتمال فروریزش کم‌تری اتفاق افتاده است و نسبت به سایر نمودارها در تراز پایین‌تری قرار دارد. علت این امر را می‌توان با توجه به طیف پاسخ شتاب رکوردها این چنین توجیه کرد که عموماً پس‌لرزه‌ها نسبت به لرزه اصلی در سطح شتاب ضعیف‌تری قرار دارند. همچنین تجربه دریفت ۰/۰۱ خسارت چندانی در سازه ایجاد نکرده است. در سناریوهای بعدی یعنی پس‌لرزه با تجربه دریفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ تحت لرزه اصلی، سازه به ترتیب تحت تجمع آسیب و دریفت پسماند بیش‌تری قرار گرفته است و در نتیجه با اعمال پس‌لرزه مستعد آسیب بیش‌تری خواهد بود. بنابراین احتمال فروریزش با افزایش دریفت تحت لرزه اصلی و اعمال پس‌لرزه بیش‌تر شده است. با مقایسه قاب خمشی نسبت به قاب مهاربندی مجهز به میراگر مشاهده شد که اختلاف سطح شتاب طیفی بر حسب درصد بین لرزه اصلی در سطوح شکندگی ۵۰ درصد، ۱۹٪ بیش‌تر است و همچنین در پس‌لرزه با شدت ۰/۰۱، این مقادیر برای احتمال فروریزش ۲۳٪، اختلاف سطح شتاب طیفی در پس‌لرزه با شدت ۰/۰۲۵ برابر با ۲۸٪ و در پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۴، معادل با ۳۱٪ شده است.

### ۳-۴ نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات

در حین وقوع زلزله، نیروی جانبی به سازه اعمال شده که سبب ایجاد تغییرشکل در سازه می‌شود و بر المان‌های سازه تأثیر منفی می‌گذارد؛ لذا بررسی دریفت طبقات حائز اهمیت است. جهت بررسی دریفت طبقات و میزان خسارت بر سازه، نمودارهای آن رسم شده‌اند. این نمودارها که از نتایج تحلیل IDA به دست آمده است، در سطوح فروریزش ترسیم شده است.



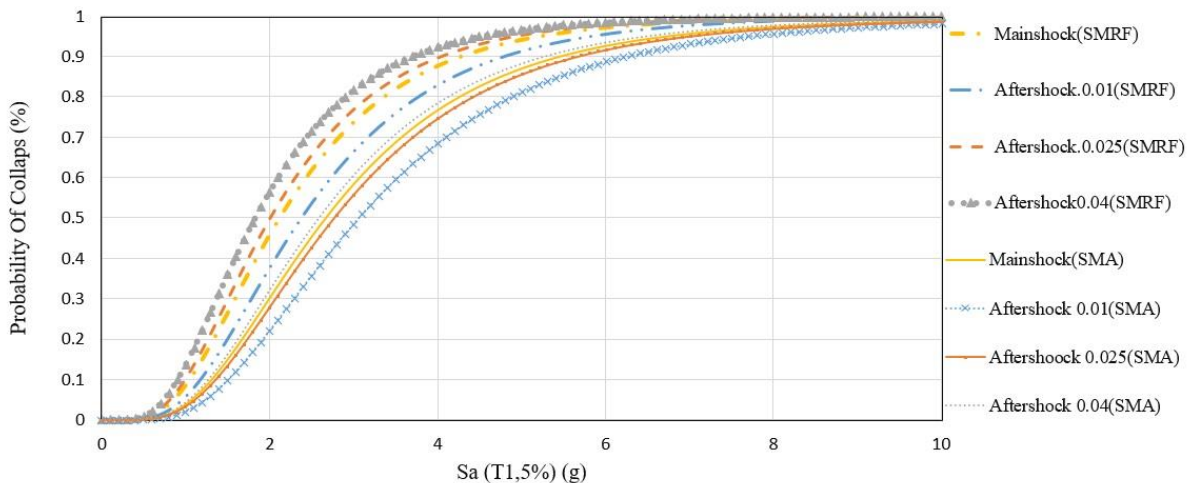
شکل ۱۱- نمودارهای IDA قاب خمشی :

(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۱

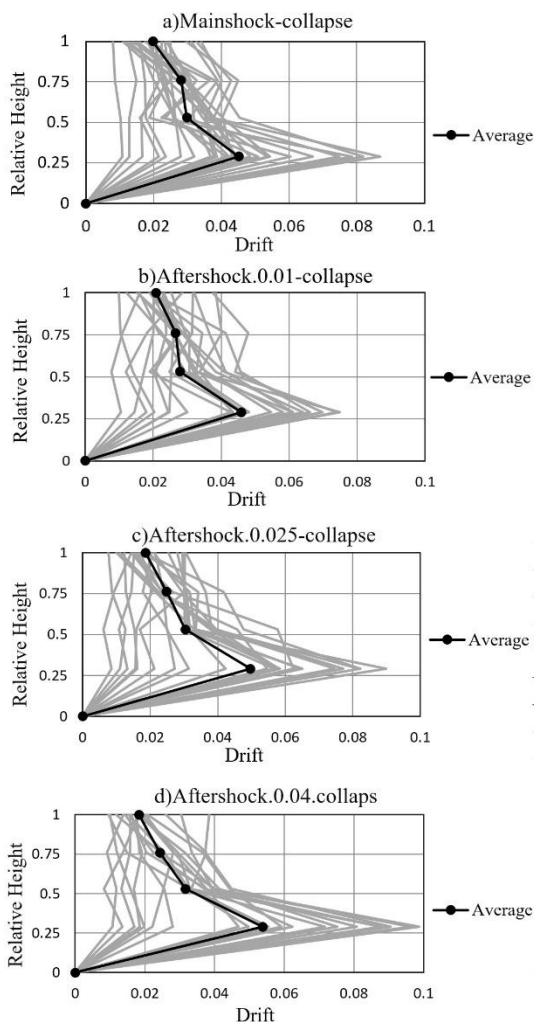
(c) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۴

### ۳-۳ منحنی شکندگی قاب‌ها

جهت مشاهده احتمال فروریزش در هر قاب تحت لرزه اصلی و پس‌لرزه، منحنی‌های شکندگی آن‌ها رسم شده است. منحنی



شکل ۱۲- مقایسه منحنی شکنندگی در دو قاب مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه دار شکلی و قاب خمشی تحت لرزه اصلی و پس لرزه با سطوح دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴



شکل ۱۳- نمودار دررفت طبقات برای قاب مهاربندی مجهز به میراگر:

- (a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۱
- (c) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۴

محور افقی نمودارها، بیانگر دررفت طبقات و محور قائم نشان دهنده ارتفاع نسبی طبقات است. در هر نمودار، مجموعه‌ای از پاسخ دررفت رکوردهای زلزله در هر چهار طبقه، نشان داده شده است که میانگین آن‌ها نیز با خط پررنگ تر قابل مشاهده است.

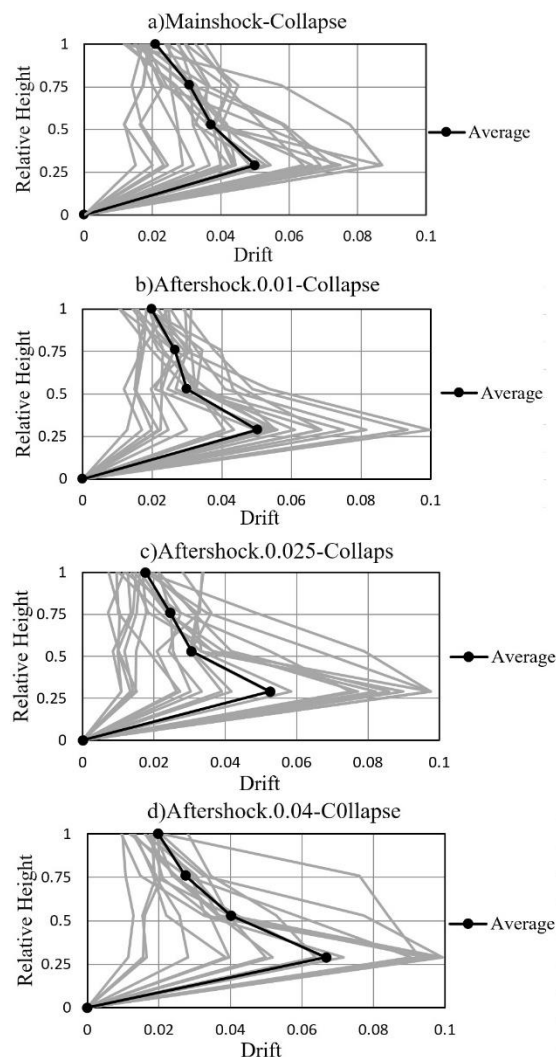
### ۳-۴-۱ نتایج نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب SMA

در شکل (۱۳) منحنی‌های جابه‌جایی نسبی طبقات قاب مهاربندی مجهز به میراگر SMA تحت لرزه اصلی و تجربه سه سطح دررفت پس لرزه ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی نشان داده شده است. در بیش تر رکوردها، طبقه اول بیش ترین مقدار دررفت را داشته و سبب تجمع آسیب در این طبقه شده است. همچنین با توجه به نتایج، قاب مهاربندی مجهز به میراگر، تحت پس لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، دررفت بیش تری را تجربه کرده است زیرا در سازه تحت لرزه اصلی، با رسیدن به دررفت ۰/۰۴، خساراتی ایجاد شده و پس از اعمال پس لرزه، تقاضای دررفت بیش تر شده است. جهت مقایسه مقدار دررفت در لرزه اصلی نسبت به پس لرزه‌ها، با مشاهده نمودارها، چنین دریافت شد که میانگین دررفت در طبقه اول در سطح فروریزش در حالت لرزه اصلی به پس لرزه با دررفت ۰/۰۱، معادل با ۰/۰۲، کاهش دررفت داشته است.

همچنین متوسط دررفت در لرزه اصلی نسبت به پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴، معادل با ۰/۰۸ و ۰/۰۱۵ کاهش داشته است. بنابراین پس لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴، نسبت به سایر زلزله‌ها دررفت بیش تری را نشان داده و سبب آسیب بیش تر شده است.



۳-۴ نتایج نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات قاب خمشی  
نتایج نمودار جابه‌جایی نسبی طبقات در شکل (۱۴) ارائه شده است.



شکل ۱۴- نمودار دررفت طبقات برای قاب خمشی:

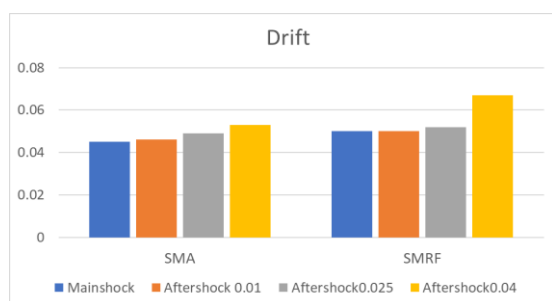
(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱

(c) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۴

همان‌طور که در شکل (۱۴) مشهود است، در این سازه نیز همانند سازه مهاربندی مجهز به میراگر، در بیش‌تر رکوردها حداکثر مقدار دررفت در طبقه اول ایجاد شده که سبب تجمع آسیب در این طبقه شده است. از طرفی قاب خمشی تحت پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، دررفت بیشتری را تجربه کرده است که در نتیجه امتداد یافتن دررفت در لرزه اصلی تا مقدار ۰/۰۴ است و سبب ایجاد خسارات شده است. مقدار دررفت نسبی در لرزه اصلی نسبت به حالت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱، صفر و برابر است. در صورتی که در پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ به ترتیب به میزان ۴٪ و ۲۵٪ کاهش دارد. همچنین با مقایسه میانگین دررفت

در قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر، چنین دریافت شد که دررفت در سطح فروریزش، در قاب خمشی نسبت به قاب مهاربندی مجهز به میراگر در لرزه اصلی، ۱۰٪ و در حالت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ به ترتیب برابر با ۸٪ و ۶٪ و ۲۱٪ افزایش داشته است.

همچنین جهت مقایسه بهتر مقادیر دررفت در هر دو قاب خمشی و مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی، در حالت لرزه اصلی و پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴، نمودارهای میله‌ای متوسط دررفت طبقه اول در هر حالت در شکل (۱۵) نشان داده شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، در قاب مهاربندی، وجود میراگر باعث کاهش دررفت شده است. ضمناً در هر دو قاب، مقادیر متوسط دررفت در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، نسبت به لرزه اصلی و سطوح دررفت دیگر، بیش‌تر شده است.



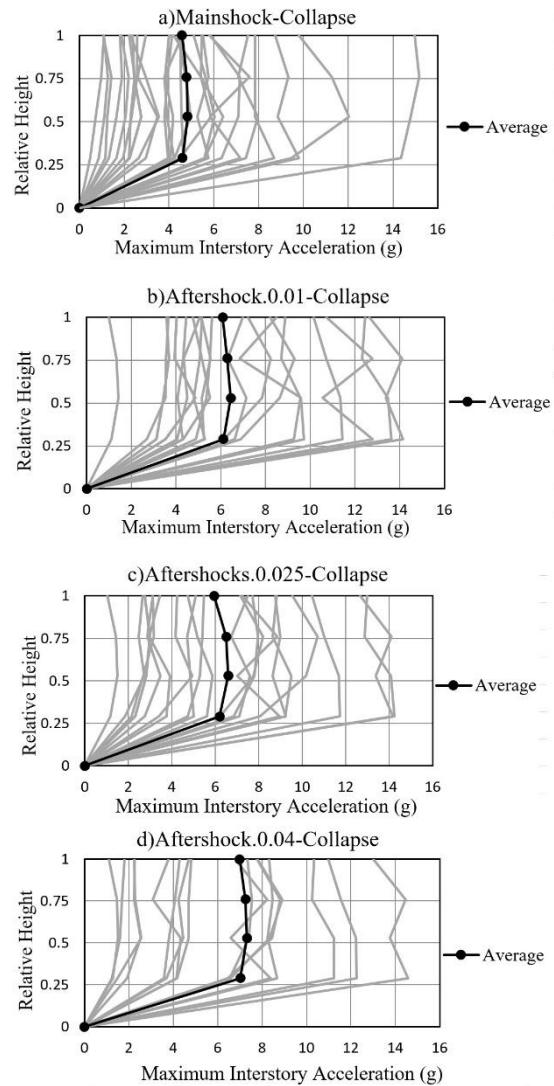
شکل ۱۵- نمودار میله‌ای متوسط دررفت طبقه اول برای قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر SMA

### ۳-۵ نمودار شتاب طبقات

نمودارهای شتاب طبقات جهت بررسی تأثیر لرزه‌ای بر اجزای غیرسازه‌ای رسم گردیده‌اند.

### ۳-۵-۱ نتایج نمودار شتاب طبقات قاب SMA

نتایج شتاب طبقات در قاب مهاربندی مجهز به میراگر و پس‌لرزه پس از تجربه حدود دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی در شکل (۱۶) ارائه شده است.



شکل ۱۶- نمودار شتاب طبقات برای قاب مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی:

(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۱  
(c) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۴

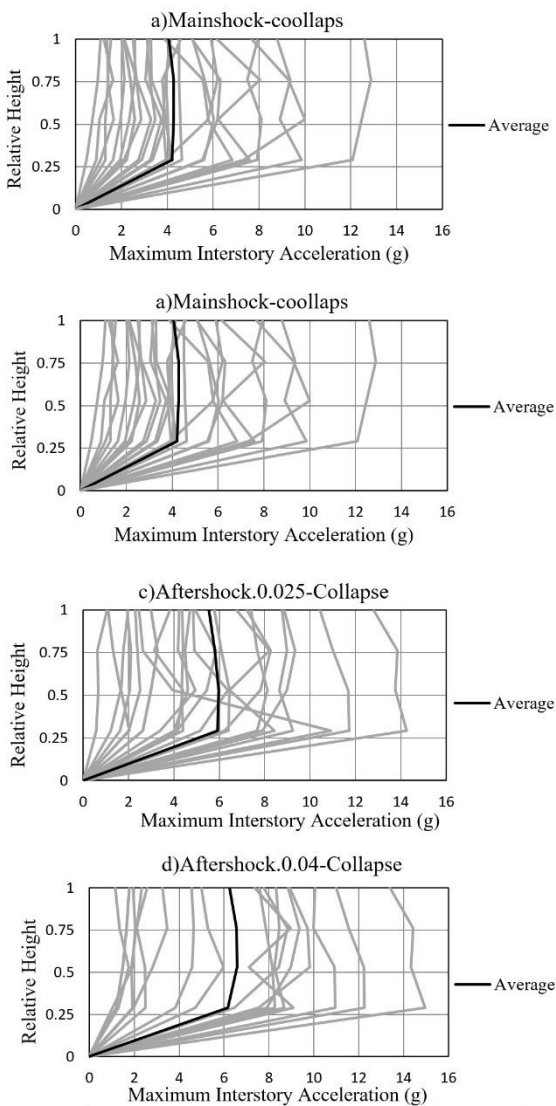
همان‌طور که ملاحظه می‌شود، شتاب در تمام طبقات تقریباً یکسان است و تحت زلزله، اجزای غیرسازه‌ای در تمام طبقات، آسیب تقریباً یکسانی را دریافت کرده‌اند. با توجه به نتایج، در قاب مهاربندی مجهز به میراگر، پس‌لرزه در دریفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، شتاب بیش‌تری را تجربه کرده است. هر چه از شدت لرزه اصلی کم شده و به سمت دریفت ۰/۰۱ پیش رفته، از شدت شتاب نیز کم شده است.

لرزه اصلی کم‌ترین شتاب را ایجاد کرده است که به دلیل تجمع خسارت، افزایش تقاضا تحت دو زلزله متوالی بیش‌تر شده است. پس‌لرزه پس از تجربه دریفت ۰/۰۱ ناشی از لرزه اصلی نسبت به لرزه اصلی در سطح فروریزش، ۲۵٪ افزایش داشته است. این

مقدار در پس‌لرزه پس از تجربه دریفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، به ترتیب برابر با ۲۶٪ و ۳۵٪ اضافه شده است. همچنین شتاب نسبی در پس‌لرزه پس از تجربه دریفت ۰/۰۴ نسبت به پس‌لرزه پس از تجربه دریفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۱ ناشی از لرزه اصلی به ترتیب به میزان ۴٪ و ۱۲٪ افزایش داشته است.

### ۳-۵-۲ نتایج نمودار شتاب طبقات قاب خمشی

نتایج شتاب طبقات در قاب خمشی و پس‌لرزه پس از تجربه حدود دریفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی در شکل (۱۷) نشان داده شده است.



شکل ۱۷- نمودار شتاب طبقات برای قاب خمشی

(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۱  
(c) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس‌لرزه با دریفت ۰/۰۴

با توجه به شکل‌های ارائه‌شده، در سازه مربوط به قاب خمشی نیز همانند سازه مهاربندی مجهز به میراگر، شتاب در تمام طبقات

پسماند، چهار سطح خسارت تحت عناوین DS1، DS2، DS3 و DS4 تعریف شده است. این چهار سطح خسارت، از شروع آسیب تا سطح فروپاشی تغییر می‌کند. اولین سطح خسارت که DS1 می‌باشد، مقادیری تا دررفت‌های پسماند کم‌تر از ۰/۰۰۲ را شامل می‌شود. در این سطح خسارت، برای پایداری ساختمان، نیاز به بازبینی مجدد سازه‌ای وجود ندارد اما با این حال ممکن است برخی از اجزای غیرسازه‌ای و مکانیکی نظیر درها نیاز به ترمیم داشته باشند. سطح بعدی که مربوط به سطح خسارت DS2 است، مقادیر دررفت پسماند تا کم‌تر از ۰/۰۰۵ را نشان می‌دهد. در این سطح لازم است که بازبینی مجدد قاب سازه انجام شود و نیز تعمیرات سازه‌ای مربوطه جهت حفظ محدوده جابه‌جایی مجاز برای اجزای غیرسازه‌ای و مکانیکی در پایداری سازه لازم است. سطح سوم که با سطح خسارت DS3 معرفی شده است، مقادیر دررفت پسماند کم‌تر از ۰/۰۱ را شامل می‌شود. در این سطح بازبینی مجدد سازه‌ای جهت بازگرداندن ایمنی برای پایداری جانبی مورد نیاز است؛ باین‌حال، بازبینی مجدد مورد نیاز سازه ممکن است از نظر اقتصادی و عملی امکان‌پذیر نباشد و در ادامه آخرین سطح خسارت که مربوط به سطح خسارت DS4 است، در این پژوهش اعدادی تا مقدار ۰/۰۴ را دربرمی‌گیرد. در این سطح خسارت، دررفت پسماند به اندازه‌ای بزرگ است که سازه در خطر فروپاشی ناشی از پس‌لرزه‌های زلزله قرار دارد، در واقع این نقطه ممکن است برابر با فروپاشی با عدم قطعیت بیش‌تر، در نظر گرفته شود.

### ۳-۶-۱ نتایج نمودار تغییر مکان پسماند قاب SMA

نتایج دررفت پسماند در شکل (۱۹) ارائه شده است. در قاب مهاربندی مجهز به میراگر، مقادیر دررفت پسماند تحت پس‌لرزه شدید با شدت ۰/۰۴ نسبت به لرزه اصلی بیش‌تر شده است و این یعنی سازه هنگامی که پس‌لرزه را تجربه کرده است، دچار جابه‌جایی ماندگار و در نتیجه خرابی گسترده‌تر شده است.

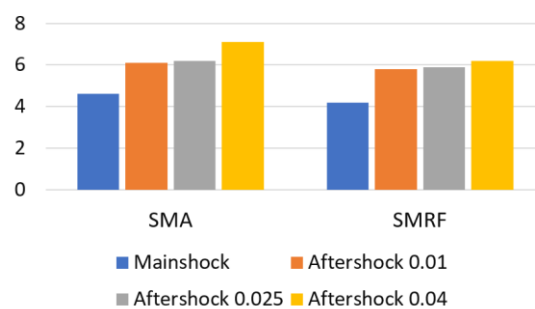
در تمام موارد، طبقه اول نسبت به سایر طبقات دررفت پسماند بیش‌تری را تجربه کرده است. دررفت پسماند در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴، نسبت به لرزه اصلی در سطح فروریزش، ۵۶٪ افزایش داشته و اختلاف درصد بین لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها تحت دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵، به ترتیب ۳۹٪ و ۴۸٪ شده است. همچنین دررفت پسماند در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ نسبت به پس‌لرزه متناظر با دررفت‌های ۰/۰۱ و ۰/۰۲۵ برابر با ۲۷٪ و ۱۴٪ افزایش دارد. سطوح خسارت در لرزه اصلی در متوسط دررفت پسماند در سطح فروریزش، از سطح ۳ بیش‌تر است و در سطح ۴ قرار دارد. یعنی هنگام لرزه اصلی در سطح فروریزش، سازه در خطر فروپاشی است.

تقریباً یکسان است. در قاب خمشی جهت مقایسه مقادیر متوسط شتاب در لرزه اصلی نسبت به پس‌لرزه‌ها مشاهده شده است که پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۱ نسبت به لرزه اصلی در سطح فروریزش، ۲۸٪ افزایش داشته است. این مقدار در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ به ترتیب برابر با ۲۹٪ و ۳۲٪ افزوده شده است.

با مقایسه میانگین شتاب دو قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر، در سطح فروریزش، مشاهده شد که متوسط شتاب در لرزه اصلی، در قاب خمشی ۹٪ و در حالت پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ به ترتیب برابر با ۴٪، ۱۳٪ و ۱۳٪ کاهش یافته است. زیرا شتاب تابع سختی سازه است و سازه مهاربندی مجهز به میراگر سختی بالاتری دارد؛ بنابراین مقادیر شتاب در آن، کمی افزایش یافته است.

جهت نمایش بهتر این امر، مقادیر متوسط ماکزیمم شتاب طبقه اول در دو قاب مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی و قاب خمشی در شکل (۱۸) در قالب نمودار میله‌ای نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است، قاب مهاربندی مجهز به میراگر با توجه به ماهیت خود، مقادیر شتاب بیش‌تری را تجربه کرده است و از طرفی به‌طورکلی هرچه سطح دررفت پس‌لرزه ناشی از لرزه اصلی بیش‌تر شده است، مقدار متوسط شتاب نیز افزایش یافته است.

Maximum Interstory Acceleration



شکل ۱۸- نمودار میله‌ای شتاب طبقات برای قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر SMA

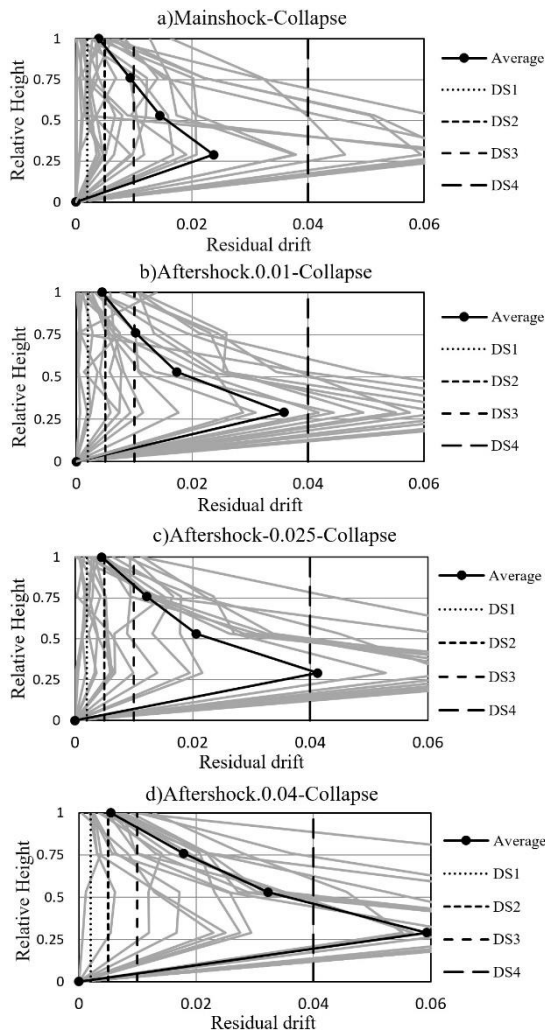
### ۳-۶-۲ نمودار تغییر مکان پسماند طبقات

برای دریافت مقدار آسیب وارد شده و جبران خسارات، توجه به تغییر مکان باقی‌مانده در سازه حائز اهمیت است؛ بنابراین دررفت پسماند یک شاخص خسارت بسیار مهم برای امکان بازسازی اقتصادی سازه است. بدین منظور تغییر مکان پسماند یکی از پاسخ‌هایی است که از تحلیل دینامیکی غیرخطی مورد توجه قرار گرفته است. در این تحقیق، مطابق با FEMA P-58 [۲۲] برای دررفت

زلزله آثار خرابی و دررفت پسماند از خود بر جای نگذاشته است پس سطوح خسارات نیز کم تر گزارش شده است.

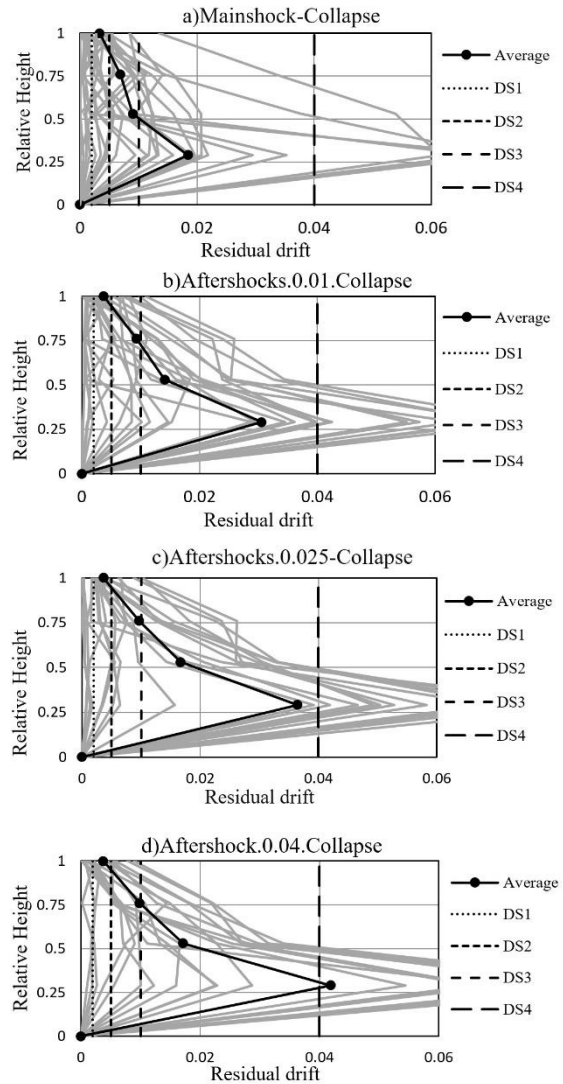
### ۳-۶-۲ نتایج نمودار تغییر مکان پسماند قاب خمشی

نتایج دررفت پسماند مرتبط با قاب خمشی در شکل (۲۰) ارائه شده است. در این سازه نیز همانند سازه مهاربندی مجهز به میراگر، در بیش تر رکوردها بیش ترین مقدار دررفت در طبقه اول ایجاد شده که سبب تجمع آسیب در این طبقه شده است.



شکل ۲۰- نمودار دررفت پسماند طبقات برای قاب خمشی

شکل ۲۰- نمودار دررفت پسماند طبقات برای قاب خمشی  
(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۱  
(c) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۴  
همان طور که مشاهده شده است، سازه تحت پس لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، دررفت بیش تری را تجربه کرده است که در نتیجه امتداد یافتن دررفت در لرزه اصلی تا مقدار ۰/۰۴ است و سبب ایجاد تقاضای خسارات تا ۶۰٪ بیش تر از لرزه اصلی شده است. همچنین لرزه اصلی نسبت به سطوح دیگر دررفت پس لرزه مانند ۰/۰۱ و ۰/۰۲۵ حدود ۳۳٪ و



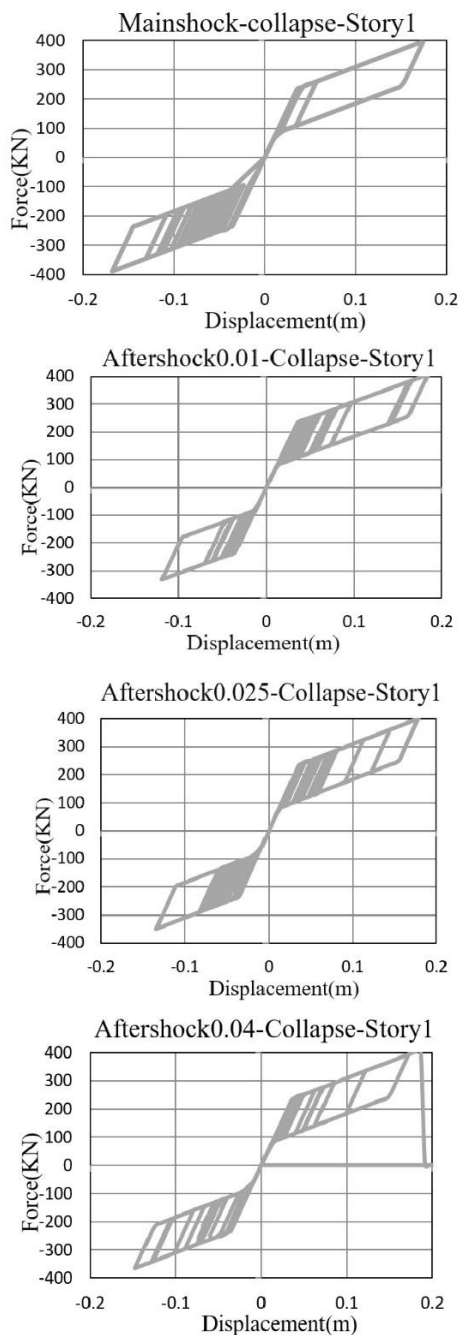
شکل ۱۹- نمودار دررفت پسماند طبقات برای قاب مهاربندی

مجهز به میراگر SMA

(a) تحت لرزه اصلی (b) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۱  
(c) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ (d) تحت پس لرزه با دررفت ۰/۰۴

با توجه به آن که متوسط دررفت پسماند در پس لرزه با دررفت ۰/۰۱ در حدود ۰/۰۳ به دست آمده است، بنابراین از سطح ۳ خسارات عبور کرده است. پس سازه در معرض فروپاشی است. با ارزیابی متوسط دررفت پسماند در پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ و سطوح خسارت چنین برداشت شد که سطح فروریزش در سطح خسارت ۴ قرار دارد و سازه در خطر فروپاشی است. بنابراین در همه سطوح زلزله ها، پس لرزه با سطح دررفت ۰/۰۴ بیش ترین سطح خسارات را دارد و سپس پس لرزه با دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۱، دارای سطوح خسارات بالایی هستند. از آنجا که در لرزه اصلی،

۳- نمودار نیرو-تغییر مکان مهاربند مجهز به میراگر نمودارهای هیستریزیس مهاربند در قالب منحنی‌های نیرو-تغییر مکان، برای نمونه و بررسی موردی یک رکورد ارائه شده است. این نمودارها تحت رکورد ۲۹ در حالت فروریزش در طبقه اول در شکل (۲۲) نشان داده شده است.

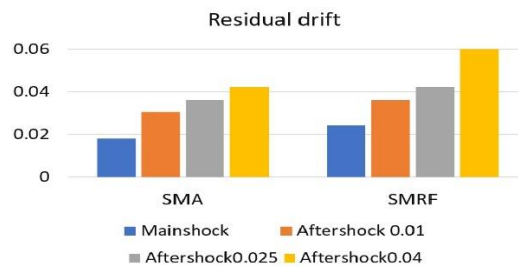


شکل ۲۲- نمودار نیرو-تغییر مکان مهاربند مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی

همان‌طور که در شکل (۲۲) مشاهده شد، نمودارها به دلیل خاصیت آلیاژهای حافظه‌دار شکلی به صورت پرچم‌شکل با حلقه‌های تکرار شونده هستند. حلقه‌ها به صورت تکرار شونده در

۰/۴۲، دررفت پسماند کم‌تری را تجربه کرده است و پس‌لرزه با دررفت ۰/۰۴ نسبت به دو پس‌لرزه دیگر پس از تجربه دررفت ۰/۰۱ و ۰/۰۲۵ مقادیر دررفت پسماند بیش‌تری معادل با ۳۰٪ و ۴۰٪ تجربه کرده است. حالات خسارت، در متوسط دررفت پسماند در زلزله اصلی بدون پس‌لرزه و پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۱، در سطح ۴ یعنی فروریزش قرار دارد. همچنین در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴، در سطح فروریزش، با توجه به متوسط دررفت پسماند، حالت خسارت از سطح ۴ نیز بیش‌تر است و سازه در حال فروپاشی است با این وجود مقادیر دررفت پسماند به دلیل تجمع آسیب و دررفت پسماند، در پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ بسیار بیش‌تر است.

با مقایسه قاب خمشی و مهاربندی مجهز به میراگر، مشاهده شده است که در هر دو قاب، مقادیر دررفت پسماند تحت پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی نسبت به حالت اعمال لرزه اصلی بیش‌تر شده است و این امر در واقع به دلیل آسیب سازه و تجمع خسارت در هنگام وقوع لرزه اصلی است، یعنی با افزایش شدت لرزه اصلی، سازه‌ها دررفت و دررفت پسماند بیش‌تری را تجربه می‌کنند و در نتیجه پس از اعمال پس‌لرزه خرابی گسترده‌تر خواهد شد. در همه موارد، طبقه اول نسبت به سایر طبقات دررفت پسماند بیش‌تری را تجربه کرده است. از سوی دیگر، با مقایسه میانگین دررفت پسماند در دو قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر، در سطح فروریزش، مشاهده شد که متوسط دررفت پسماند در قاب خمشی نسبت به قاب مهاربندی در هنگام لرزه اصلی، ۲۳٪ افزایش داشته و در حالت پس‌لرزه پس از تجربه دررفت ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ به ترتیب برابر با ۱۵٪، ۱۴٪ و ۳۰٪ زیاد شده است. جهت درک بهتر و امکان مقایسه دقیق‌تر نتایج این پارامتر لرزه‌ای در دو سازه، مقادیر متوسط دررفت پسماند طبقه اول دو قاب در قالب یک نمودار میله‌ای، در شکل (۲۱) نشان داده شده است. همان‌طور که مشهود است، قاب مهاربندی مجهز به میراگر، در لرزه اصلی و پس‌لرزه‌ها، در کاهش تقاضای دررفت پسماند عملکرد بهتری داشته است و سبب کاهش خسارت شده است. همچنین در پس‌لرزه با افزایش سطح دررفت ناشی از لرزه اصلی، مقادیر دررفت پسماند افزایش یافته است.



شکل ۲۱- نمودار میله‌ای متوسط دررفت پسماند طبقه اول برای قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به میراگر SMA

رفت و برگشت هستند و در یافت پسماند ایجاد شده کم می‌باشد. با توجه به منحنی‌های نشان داده شده، مشاهده می‌شود که در پس‌لرزه پس از تجربه در یافت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، کرنش ماکزیم ایجاد شده، سبب افت مقاومت و در نهایت خرابی شده است. این منحنی‌ها مانند منحنی هیستریزس مرتبط با مهاربند، اثر پینچینگ را ندارند اما با این حال جذب انرژی در این سیستم پایین است. بنابراین تا حد قابل انتظار در کنترل عملکرد تحت پس‌لرزه مؤثر نیستند، پس نیاز به یک سیستم ترکیبی در کنار این نوع از آلیاژ جهت استهلاک انرژی حس می‌شود. کاربرد زلزله و پس‌لرزه مصنوعی، گاهی نتایج را غیر واقعی نشان می‌دهد و پس‌لرزه‌های واقعی درک درست‌تری از عملکرد لرزه‌ای خواهند داشت.

#### ۴- نتیجه گیری

در این پژوهش به منظور بررسی تأثیر پس‌لرزه‌های واقعی بر روی قاب‌ها و مقایسه بهتر عملکرد میراگر بر سازه، یک مطالعه عددی بر روی دو قاب چهار طبقه مهاربندی با مهاربند از نوع قطری که یک میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی بر روی آن قرار دارد و همچنین قاب بدون مهاربند از نوع قاب خمشی صورت گرفته است. پس از انتخاب قاب مورد نظر، صحت‌سنجی کابل آلیاژ حافظه‌دار شکلی انجام شده است و در مراحل بعدی با انجام تحلیل مودال، پروردهای قاب‌ها محاسبه و با انجام آنالیز بار افزون، منحنی‌های ظرفیت قاب‌ها رسم گردید. در ادامه، جهت بررسی پاسخ‌های تحلیل دینامیکی، ۲۹ رکورد تحت لرزه اصلی و سپس تحت پس‌لرزه پس از تجربه در یافت‌های ۰/۰۱، ۰/۰۲۵ و ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی انجام شد و پاسخ‌های آن به دست آمد. به طوری که:

- با ایجاد پس‌لرزه و تجربه در یافت آن تا ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، نسبت به سازه تحت لرزه اصلی، در هر دو قاب مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی و قاب خمشی، به دلیل تجمع در یافت پسماند و آسیب، ظرفیت فروریزش سازه‌ها کم‌تر شده و نشان‌دهنده خسارت بیش‌تر و زود هنگام‌تر به سازه‌ها تحت پس‌لرزه است. همچنین با مقایسه دو سازه قاب خمشی و قاب مهاربندی مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی، مشاهده شد که قاب مهاربندی مجهز به میراگر، ظرفیت فروریزش بیش‌تری دارد.

- در منحنی شکنندگی احتمال فروریزش در پس‌لرزه پس از تجربه در یافت ۰/۰۴ به دلیل کاهش ظرفیت سازه و تجمع خسارت و افزایش در یافت پسماند، در هر دو قاب خمشی و مهاربندی مجهز به میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی، بیش‌تر از دیگر زلزله‌ها است. از طرفی احتمال فروریزش سازه با قاب خمشی،

نسبت به سازه مهاربندی با میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی، بیش‌تر است.

- با توجه به نتایج در یافت طبقات چنین دریافت شد که در سازه مجهز به میراگر در کنترل مقدار در یافت نسبت به سازه قاب خمشی عملکرد بهتری داشته است. از طرفی، در هر دو سازه قاب خمشی و مهاربندی مجهز به میراگر، پس‌لرزه نسبت به سازه اصلی، مقدار در یافت بیش‌تری را تجربه کرده است و هر چه سطح در یافت تجربه شده ناشی از لرزه اصلی بیش‌تر شده، مقدار در یافت نیز افزایش یافته است.

- نتایج حداکثر شتاب طبقات نشان داد که شتاب طبقات در قاب مهاربندی مجهز به آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به قاب خمشی مقدار بیش‌تری دارد زیرا شتاب وابسته به جرم و سختی است و سازه دارای میراگر آلیاژ حافظه‌دار شکلی نسبت به سازه قاب خمشی دارای سختی بیش‌تری است. از طرفی هر دو قاب تحت پس‌لرزه نسبت به لرزه اصلی، شدت بیش‌تری را تجربه کرده‌اند. همچنین تقریباً شتاب در هر چهار طبقه در هر دو سازه پاسخ یکسانی دارد؛ بنابراین اجزای غیرسازه‌ای در هر چهار طبقه تقریباً آسیب برابری دارند و در طبقات بالاتر کمی بیش‌تر است. با توجه به نقش شتاب در آسیب به اجزای غیرسازه‌ای، در نظر گرفتن تمهیدات ویژه در سیستم‌های مهاربندی شامل میراگر SMA اهمیت می‌یابد.

- با بررسی در یافت پسماند، مشاهده شد که سازه مجهز به میراگر در مقایسه با سازه با قاب خمشی، در یافت پسماند کم‌تری را تجربه کرده و این به دلیل خاصیت منحصربه‌فرد این نوع آلیاژ در بازگرداندن تغییر شکل‌ها به حالت اولیه است. از طرفی در هر دو قاب خمشی و مهاربندی مجهز به میراگر، پس‌لرزه متناظر با در یافت ۰/۰۴ ناشی از لرزه اصلی، نسبت به پس‌لرزه‌های با تجربه در یافت کم‌تر، تأثیر بیش‌تری بر باقی گذاشتن در یافت از خود نشان داده است. همچنین مشاهده شد که با توجه به سطوح خسارت که در FEMA P-58 ذکر شده است، در همه زلزله‌ها، در سطح فروریزش، میزان خسارت معادل با سطح ۴ و بیش‌تر شده است که نشان دهنده فروریزش سازه است.

- در سازه با قاب مهاربندی مجهز به میراگر از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی، با بررسی منحنی هیستریزس مهاربندهای طبقه اول مشاهده شد که نمودارها به صورت حلقه‌های تکرار شونده رفت و برگشتی هستند که در یافت پسماند ناچیزی باقی می‌گذارند. همچنین آلیاژهای حافظه‌دار شکلی در استهلاک انرژی، عملکرد ضعیفی دارند و به‌کارگیری یک سیستم ترکیبی در کنار آلیاژ حافظه‌دار شکلی توصیه می‌شود.

- بر اساس نتایج، به‌طور کلی قاب مهاربندی مجهز به میراگر از جنس آلیاژ حافظه‌دار شکلی در مقایسه با قاب خمشی، در هنگام رخداد زلزله و پس‌لرزه‌های متناظر با آن، در کنترل دررفت و دررفت پسماند عملکرد بهتری دارد و خسارات کم‌تری را به دنبال دارد و همچنین در سطح دررفت بالاتری ناشی از لرزه اصلی تحت پس‌لرزه، مؤثرتر بوده است.

- [14] Qu, J., and Pan Ch. (2022), "Incremental Dynamic Analysis Considering Main Aftershock of Structures Based on the Correlation of Maximum and Residual Inter-Story Drift Ratios", Applied Sciences., Vol. 12, N. 2042.
- [15] OpenSees, Open system for earthquake engineering simulation—home page. 2014. <http://opensees.berkeley.edu/>
- [16] Shi, F., Ozbulut, O., and Zhou, Y. (2019), "Influence of Shape Memory Alloy Brace Design Parameters on Seismic Performance of Self-Centering Steel Frame Buildings" Structural Control and Health Monitoring, Vol. 27, e2462.
- [17] Seo, J., Kim, Y., and Hu, J. (2015), "Pilot Study for Investigating the Cyclic Behavior of Slit Damper Systems with Recentering Shape Memory Alloy (SMA) Bending Bars Used for Seismic Restrainers" , Applied. Sciences., Vol. 5, N. 187.
- [18] Ozbulut, O., and Hurlbaeus, S. (2011), "Seismic Protection of Bridge Structures Using Shape Memory Alloy-Based Isolation Systems Against Near-Field Earthquakes", Structures Congress pp. 2066 – 2077,
- [19] Shi, F., Ozbulut, O., and Saygili, G. (2018), "Probabilistic Seismic Performance Evaluation of SMA-Braced", Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 16, pp. 5937–5962.
- [20] Ibarra, LF., Medina, RA., and Krawinkler, H. (2005), "Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffnessdeterioration", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol.34, pp. 1489-1511.
- [21] Han, R., Li, Y., and Lindt, John. (2014), "Assessment of Seismic Performance of Buildings with Incorporation of Aftershocks", Performance of Constructed Facilities, Vol. 29, Issue 3.
- [22] FEMA, (2001), Development of Next Generation Performanc-Based Seismic Design Procedures for New and Existing Buildings, FEMA P58.
- [1] Ozbulut, O., Daghash, S., and Sherif, M. (2016), "Shape Memory Alloy Cables for Structural Applications", Engineering Structures, Vol. 28, No. 4.
- [2] Asgarian, B., and Moradi, S. (2011), "Seismic Response of Steel Braced Frames with Shape Memory Alloy Braces", Journal of Constructional Steel Research, Vol. 67, pp. 65-74.
- [3] Dimitris, C., and Lagoudas, D. (2008), "Shape Memory Alloys" Publisher Springer.
- [4] Gur, S., Xie, Y., and DesRoches, R. (2019), "Seismic Fragility Analyses of Steel Building Frames Installed with Superelastic Shape Memory Alloy Dampers: Comparison with Yielding Dampers", Structural Control and Health Monitoring, Vol. 30, Issue. 18-19, pp. 2670 – 2687.
- [5] Zhang, Zh., Bi, K., Hao, H., Sheng, P., Feng, L., and Xiao, D. (2020), "Development of a Novel Deformation-Amplified Shape Memory Alloy-Friction Damper for Mitigation of Seismic Effects on Building", Engineering Structures, Vol. 216, article id. pages 110751.
- [6] Kezia, V. Ann. (2019), "Performance of Steel Braced Frame Reinforced with Shape Memory Alloy Wires", M.S. Thesis, University of Calgary, Calgary, Canada.
- [7] Fikri, R., and Ingham, J. (2022), "Seismic Response and Aftershock Fragility Curves for Non-ductile Mid-rise Buildings Comprised of Reinforced Concrete Frame with Masonry Infill", Structures, Vol. 45, pp. 1688-1700.
- [8] Salami, MR., kashani, MM., and Goda, K. (2019), "Influence of Advanced Structural Modeling Technique, Mainshock-Aftershock Sequences, and Ground Motion Types on Seismic Fragility of Low-rise RC Structures", Structures, Vol. 117, pp. 263-279.
- [9] Garcia, JR. (2019), "Collapse and Demolitin Aftershock Assessment of Post-Mainshock Steel Framed Building", Earthquake Risk and Engineering.
- [10] Massumi, A., Sadeghi, K., Karimzade, O., and Ghoghji, O. (2023), "Effect of Aftershock Characteristics on the Fragility Curve of Post-Mainshock RC Frames", Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol. 178, 10845.
- [11] Goda, K. (2014), "Record Selection for Aftershock Incremental Dynamic Analysis", Earthquake Engineering & Structural Dynamics, Vol. 44, pp. 1157-1162.
- [12] Noureldin, M., Adane, M., and Kim, J. (2021) "Seismic Fragility of Structures with Energy Dissipation Devices for Mainshock-Aftershock Events", Earthquakes and Structures, Vol. 21, N. 3, pp. 219-230.
- [13] Abraik, E. (2020), "Seismic Performance of Shape Memory Alloy Reinforced Concrete Moment Frames Under Sequential Seismic Hazard", Structures, Vol. 26, pp. 311-326.



http://journaliss.ir

## بررسی عملکرد لرزه‌ای جوش نفوذی ناقص در وصله ستون‌های مقاطع قوطی شکل

افشین احمدی<sup>۱</sup>، فرید حیدریان<sup>۲</sup>، سیامک اپیکچی<sup>۳\*</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۴</sup>

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-زلزله، دانشگاه امیر کبیر، تهران، ایران

۲- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-سازه، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

۳- استادیار دانشگاه امیرکبیر، تهران، ایران

۴- استادیار دانشگاه آزاد اسلامی، کرج، ایران

\*تهران، صندوق پستی ۴۴۱۳-۱۵۸۷۵، [epackachis@aut.ac.ir](mailto:epackachis@aut.ac.ir)

### چکیده

اتصال مستقیم وصله ستون‌ها با استفاده از جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ بین ۴۰٪ تا ۶۰٪ ضخامت مقطع ستون تا قبل از زلزله نورتریج و کوبه رایج بود. با آشکار شدن ضعف اتصالات جوشی تیر به ستون بعد از زلزله نورتریج و اتصالات جوشی وصله ستون‌ها بعد از زلزله کوبه، جزئیات طراحی و دستورالعمل اجرایی جدید به آیین‌نامه اضافه شد و استفاده از جوش نفوذی ناقص در سازه‌های قاب خمشی ممنوع شد (AISC 341-10) و طراحان ملزم به استفاده از جوش نفوذی کامل بودند. با مطالعات آزمایشگاهی و عددی انجام شده بر روی جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ بالاتر در مقاطع I شکل، امکان استفاده از جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ ۸۵٪ در آیین‌نامه تأیید شد (AISC 341-16). تمام مطالعات گذشته بر روی رفتار جوش نفوذی ناقص در مقاطع I شکل صورت گرفته بود؛ در این مطالعه یک مدل عددی سه‌بعدی اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس به منظور بررسی رفتار وصله ستون‌ها شبیه‌سازی شده است و شکست و گسترش آسیب در ناحیه متأثر از حرارت با استفاده از روش آسیب نرم مشاهده شده است. با اطمینان از عملکرد مدل اجزای محدود، ۳۳ نمونه ستون قوطی شکل مدل‌سازی شده و تأثیر پارامترهایی همچون درصد جوش نفوذی، ضخامت و ابعاد مقطع ستون بر روی رفتار وصله ستون مورد ارزیابی قرار گرفته است.

### واژگان کلیدی

ستون قوطی شکل، نرم‌افزار آباکوس، وصله ستون، جوش نفوذی ناقص، جوش نفوذی کامل

## Investigating the seismic performance of PJP groove welding in box-shaped column splices

A. Ahmadi, F. Heydariyan, S. Epackachi, A. Rezaiyan

### Abstract

The direct connection of column splices using partial joint penetration groove welds with a penetration percentage between 40% - 60% of the thickness of the column section was common until the Northridge and Kobe earthquakes. With the poor performance of beam-to-column welding connections after the Northridge earthquake and column splice welding connections after the Kobe earthquake, new design details and executive instructions were added to the regulations and the use of partial joint penetration (PJP) welding in moment frame structures was prohibited and designers were required to use complete joint penetration (CJP) welding (AISC 341-10). With experimental and numerical studies conducted on PJP welding with a higher penetration percentage in I-shaped sections, the possibility of using PJP welds with a penetration percentage of 85% was confirmed in the regulations (AISC 341-16). All previous studies were conducted on the behavior of PJP groove welds in I-shaped sections. In this study, a 3D finite element numerical model was simulated in Abaqus software in order to investigate the behavior of the column splice and the failure and spread of damage in the Heat Affected Zone (HAZ). By ensuring the proper performance of the finite element model, 33 box-shaped column splices have been modeled, and the effects of parameters such as penetration weld percentage, column thickness and cross-sectional dimensions on the column splice behavior has been evaluated.

### Keywords

Box-shaped Column, ABAQUS Software, Column Splice, Partial Joint Penetration (PJP), Complete Joint Penetration (CJP)



## ۱- مقدمه

در سازه‌های فلزی به منظور اتصال دو مقطع ستون در ارتفاع به یکدیگر از وصله ستون‌ها استفاده می‌شود. وصله ستون‌ها در سازه‌های متوسط و بلندمرتبه به دو دلیل رایج است:

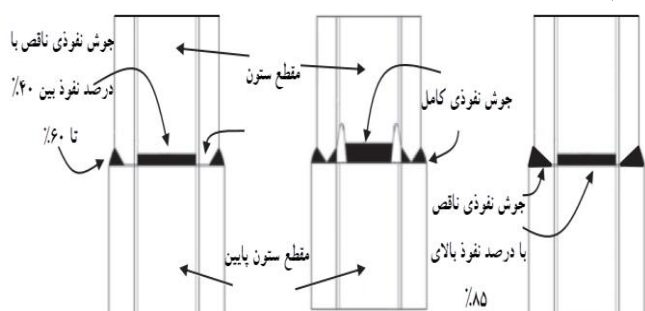
- نیاز به استفاده از مقاطع کوچک‌تر با کاهش تقاضا و افزایش ارتفاع سازه.
- طولانی بودن مقاطع و حمل و نقل دشوار آن‌ها و در نتیجه تقسیم کردن آن‌ها به طول‌های کوچک‌تر.

بعد از زلزله نورتریج<sup>۱</sup> (سال ۱۹۹۴، کالیفرنیا)، اتصالات جوشی تیر به ستون به دلیل ضعف جزئیات اجرایی، ضعف مصالح موجود از جمله جوش و همچنین ایجاد نیروها و رفتاری متفاوت در اتصالات که تا قبل از آن پیش‌بینی نشده بود، مستعد شکست و خرابی بود [۱]. ضعف این‌گونه اتصالات از جمله اتصالات جوشی مستقیم ستون‌ها با استفاده از جوش نفوذی ناقص با نفوذ ۴۰٪ تا ۶۰٪ بعد از زلزله کوبه<sup>۲</sup> نیز تکرار شد. بدین دلیل مطالعات عددی و آزمایشگاهی بیش‌تر [۲ و ۳] بر روی رفتار اتصالات جوشی صورت پذیرفت و ضوابط جدید به آیین‌نامه اضافه شد و استفاده از جوش نفوذی ناقص ممنوع شد (AISC 341-10) [۴] و طراحان ملزم به استفاده از جوش نفوذی کامل شدند. امکان استفاده از جوش نفوذی ناقص به دلیل مشکلات استفاده از جوش نفوذی کامل همانند سختی و هزینه‌های زیاد اجرایی، نیاز به استفاده از ورق پشتی به منظور اطمینان از نفوذ کامل جوش، ایجاد سوراخ دسترسی و افزایش احتمال ایجاد ضعف در صورت برداشته‌نشدن ورق پشتی، استفاده از مصالح جوش بیش‌تر و در نتیجه آن، نیاز به تمیزکاری بین هر پاس جوش، همچنین حرارت بیش‌تر ایجاد شده ناشی از فرآیند جوشکاری که منجر به ناحیه متأثر از حرارت (HAZ)<sup>۳</sup> بحرانی‌تر و افزایش احتمال شکست خواهد شد، بار دیگر مورد مطالعه قرار گرفت. در نتیجه، امکان استفاده از جوش نفوذی ناقص این بار با درصد نفوذ بیش‌تر و مصالح با مقاومت بالاتر و با انجام آزمایشات دقیق در آیین‌نامه مؤسسه سازه‌های فولادی آمریکا، تأیید شده است (AISC 341-16) [۵].

## ۲- مطالعات پیشین

مطالعات جوش نفوذی ناقص در وصله ستون‌ها را می‌توان به سه بازه زمانی قبل و بعد از زلزله نورتریج و مدت‌ها بعد از زلزله نورتریج تقسیم‌بندی کرد. قبل از زلزله نورتریج اتصال مستقیم

ستون‌ها با استفاده از جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ بین ۴۰٪ تا ۶۰٪ رایج بود (شکل (۱)). اولین مطالعات آزمایشگاهی قبل از زلزله نورتریج توسط پوپوف<sup>۴</sup> و استفان<sup>۵</sup> [۶] و برونو<sup>۶</sup> و مهین [۷] انجام شد.



شکل ۱- استفاده از جوش نفوذی کامل و ناقص در محل وصله ستون‌ها از گذشته تا امروز

پوپوف و استفان ۷ ستون با مقطع یکسان (W14×320) دارای جوش نفوذی کامل و ناقص با درصد نفوذهای متفاوت را مورد آزمایش قرار دادند. در این مطالعه طول نمونه ستون ۲ متر در نظر گرفته شده بود که دو مقطع یکسان در وسط نمونه ستون به یکدیگر جوش شده‌اند. دو انتهای مقطع ستون‌ها تحت بارگذاری یکنواخت و چرخه‌ای قرار گرفته است. مطابق نتایج آزمایشگاهی پوپوف و استفان، بارگذاری چرخه‌ای تأثیر کمی بر روی مقاومت نهایی وصله ستون‌ها داشت اما نمونه‌های با جوش نفوذی ناقص شکل‌پذیری کمی داشتند [۶].

برونو و مهین [۷] دو نمونه ستون با مقاطع متفاوت یکی با استفاده از جوش نفوذی کامل (مقطع W14×370 متصل به مقطع W14×426) و دیگری جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ ۵۰٪ (مقطع W14×665 متصل به مقطع W14×500) را تحت یک بارگذاری چهارمحوره بدون در نظر گرفتن اثرات برش مورد آزمایش قرار دادند. نمونه با جوش نفوذی کامل، رفتار شکل‌پذیر داشت ولی نمونه با جوش نفوذی ناقص قبل از این که مقطع کوچک‌تر به ظرفیت خمشی خود برسد، شکست. مطابق با نتایج آزمایشگاهی به دست آمده و عملکرد ضعیف وصله ستون‌ها با جوش نفوذی ناقص بعد از زلزله نورتریج، استفاده از این نوع وصله ستون‌ها، در آیین‌نامه ممنوع شد [۳].

ناتایاساکل<sup>۷</sup> [۸] نمونه‌های آزمایشگاهی برونو و مهین را با استفاده از مدل‌سازی اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس<sup>۸</sup> بررسی و

<sup>4</sup> Popov

<sup>5</sup> Stephen

<sup>6</sup> Bruneau

<sup>7</sup> Nuttayasakul

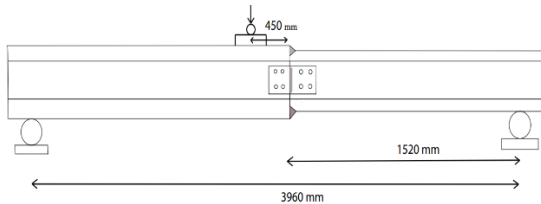
<sup>8</sup> ABAQUS Software

<sup>1</sup> Northridge

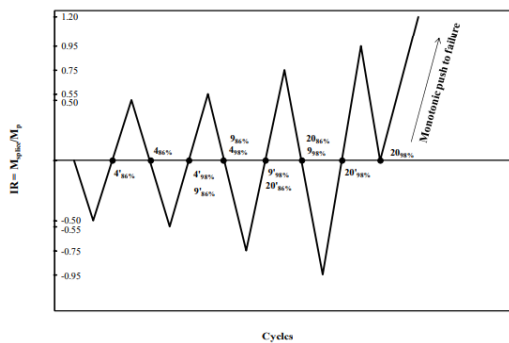
<sup>2</sup> Kobe

<sup>3</sup> Heat Affected Zone

مدل آزمایشگاهی و منحنی بارگذاری این آزمایش‌ها در شکل‌های (۲) و (۳) نشان داده شده است. علاوه بر این موارد، برای اطمینان از عملکرد وصله‌های ستون، نمونه‌های آزمایشگاهی به وسیله نرم‌افزار اجزای محدود آباکوس در یک مدل‌سازی دوبعدی مورد بررسی قرار گرفته است. در این مدل‌سازی تنها بال‌های مقاطع I شکل، تحت نیروی کششی، آنالیز شده و برای تعیین رفتار شکست از روش انتگرال-جی استفاده شده است. با انجام این آزمایش‌ها و مطالعات عددی، امکان استفاده از جوش نفوذی ناقص در وصله ستون‌ها با درصد نفوذ بالای ۸۰٪ تأیید (شکل (۱)) و در آیین‌نامه مؤسسه سازه‌های فولادی آمریکا، نکات و دستورالعمل‌های طراحی آن وارد شد [۵].



شکل ۲- مدل آزمایشگاهی شاو و کانوینده [۱۰]



شکل ۳- پروتکل بارگذاری مطالعات آزمایشگاهی شاو و کانوینده

[۱۰]

### ۳- صحت‌سنجی مدل عددی

یک مدل سه‌بعدی اجزای محدود در نرم‌افزار آباکوس به منظور بررسی عملکرد جوش نفوذی در وصله ستون‌ها شبیه‌سازی شده است. دو مقطع ستون به یکدیگر جوش شده‌اند و در یک بارگذاری خمشی سه نقطه‌ای، بار چرخه‌ای به نمونه اعمال شده

مشاهده کرد در صورت افزایش میزان درصد نفوذ جوش، نمونه با جوش نفوذی ناقص عملکرد بهتری داشت.

شن<sup>۱</sup> و سابول<sup>۲</sup> [۹] سازه‌های معرفی شده توسط ساختمان‌های گروه SAC (گوپتا<sup>۳</sup> و کراوینکلر<sup>۴</sup>) که شامل سازه‌های ۳، ۹ و ۲۰ طبقه به ترتیب برای بررسی رفتار سازه‌های کوتاه مرتبه، متوسط و بلند مرتبه بود را به منظور تعیین میزان تقاضا در وصله ستون‌ها شامل تعیین میزان دوران پلاستیک، نیروی محوری، لنگر خمشی و اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی (IR)<sup>۵</sup> که در مطالعات رفتار ستون اهمیت دارد انتخاب کردند. این سازه‌ها را در نرم‌افزار اپنسیس<sup>۶</sup> مدل کرده‌اند با این تفاوت که به جای مدل‌سازی سازه ۳ طبقه یک سازه ۴ طبقه مدل‌سازی کرده‌اند تا بتوانند وصله ستون را در طبقه سوم در نظر بگیرند. شن و سابول در نهایت به این نتیجه رسیده‌اند که میزان لنگر خمشی در هنگامی که دوران پلاستیک وصله ستون کم‌تر از ۰/۰۴ رادیان باشد، بین ۶۰٪ تا ۸۰٪ ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع کوچک‌تر است و زمانی که دوران پلاستیک وصله ستون بین ۰/۰۵ تا ۰/۰۷ رادیان باشد، لنگر خمشی در محل وصله ستون بین ۸۰٪ تا ۹۰٪ ظرفیت خمشی پلاستیک مقطع کوچک‌تر است. لنگر خمشی زیاد ایجاد شده در وصله ستون ناشی از انحنای یکسان ایجاد شده در ستون‌ها است که در مودهای بالاتر در سازه ایجاد شده است. این انحنای یکسان در سازه ۴ و ۹ طبقه کم‌تر اتفاق افتاده است ولی در سازه ۲۰ طبقه، میزان تاثیر آن بیش‌تر است و باعث ایجاد لنگر خمشی زیاد در محل وصله ستون‌ها می‌شود.

مطالعات دقیق‌تر در این زمینه توسط شاو<sup>۷</sup> و کانوینده<sup>۸</sup> [۱۰]

انجام شد که شامل مطالعات آزمایشگاهی و عددی بر روی چهار نمونه از مقاطع ستون‌ها بود. مطابق جدول (۱) پنج نمونه ستون قوطی شکل دارای مقاطع مختلف به صورت مستقیم به یکدیگر جوش شده‌اند که دو نمونه ستون با هدف به دست آمدن میزان خطای آزمایشگاهی دو بار آزمایش شده است (نمونه ستون 24A&B). آن‌ها با هدف ایجاد یک پروتکل بارگذاری برای تعیین رفتار جوش در مطالعات آزمایشگاهی، بار دیگر سازه‌های ۴، ۹ و ۲۰ طبقه را تحت بار لرزه‌ای تحلیل کرده و میزان اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی در محل وصله ستون‌ها را به دست آوردند.

<sup>1</sup> Shen

<sup>2</sup> Sabul

<sup>3</sup> Gupta

<sup>4</sup> Krawinkler

<sup>5</sup> Ratio force-moment Interaction

<sup>6</sup> Opensees

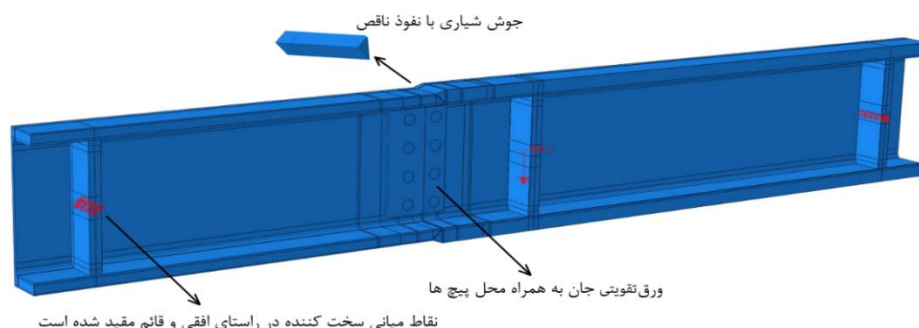
<sup>7</sup> Shaw

<sup>8</sup> Kanvinde

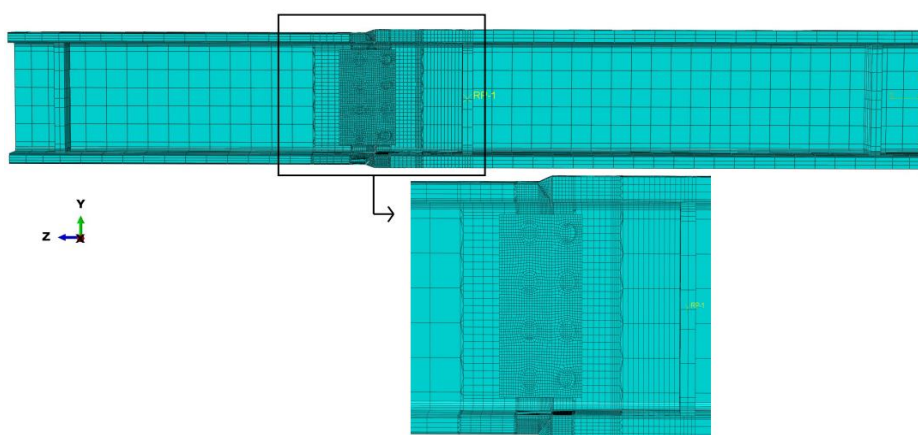
است و بارگذاری یکنواخت نمونه ستون تا زمان شکست ستون، در شکل (۴)، نمای کلی نمونه مدل شده در نرم افزار آباکوس ادامه پیدا کرده است (شکل (۳)).

۸ نقطه‌ای جامد انتگرال کاهش یافته (C3D8R) استفاده شده است.

### ۱-۳- فرضیات مدل سازی



الف) مدل سازی نمونه 24A



ب) مش بندی نمونه 24A

شکل ۴- مدل سازی و مش بندی نمونه 24A در نرم افزار آباکوس

جدول ۱- مقاطع نمونه های آزمایشگاهی شاو و کانوینده و مقایسه نتایج مطالعات آزمایشگاهی و تحلیل عددی

نتایج مدل سازی عددی		مطالعات تجربی شاو و کانوینده		مقاطع ستون	
$\delta$ (mm)	$\frac{M_{SP}}{M_{p,s}}$	$\delta^2$ (mm)	$\frac{M_{SP}^1}{M_{p,s}}$	مقطع ستون بزرگ تر	آزمایش
55	1.33	50	1.29	W 24X370 W 24X279	24A
-	1.41	-	1.37	W 14X730 W 14X550	14A
75	1.32	79.5	1.24	W 14X455 W 14X342	14B
45	1.15	43	1.04	W 14X145 W 14X132	14C

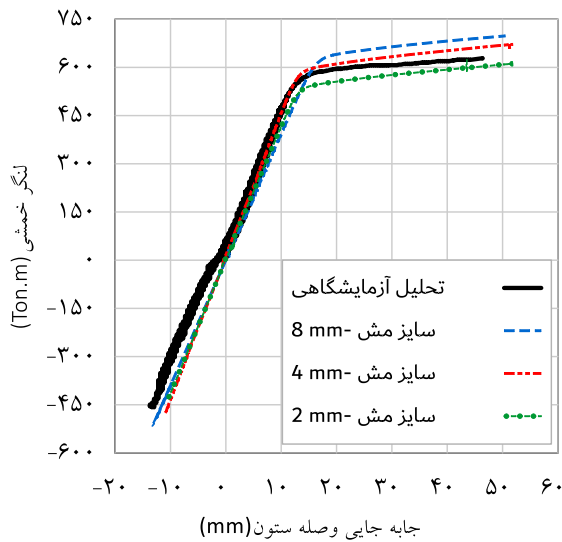
<sup>۱</sup>نسبت لنگر خمشی در محل وصله ستون به میزان لنگر خمشی پلاستیک مقطع کوچک تر

<sup>۲</sup>جابه جایی وصله ستون

همین نوع المانها در ناحیه نزدیک به وصله ستون در فاصله ای به اندازه ضخامت بال مقطع ستون کوچک تر، دارای المان مکعبی با ابعاد ۴ میلی متر است و با دور شدن از وصله ستون

تمامی اجزای تشکیل دهنده ستون شامل جوش های نفوذی ناقص، مقاطع ستون، سخت کننده ها و ناحیه متأثر از حرارت دارای

به یک نقطه کوپل شده است و جابه‌جایی به این نقطه اعمال می‌شود. علاوه بر این موارد، هر دو سمت جوش نفوذی بال، به مقطع ستون متصل شده است و جان دو مقطع ستون نیز در ناحیه در نظر گرفته شده در مطالعات آزمایشگاهی **شاو** به یکدیگر متصل شده است. یک طرف مقطع ستون در محل وصله به اندازه درصد نفوذ جوش نفوذی ناقص که در واقع درصد ضخامت بال مقطع ستون کوچک‌تر است، کونیک شده و مقدار باقی‌مانده (ناحیه جوش‌نشده) بدون کونیک است و جوش نفوذی ناقص به ناحیه کونیک‌شده و طرف دیگر مقطع ستون، متصل می‌شود (شکل ۴-الف).



شکل ۵- صحت‌سنجی سایز المان‌ها و بررسی تأثیر سایز المان بر روی منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی نمونه 24A

**۴-۳- معرفی مصالح فولاد و جوش و ناحیه متأثر از حرارت**  
 به منظور معرفی رفتار مصالح خصوصیات الاستیک شامل تنش تسلیم، مدول الاستیسیته  $21 \times 10^4$  مگاپاسکال و ضریب پواسن  $0.25$  در نظر گرفته شده است. برای تعریف مقاومت و کرنش نهایی از مقادیر تنش و کرنش واقعی (روابط (۱) و (۲)) به جای مهندسی و برای معرفی رفتار ناحیه بعد از آن تا نقطه شکست نمونه از روابط معرفی شده در مطالعات **آراساراتنام**<sup>۱</sup> و **سیواکوماران**<sup>۲</sup> [۱۲] (رابطه (۳)) استفاده شده است.

$$\epsilon_{\text{true}} = \ln(1 + \epsilon_{\text{eng}}) \quad (1)$$

$$\sigma_{\text{true}} = \sigma(1 + \epsilon_{\text{eng}}) \quad (2)$$

در این ناحیه و افزایش سرعت آنالیز تا دو انتهای نمونه، سایز المان‌ها به ۴۰ میلی‌متر افزایش پیدا کرده است. مطابق مطالعات گذشته، ناحیه متأثر از حرارت به فاصله ۳ تا ۶ میلی‌متر اطراف ناحیه جوشکاری شده را دربرمی‌گیرد [۱۱]. در این مطالعه ۶ میلی‌متر اطراف جوش نفوذی، پارتیشن‌بندی شده و مصالح ناحیه متأثر از حرارت به این بخش اختصاص یافته است. این ناحیه دارای المان مکعبی با ابعاد ۴ میلی‌متر است. به منظور افزایش سرعت آنالیز نمونه‌ها و همچنین تقارن مقاطع I شکل، نمونه‌های مدل‌سازی شده از میانه جان نصف شده و تمامی نقاط آن در راستای خارج از صفحه مقید شده است.

### ۳-۲- صحت‌سنجی سایز المان‌ها

انتخاب بعد مناسب المان‌ها تأثیر به‌سزایی در دقت نتایج تحلیل خواهد داشت. برای نواحی اطراف اتصال با تمرکز تنش از مش کوچک‌تر و برای سایر نواحی از مش درشت‌تر استفاده می‌شود. به‌طورکلی هرچه بعد المان کم‌تر باشد، نتایج از دقت بیشتری برخوردار خواهند بود؛ اما از طرفی با توجه به زیاد شدن زمان محاسبات، لازم است یک بعد بهینه برای المان انتخاب شود. در این تحقیق ابعاد مش بر اساس آنالیز حساسیت مش و سرعت آنالیز، در ناحیه جوش نفوذی ناقص به ترتیب از نزدیکی محل وصله ستون در فاصله‌ای به اندازه ضخامت بال ستون بزرگ‌تر ۴ میلی‌متر و بعد از آن به فاصله دو برابر ضخامت ستون بزرگ‌تر، ۸ میلی‌متر و در ناحیه دورتر از وصله تا انتهای نمونه، ۴۰ میلی‌متر خواهد بود. ابعاد مش ناحیه متأثر از حرارت ۴ میلی‌متر در ۲ میلی‌متر در نظر گرفته شده است. سه سایز مختلف مش به منظور آنالیز حساسیت مش‌ها انتخاب شده است. مش با سایزهای ۲، ۴ و ۸ میلی‌متر در ناحیه وصله ستون (به فاصله‌ای به اندازه ضخامت بال ستون) و ۴، ۸ و ۱۶ میلی‌متر در فاصله دو برابر ضخامت ستون بزرگ‌تر و در ناحیه دورتر از وصله به ترتیب ۳۰، ۴۰ و ۵۰ میلی‌متر در نظر گرفته شد. مطابق نتایج آنالیز، نمونه با سایز مش ۲ میلی‌متر زودتر و نمونه با سایز مش ۸ میلی‌متر دیرتر وارد رفتار غیرخطی شده‌اند. در نتیجه ترتیب سایز مش ۴ میلی‌متر به منظور بررسی رفتار مقاطع انتخاب شده است.

### ۳-۳- بارگذاری و شرایط مرزی

در محل بارگذاری نمونه و دو انتهای نمونه سخت‌کننده‌هایی به اطراف مقطع ستون متصل شده‌اند؛ نقاط میانی دو سخت‌کننده انتهایی یکی در راستای قائم و دیگری در راستای افقی و قائم مقید شده است. نقاط میانی سخت‌کننده میانی در محل اعمال بار

<sup>1</sup> Arasaratnam  
<sup>2</sup> Sivakumaran



در روابط فوق، کرنش اصلاح شده و  $(\sigma_{true})$  تنش اصلاح شده می باشد.

$$F_t = F_{ut} \left[ w * \left( \frac{\epsilon_t}{\epsilon_{ut}} \right)^n + (1 - w) * (1 + \epsilon_t - \epsilon_{ut}) \right] \quad (3)$$

$(F_{ut})$  میزان نیرو یا تنش اصلاح شده در نقطه شروع نرم‌شدگی،  $(\epsilon_{ut})$  کرنش اصلاح شده در نقطه شروع نرم‌شدگی،  $(\epsilon_t)$  میزان کرنش‌ها بعد از شروع نرم‌شدگی و  $(w)$  ثابت وزنی هر مصالح که با استفاده از روش سعی و خطا به دست خواهد آمد.

مصالح مصرفی در این تحلیل همانند مصالح استفاده شده در مطالعات آزمایشگاهی **شاو و کانوینده [۱۰]**، شامل فولاد A992 برای مقاطع ستون و سخت‌کننده‌ها، مصالح جوش E70T-6 برای قطعات منشوری جوش نفوذی ناقص (جدول (۲)) و به منظور معرفی رفتار ناحیه متأثر از حرارت مطابق مطالعات آزمایشگاهی **میرزا [۱۱]**، سخت‌شوندگی ترکیبی (جدول (۳)) تعریف شده است.

**جدول ۲-** مشخصات مکانیکی مصالح فولاد و جوش مصرفی در

مطالعات عددی

مشخصات مکانیکی	مصالح	
	A992	E70T-6
$F_y$ (MPa)	390	526
$F_u$ (MPa)	495.56	638.86
$\epsilon_u$	0.16	0.12
$F_u$ (MPa)	576	704
$\epsilon_u$	0.15	0.113
$n$ <sup>۱</sup>	0.186	0.127
$K$ <sup>۲</sup>	822.8	930.6
$\epsilon_f$ <sup>۳</sup>	0.32	0.24
$W$ <sup>۴</sup>		0.6

<sup>۱</sup> پارامترهای ثابت رابطه توزیع توانی

<sup>۲</sup> کرنش شکست مصالح

<sup>۳</sup> پارامتر ثابت وزنی در رابطه (۳)

**جدول ۳-** پارامترهای سخت‌شوندگی کرنشی ایزوتروپیک و

کینماتیک ترکیبی مصالح ناحیه متأثر از حرارت

پارامتر	مصالح
سخت‌شوندگی	HAZ
C (MPa)	2140
$\gamma$	11.5
$Q_{\infty}$ (MPa)	103
b	5
$Q_0$ (MPa)	460

**۳-۵- روش بررسی شکست**

**۳-۵-۱- معرفی روش بررسی شکست**

**بریجمن**<sup>۲</sup> [۱۳] با آزمایش نمونه‌های تحت کشش با باریک‌شدگی‌های متفاوت، مشاهده کرد که شکل‌پذیری مصالح تحت تأثیر فشار هیدرواستاتیک است و با افزایش آن، شکل‌پذیری افزایش می‌یابد. وی نمونه‌های آزمایش دارای باریک‌شدگی‌های مختلف را تحت فشارهای هیدرواستاتیک متفاوت تا مرز شکست ادامه داد و مشاهده کرد باریک‌شدگی با ابعاد مختلف در یک فشار هیدرواستاتیک و تحت کرنش مشخص می‌شکند و رابطه بین تنش سه‌محوره و کرنش شکست با نسبت  $a/R$  (شکل (۶)) که (a) شعاع ناحیه باریک‌شده و (R) شعاع دایره محیطی است، نمونه‌های کششی خطی است و با آزمایش نمونه‌های مختلف توانست، روابط زیر را معرفی کند.

$$\frac{\sigma_H}{\sigma_e} = \frac{1}{3} + \ln \left( \frac{a}{2R} + 1 \right) \quad (4)$$

$$\bar{\epsilon}_F = 2 \ln \left( \frac{a_0}{a} \right) \quad (5)$$

در این روابط  $(\sigma_H)$  و  $(\sigma_e)$  (روابط (۶) و (۷)) به ترتیب برابر با میزان تنش هیدرواستاتیک و تنش فون میزس<sup>۳</sup> معادل است که نسبت این دو تنش بیانگر میزان تنش سه‌محوره ( $\eta$ ) است.

$$\sigma_e = \sqrt{\frac{1}{2} ((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 + \sigma_3)^2)} \quad (6)$$

$$\sigma_H = \frac{1}{3} (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (7)$$

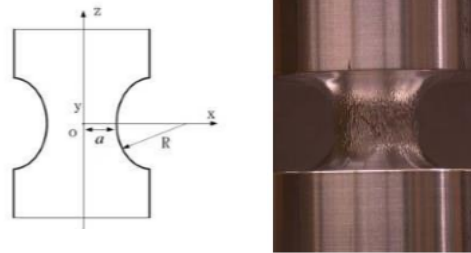
<sup>۲</sup> Bridgman

<sup>۳</sup> Von Mises

<sup>۱</sup> Myers



مقادیر  $(\sigma_1)$ ،  $(\sigma_2)$  و  $(\sigma_3)$  میزان تنش‌های اصلی در نمونه و  $(\bar{\epsilon}_f)$  کرنش شکست معادل است.



شکل ۶- نمونه‌های استاندارد تست کشش در آزمایش‌های شکست

با مطالعات پیش‌تر در این زمینه، رایس<sup>۱</sup> و تریسی<sup>۲</sup> [۱۴]، کلیتوک<sup>۳</sup> [۱۵]، هنکوک<sup>۴</sup> و مکنزی<sup>۵</sup> [۱۶] روابطی بین تنش سه‌محوره و کرنش شکست معادل ارائه دادند. هنکوک و مکنزی با بررسی رفتار نمونه‌های استوانه‌ای دارای باریک‌شدگی با سایزهای مختلف، مشاهده کردند که با افزایش تنش سه‌محوره، کرنش شکست معادل کاهش پیدا می‌کند و بالعکس و رابطه (۸) را بین تنش سه‌محوره و کرنش شکست معادل ارائه دادند.

$$\epsilon_p^{critical} = \alpha \exp\left(-1.5 \frac{\sigma_H}{\sigma_e}\right) \quad (8)$$

در این رابطه،  $(\alpha)$  ثابت مصالح است که از طریق آزمایش به‌دست می‌آید. هوپوترا<sup>۶</sup> و همکاران [۱۷] بر پایه مدل ریاضی کلموگرو<sup>۷</sup> [۱۸] رابطه‌ای برای پیش‌بینی شکست ارائه دادند. در این رابطه کرنش پلاستیک معادل تابعی از تنش سه‌محوره و نرخ تغییرات کرنش پلاستیک است و نقطه شروع شکست زمانی خواهد بود که پارامتر  $(\omega_D)$  به یک برسد (رابطه (۹)).

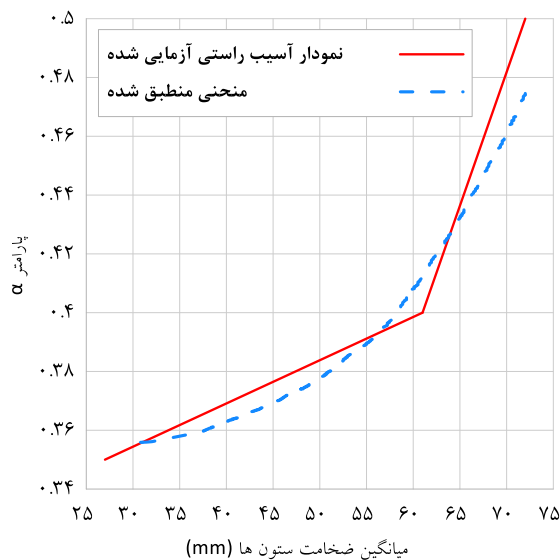
$$\omega_D = \int \frac{d\bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\bar{\epsilon}}^{pl})} = 1 \quad (9)$$

متغیر آسیب  $(\omega_D)$  به‌صورت یکنواخت با تغییر شکل پلاستیک، افزایش یافته و در هر مرحله از حل، تغییرات مثبت آن با استفاده از رابطه (۱۰)، محاسبه می‌گردد.

$$\omega_D = \int \frac{\Delta \bar{\epsilon}^{pl}}{\bar{\epsilon}_D^{pl}(\eta, \dot{\bar{\epsilon}}^{pl})} \geq 0 \quad (10)$$

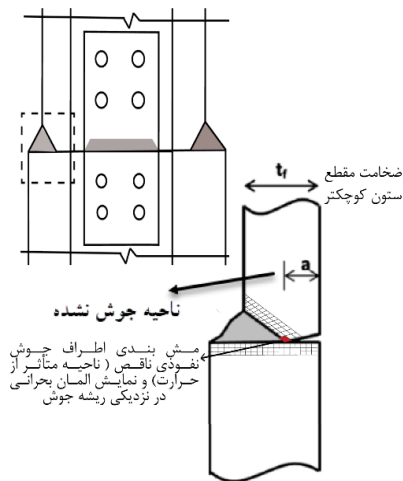
### ۳-۵-۲- معرفی منحنی شکست

در این مطالعه از ترکیب دو روش تنش-کرنش بحرانی اصلاح‌شده (SMCS) و آسیب نرم به‌منظور مدل‌سازی شکست استفاده شده است. در بخش تعریف آسیب نرم در نرم‌افزار آباکوس، منحنی تغییرات کرنش پلاستیک معادل نسبت به تغییرات تنش سه‌محوره بر اساس رابطه (۸) معرفی شده است. پارامتر  $(\alpha)$  مطابق شکل (۷) بر اساس میانگین ضخامت ستون‌ها کالیبره شده است. منحنی تغییرات تنش سه‌محوره نسبت به کرنش پلاستیک معادل به روش سعی و خطا به‌گونه‌ای تعریف شده است که میزان کرنش پلاستیک معادل در المان بحرانی (شکل (۸)) در نمونه‌های مدل‌سازی شده در هنگام شکست به میزان  $0.125$  برسد؛ این میزان کرنشی است که المان بحرانی در تمامی نمونه‌های مدل‌سازی شده در همان جابه‌جایی متناسب با نمونه‌های آزمایشگاهی شاو و کانوینده، به آن می‌رسد. مطابق شکل (۷)، هر نمونه مدل‌سازی شده با ضخامت متفاوت دارای یک ضریب  $\alpha$  متفاوت می‌باشد. با استفاده از این نمودار کالیبره‌شده می‌توان بر هر نمونه ستون با ضخامت متغیر بین  $25$  تا  $70$  میلی‌متر، منحنی آسیب تعریف نمود.

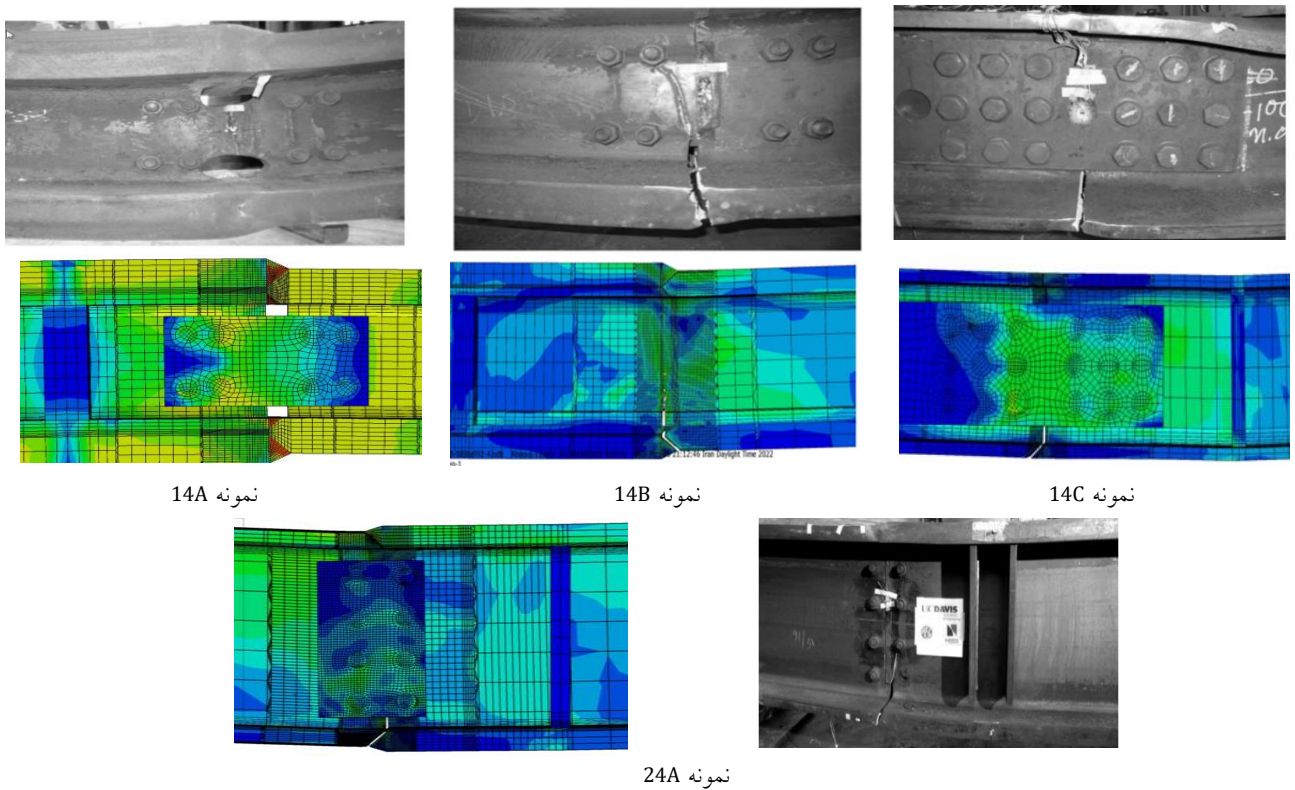


شکل ۷- منحنی تغییرات پارامتر  $\alpha$  نسبت به تغییرات ضخامت مقطع ستون

<sup>1</sup> Rice  
<sup>2</sup> Tracey  
<sup>3</sup> Clintock  
<sup>4</sup> Hancock  
<sup>5</sup> Mackenzie  
<sup>6</sup> Hooputra  
<sup>7</sup> Kolmogorov



شکل ۸- المان بحرانی در ناحیه متأثر از حرارت در نزدیکی ریشه جوش و ناحیه جوش نشده



نمونه 14A

نمونه 14B

نمونه 14C

نمونه 24A

شکل ۹- مقایسه شکل و گسترش آسیب در نمونه‌های آزمایشگاهی و تحلیل عددی

(شکل ۹)). تغییر شکل نمونه مدل‌سازی شده، مطابقت خوبی با نمونه آزمایشگاهی دارد. شکست دو نمونه 14B و 24A و گسترش آسیب در این دو نمونه مطابق نمونه‌های آزمایشگاهی شاو و کانوینده است. شکست از ناحیه جوش نفوذی ناقص در نزدیکی ریشه جوش آغاز شده واقع بر روی بال تحت کشش مقطع ستون، شروع شده و در جان نمونه گسترش پیدا کرده است. در نهایت نمونه 14C نیز به دلیل عدم وجود جوش نفوذی در جان، با شروع آسیب از بال، از ناحیه جان کاملاً جدا شده است (شکل ۹)).

### ۳-۶- نتایج مطالعات عددی

نتایج حاصل از مدل‌سازی نمونه‌های آزمایشگاهی شاو و کانوینده در دو بخش مقایسه شکل و گسترش آسیب از ناحیه متأثر از حرارت و مقایسه نمودارهای میزان لنگر خمشی-جابه‌جایی در محل وصله ستون آورده شده است.

### ۳-۶-۱- مقایسه شکل و گسترش آسیب

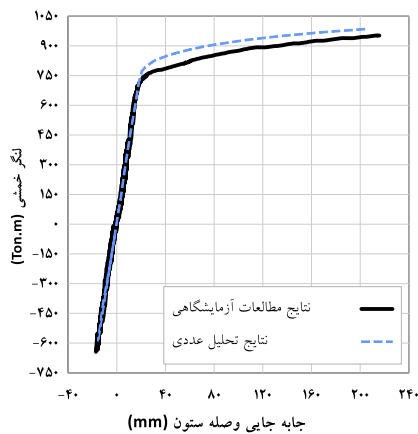
در نمونه 14A، مطابق نتایج آزمایشگاهی شاو و کانوینده، با اتمام ظرفیت بارگذاری جک آزمایشگاه، شکستی مشاهده نشده است

۳-۶-۲- مقایسه منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی محل وصله ستون مطابق شکل (۱۰) و نتایج جدول (۱)، منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی تمامی نمونه‌ها تطابق خوبی با نتایج آزمایشگاهی شاو و کانوینده دارد. با توجه به موقعیت بارگذاری نمونه در میانه مقطع ستون و معین بودن شرایط بارگذاری، میزان نیروی به‌دست‌آمده در حلقه‌های بارگذاری و بارگذاری یکنواخت نهایی، نصف و در فاصله محل وصله ستون تا تکیه‌گاه ضرب شده و میزان لنگر خمشی در محل وصله ستون به‌دست آمده است. در تمامی نمونه‌های تحلیل‌شده، سختی اولیه، رفتار ناحیه الاستیک و شروع رفتار پلاستیک همانند نتایج آزمایشگاهی است. میزان لنگر خمشی حداکثر و جابه‌جایی در محل وصله ستون در جدول (۱) اشاره شده است.

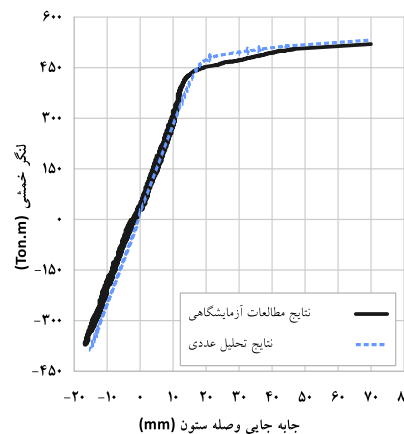
#### ۴- مطالعات پارامتریک

با اطمینان از عملکرد مدل سه‌بعدی اجزای محدود، روش بررسی شکست و شبیه‌سازی رفتار وصله ستون‌ها، ۳۳ نمونه ستون قوطی شکل مطابق جدول (۴)، در نرم‌افزار آباکوس مدل‌سازی شده و رفتار پارامترهایی همانند ضخامت و بعد مقطع ستون و درصد نفوذ جوش نفوذی ناقص بر روی رفتار وصله ستون مورد ارزیابی

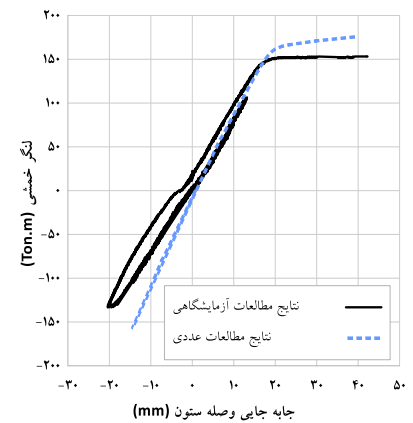
قرار گرفته است. تمامی مقاطع ستون انتخاب‌شده، مقاطعی هستند که در سازه‌های فلزی متوسط و بلندمرتبه مورد استفاده قرار می‌گیرند. در انتخاب پهنا و ضخامت نمونه‌ها، فشردگی لرزه‌ای و لاغری مقاطع مطابق جدول D1.1 آیین‌نامه AISC 341-16 [۵] کنترل شده است. میزان درصد جوش نفوذی برای هر مقطع ستون به‌ترتیب ۱۰٪ (جوش نفوذی کامل)، ۸۵٪ و ۶۵٪ در نظر گرفته شده است. جوش نفوذی کامل برای مقایسه رفتار بین جوش نفوذی کامل و جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ ۸۵٪ که در آیین‌نامه AISC 314-16 مورد تأیید واقع شده، مدل‌سازی شده است. علت انتخاب پهناهای یکسان در هر نمونه مقطع ستون، این است که امکان قرار گیری دو ستون قوطی با پهناهای متفاوت به‌طور مستقیم بر روی یکدیگر و انجام فرآیند جوشکاری میسر نیست. در هر نمونه ستون با پهناهای یکسان، به‌منظور بررسی تأثیر ضخامت بر عملکرد وصله ستون، ضخامت‌ها بین ۵ تا ۱۰ میلی‌متر تغییر پیدا کرده است. به‌منظور بررسی تأثیر پهناهای مقطع ستون بر عملکرد وصله ستون، نمونه‌های ستون دارای ضخامت یکسان و پهناهای متفاوت نیز در نمونه‌های مدل‌سازی شده، در نظر گرفته شده است.



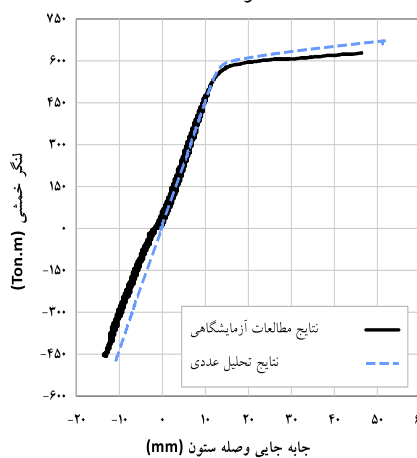
نمونه 14A



نمونه 14B



نمونه 14C



جابه‌جایی وصله ستون (mm)

شکل ۱۰- مقایسه منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی محل وصله ستون در نمونه‌های مدل‌سازی شده و نمونه‌های آزمایشگاهی شاو و کانوینده

#### ۴-۱- بارگذاری و شرایط مرزی

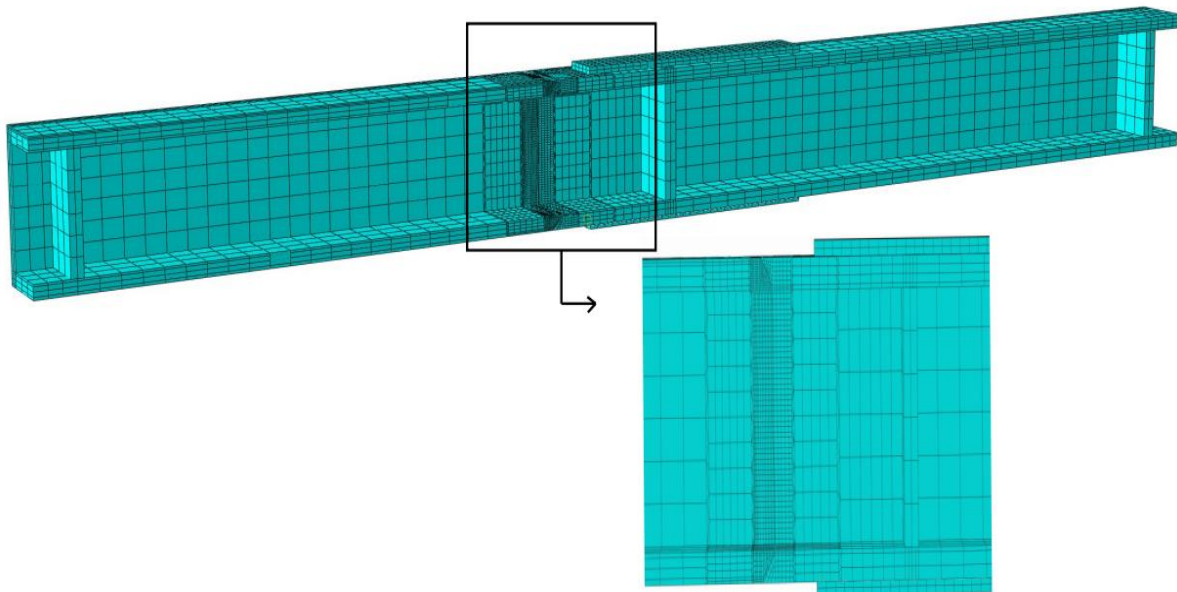
ورق تقویتی بالا و پایین نمونه در محل اعمال بار در نظر گرفته شده است که به دو طرف بال ستون متصل شده است (شکل (۱۱)).

فرضیات مدل‌سازی همانند آنچه در بخش راستی‌آزمایی مدل عددی اشاره شد، در نظر گرفته شده است. در نمونه‌هایی با ضخامت یکسان،

جدول ۴- نام‌گذاری به همراه مشخصات ابعادی نمونه‌های عددی مقاطع ستون باکس مطالعات پارامتریک

e <sup>۱</sup> (mm)	طول ستون بزرگ‌تر (mm)	طول ستون کوچک‌تر (mm)	ضخامت ستون		پهنا (mm)	PJP یا CJP (شماره نمونه)
			بزرگ‌تر (mm)	کوچک‌تر (mm)		
۳۰۰	۱۸۰۰	۱۲۰۰	۲۵	۲۵	۳۰۰	۱۰۰٪(۱)، ۸۵٪(۲)، ۶۵٪(۳)
۲۰۰	۱۷۰۰	۱۳۰۰	۳۰	۳۰	۳۰۰	۱۰۰٪(۴)، ۸۵٪(۵)، ۶۵٪(۶)
۳۰۰	۱۸۰۰	۱۲۰۰	۳۰	۳۰	۳۰۰	۱۰۰٪(۷)، ۸۵٪(۸)، ۶۵٪(۹)
۲۵۰	۱۷۵۰	۱۲۵۰	۳۰	۳۰	۵۰۰	۱۰۰٪(۱۰)، ۸۵٪(۱۱)، ۶۵٪(۱۲)
۲۰۰	۱۷۰۰	۱۳۰۰	۳۵	۳۵	۵۰۰	۱۰۰٪(۱۳)، ۸۵٪(۱۴)، ۶۵٪(۱۵)
۳۳۰	۱۸۳۰	۱۱۷۰	۴۰	۴۰	۵۰۰	۱۰۰٪(۱۶)، ۸۵٪(۱۷)، ۶۵٪(۱۸)
۳۰۰	۱۸۰۰	۱۲۰۰	۴۰	۴۰	۵۰۰	۱۰۰٪(۱۹)، ۸۵٪(۲۰)، ۶۵٪(۲۱)
۳۰۰	۱۸۰۰	۱۲۰۰	۵۰	۵۰	۷۰۰	۱۰۰٪(۲۲)، ۸۵٪(۲۳)، ۶۵٪(۲۴)
۲۱۰	۱۷۱۰	۱۲۹۰	۶۰	۶۰	۷۰۰	۱۰۰٪(۲۵)، ۸۵٪(۲۶)، ۶۵٪(۲۷)
۳۴۰	۱۸۴۰	۱۱۶۰	۶۰	۶۰	۷۰۰	۱۰۰٪(۲۸)، ۸۵٪(۲۹)، ۶۵٪(۳۰)
۳۰۰	۱۸۰۰	۱۲۰۰	۷۰	۷۰	۱۰۰۰	۱۰۰٪(۳۱)، ۸۵٪(۳۲)، ۶۵٪(۳۳)

<sup>۱</sup>فاصله محل اعمال بار تا وصله ستون



شکل ۱۱- مش‌بندی نمونه‌های مدل‌سازی شده مقاطع ستون باکس در نرم‌افزار آباکوس

تقویتی با توجه به ابعاد مقطع و ظرفیت خمشی متناسب با آن در بال بالا و پایین محل اعمال بار قرار داده شده است که به دلیل جلوگیری از تمرکز تنش در محل وصله، ۱۰ سانتی‌متر با آن فاصله دارد. ورق تقویتی به منظور افزایش ظرفیت خمشی در محل اعمال بار و رسیدن هم‌زمان محل اعمال بار و محل وصله به ظرفیت

هر نمونه مدل‌سازی شده مطابق با ظرفیت خمشی دو قطعه ستون، دارای فاصله محل اعمال بار تا محل وصله (e) متفاوت است؛ در نمونه‌هایی با ضخامت یکسان با توجه به نبود دو مقطع ستون با ابعاد مختلف، یک فاصله یکسان ۳۰ سانتی‌متر بین محل اعمال بار و محل وصله فرض شده است و در محل اعمال بار یک ورق

جوش نشده، میزان حداکثر لنگر خمشی و جابه‌جایی محل وصله ستون با جوش نفوذی ناقص ۶۵٪ کم‌ترین مقدار و بعد از آن جوش نفوذی ناقص ۸۵٪ نسبت به جوش نفوذی کامل میزان جابه‌جایی کم‌تری دارد. منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی محل وصله در نمونه‌هایی با جوش نفوذی ناقص ۸۵٪ با یکدیگر مقایسه شده است (شکل (۱۲)). به‌طور کلی با افزایش ضخامت و پهنای نمونه‌ها به‌علت افزایش سختی و افزایش تمرکز تنش در المان بحرانی، جابه‌جایی شکست کاهش پیدا می‌کند. در نمونه‌هایی با ضخامت یکسان به‌علت عدم تمرکز تنش ناشی از اختلاف ضخامت، میزان شکل‌پذیری بیش‌تر می‌باشد. در نمونه‌های با اختلاف ضخامت یک سانتی‌متر، شکل‌پذیری کم‌ترین مقدار است به‌طوری‌که شکست جوش نفوذی کامل تنها در این نمونه‌ها مشاهده شده است. در سایر نمونه‌های بارگذاری شده با جوش نفوذی کامل با جابه‌جایی‌های بیش‌تر از جابه‌جایی وارد بر نمونه‌های با جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ ۸۵٪، شکستی مشاهده نشده است به همین منظور جابه‌جایی شکست آن‌ها در جدول (۵) با خط تیره نمایش داده شده است.

خمشی خود مورد استفاده قرار گرفته است. طول نمونه ستون ۳ متر و به‌دلیل طولانی‌بودن زمان تحلیل‌ها و همچنین تقارن مقطع ستون قوطی‌شکل، نمونه ستون به‌صورت نصف مدل‌سازی شده است. همانند آنچه در بخش ۳-۲ مطرح شد برای نواحی اطراف اتصال وصله ستون از مش کوچک‌تر و برای سایر نواحی از مش درشت‌تر استفاده شده است.

#### ۲-۴- نتایج مطالعات پارامتریک

نتایج مدل‌سازی نمونه‌های ستون قوطی‌شکل در سه بخش ارائه شده است: نتایج میزان لنگر خمشی-جابه‌جایی در محل وصله ستون، شکل شکست ستون قوطی‌شکل از ناحیه جوش نفوذی کامل و ناقص و توزیع کرنش شکست معادل در المان بحرانی

#### ۲-۴-۱- میزان لنگر خمشی-جابه‌جایی

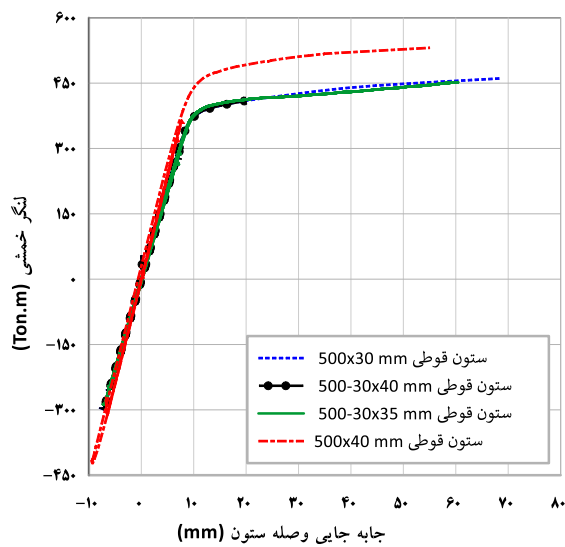
در جدول (۵)، نتایج میزان حداکثر لنگر خمشی محل وصله ستون به ظرفیت خمشی مقطع کوچک‌تر به همراه جابه‌جایی محل وصله ستون و نسبت جابه‌جایی وصله ستون به میزان جابه‌جایی شروع رفتار پلاستیک آورده شده است. در تمامی نمونه‌های مدل‌سازی شده به‌علت تمرکز تنش ایجادشده ناشی از ناحیه

جدول ۵- میزان نسبت حداکثر لنگر خمشی محل وصله ستون به ظرفیت خمشی مقطع کوچک‌تر به همراه جابه‌جایی محل وصله

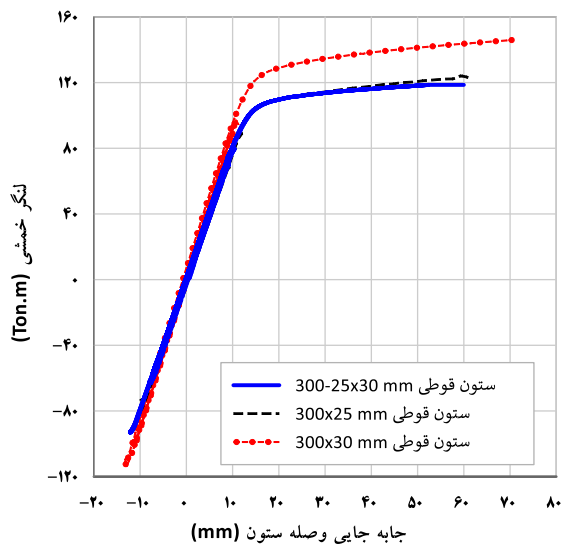
شماره نمونه			$\frac{M_{SP}}{M_{p,s}}$ ۱	$\delta_{SP}$ (mm)	$\frac{\delta_{SP}}{\delta_e}$ ۲
۱	۲	۳	۱/۱۶	۱/۱۶	۱/۰۷
۴	۵	۶	۱/۱۸	۱/۱۸	۱/۰۷
۷	۸	۹	۱/۱۳	۱/۱۳	۱/۰۶
۱۰	۱۱	۱۲	۱/۱۹	۱/۱۹	۱
۱۳	۱۴	۱۵	۱/۱۷	۱/۱۷	۱
۱۶	۱۷	۱۸	۱/۱	۱/۰۵	۰/۹۵
۱۹	۲۰	۲۱	۱/۱۵	۱/۱۲	۰/۹۵
۲۲	۲۳	۲۴	۱/۲۲	۱/۱۸	۱
۲۵	۲۶	۲۷	۱/۰۸	۱/۰۸	۱
۲۸	۲۹	۳۰	۱/۱۴	۱/۱۴	۱
۳۱	۳۲	۳۳	۱/۰۹	۱/۰۹	۱

<sup>۱</sup>نسبت لنگر خمشی در محل وصله ستون به میزان لنگر خمشی پلاستیک مقطع کوچک‌تر

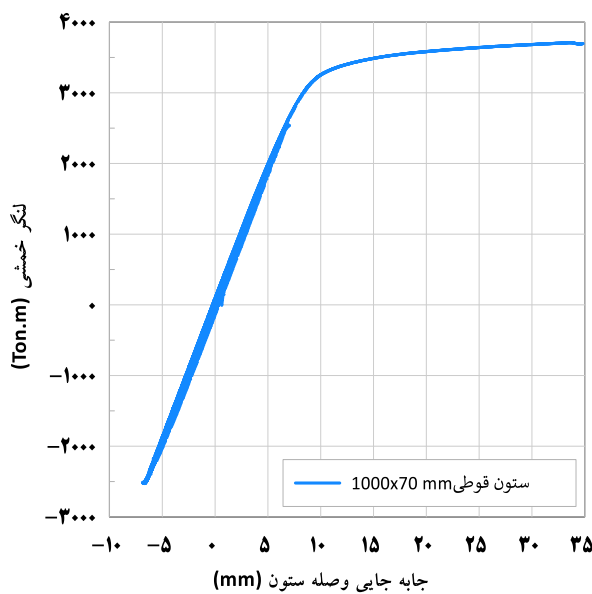
<sup>۲</sup>نسبت جابه‌جایی محل وصله ستون به میزان جابه‌جایی الاستیک مقطع



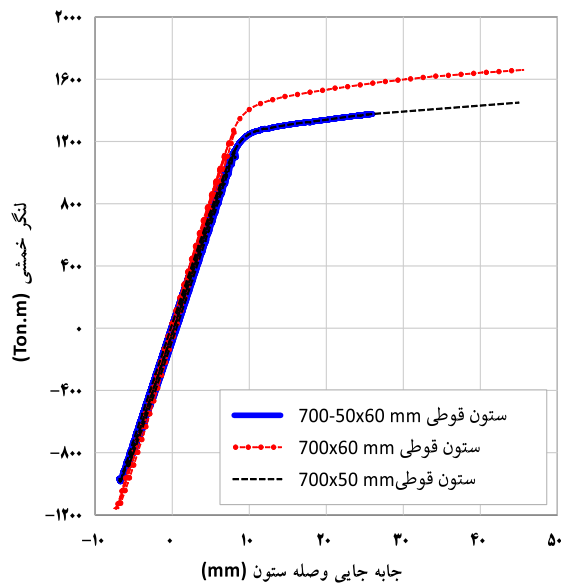
ب) پهناي ۵۰۰ ميلي متر



الف) پهناي ۳۰۰ ميلي متر

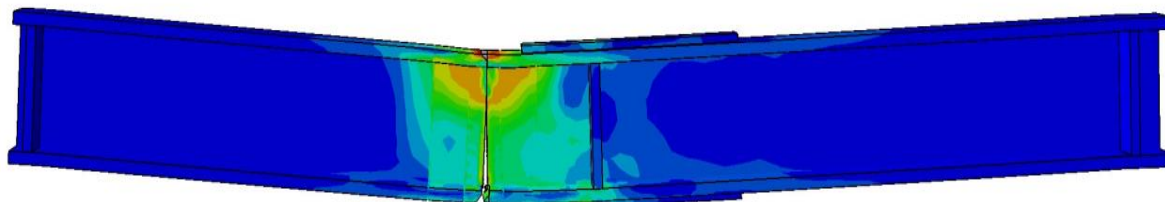


د) پهناي ۱۰۰۰ ميلي متر

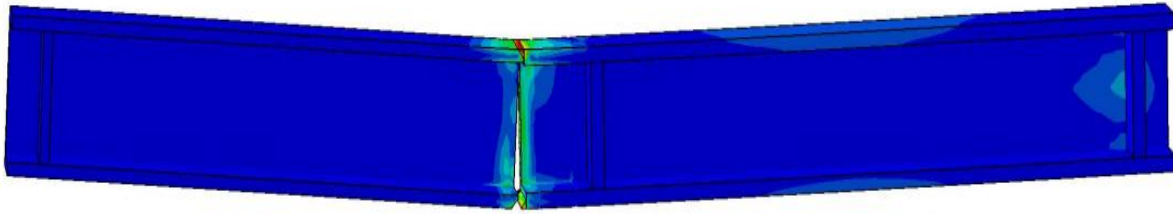


پ) پهناي ۷۰۰ ميلي متر

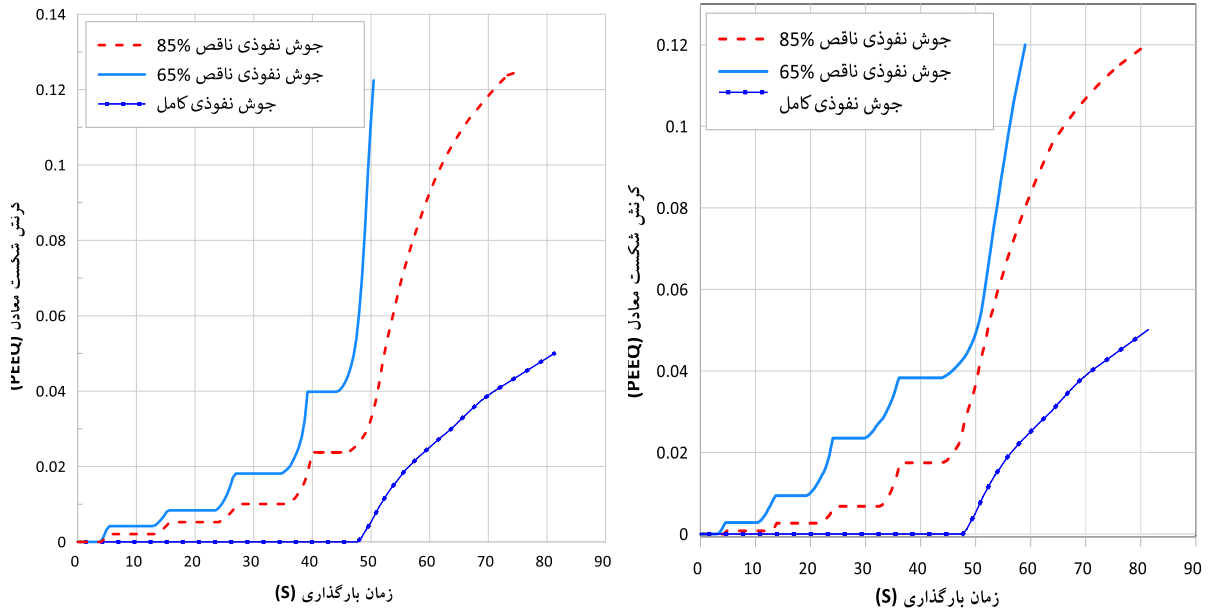
شکل ۱۲- منحنی لنگر خمشی-جابه‌جایی محل وصله ستون در نمونه‌های ستون قوطی شکل با پهنا و ضخامت‌های مختلف با جوش شیباری با درصد نفوذ ۸۵٪



شکل ۱۳- شکست مقطع ستون قوطی شکل با مقاطع یکسان

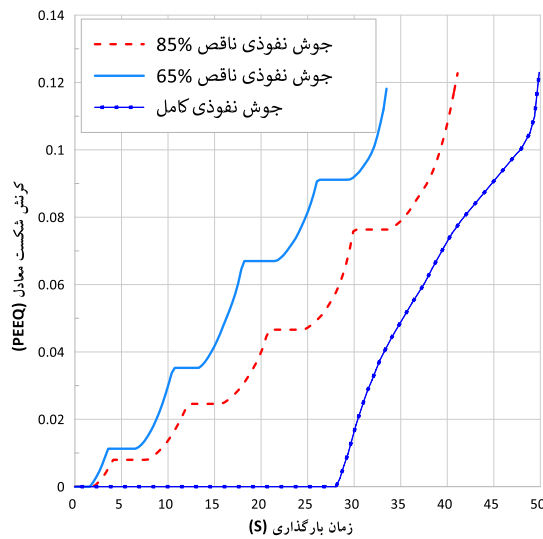


شکل ۱۴- شکست ستون قوطی شکل دارای دو مقطع متفاوت



ب) وصله ستون قوطی شکل با پهنای ۳۰۰ میلی‌متر دارای دو ضخامت مختلف ۲۵ و ۳۰ میلی‌متر

الف) وصله ستون قوطی شکل با پهنای ۳۰۰ میلی‌متر دارای دو ضخامت یکسان ۳۰ میلی‌متر



پ) وصله ستون قوطی شکل با پهنای ۵۰۰ میلی‌متر دارای دو ضخامت مختلف ۳۰ و ۴۰ میلی‌متر

شکل ۱۵- تغییرات کرنش شکست معادل در المان بحرانی

مطابق شکل‌های (۱۳) و (۱۴)، وصله ستون قوطی شکل از ناحیه متأثر از حرارت جوش نفوذی کامل و ناقص بال پایین مقطع ستون که تحت کشش می‌باشد، دچار آسیب شده است و این آسیب در جان ستون گسترش می‌یابد. شکل (۱۳)، شکست جوش نفوذی ناقص در ستون قوطی شکل متشکل از دو مقطع کاملاً یکسان را نمایش می‌دهد که زیر محل اعمال بار از ورق تقویتی استفاده شده است و شکل (۱۴)، شکست جوش نفوذی ناقص در مقطع ستون قوطی شکل متشکل از دو مقطع دارای ضخامت متفاوت را نمایش می‌دهد.

#### ۴-۲-۳- توزیع کرنش شکست معادل در المان بحرانی

در شکل (۱۵)، تغییرات کرنش شکست معادل در المان بحرانی در دو حلقه آخر بارگذاری و بارگذاری یکنواخت نهایی برای سه وصله ستون دارای جوش نفوذی کامل و ناقص، متشکل از دو مقطع یکسان، با اختلاف ضخامت ۵ میلی‌متر و ۱۰ میلی‌متر نمایش داده شده است. در تمامی نمونه‌های ستون قوطی شکل مدل‌سازی شده میزان تنش و کرنش در المان بحرانی در دو حلقه اول بارگذاری در ناحیه الاستیک باقی مانده است. به همین دلیل در شکل (۱۵)، تنها دو حلقه آخر بارگذاری آورده شده است. مطابق شکل (۱۵)، کرنش شکست معادل در نمونه‌ای با جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ ۶۵٪ در حلقه‌های بارگذاری و بارگذاری یکنواخت نهایی بسیار سریع افزایش پیدا کرده است. میزان این تغییرات در نمونه‌ای با درصد نفوذ ۸۵٪، کم‌تر است. وصله ستون قوطی شکل با جوش نفوذی کامل در دو نمونه دارای ضخامت یکسان و با اختلاف ضخامت ۵ میلی‌متر، در تمام حلقه‌های بارگذاری، الاستیک باقی مانده است و تغییرات کرنش در بارگذاری یکنواخت نهایی بسیار کم است. به همین دلیل شکست در این نمونه‌ها با جابه‌جایی زیاد مشاهده نشده است. مطابق شکل (۱۵-پ) تغییرات کرنش شکست معادل در نمونه‌ای با اختلاف ضخامت ۱۰ میلی‌متر در حلقه‌های بارگذاری بسیار بیش‌تر از سایر نمونه‌ها است. در وصله ستون دارای جوش نفوذی کامل، کرنش شکست در المان بحرانی در حلقه‌های بارگذاری، الاستیک باقی مانده است ولی در بارگذاری یکنواخت نهایی، به سرعت افزایش پیدا کرده و شکست اتفاق افتاده است. در تمامی نمونه‌های مدل‌سازی شده، شکست بعد از طی شدن حلقه‌های بارگذاری و در بارگذاری یکنواخت نهایی اتفاق افتاده است. در نتیجه استفاده از جوش نفوذی ناقص با درصد نفوذ حداقل ۶۵٪ در مقاطع ستون قوطی شکل امکان‌پذیر است.

#### ۵- جمع‌بندی و نتیجه‌گیری

یک مدل سه‌بعدی اجزای محدود به منظور بررسی عملکرد وصله ستون‌ها در نرم‌افزار آباکوس ساخته شده است و شکست در ناحیه متأثر از حرارت با استفاده از ترکیب دو روش SMCS و آسیب نرم در نرم‌افزار آباکوس معرفی شده است. چهار نمونه مطالعات آزمایشگاهی گذشته، راستی‌آزمایی شده است و با اطمینان از عملکرد مدل ساخته‌شده و کالیبره کردن یک منحنی شکست بر اساس میانگین ضخامت مقاطع ستون، ۳۳ نمونه ستون قوطی شکل با پهنا و ضخامت‌های مختلف دارای جوش نفوذی با درصد نفوذ متفاوت ۱۰۰٪، ۸۵٪ و ۶۵٪ ساخته شده و مورد تحلیل قرار گرفته است. کاهش درصد نفوذ جوش شیار ناقص، باعث افزایش تمرکز تنش در المان بحرانی شده و شکل‌پذیری و حداکثر لنگر خمشی کاهش پیدا کرده است. افزایش پهنا و ضخامت ستون قوطی شکل با افزایش سختی مقطع باعث کاهش شکل‌پذیری شده است؛ به جز در نمونه با ضخامت یکسان که به دلیل عدم تمرکز تنش ناشی از اختلاف ضخامت، شکل‌پذیری بیش‌تری دارند. در نمونه‌های با اختلاف ضخامت یک سانتی‌متر، تمرکز تنش ناشی از اختلاف ضخامت در کنار تمرکز تنش ناشی از ناحیه جوش‌نشده باعث کاهش شدید شکل‌پذیری شده است؛ به طوری که شکست حتی در نمونه‌های با نفوذ کامل نیز مشاهده شده است. شکست در تمامی نمونه‌های بارگذاری شده، بعد از حلقه‌های بارگذاری و در بارگذاری یکنواخت نهایی اتفاق افتاده است. در نتیجه، امکان استفاده از جوش شیار ناقص با درصد نفوذ حداقل ۶۵٪ در مقاطع ستون قوطی شکل اثبات شده است.

- Journal of Mechanics and Physics of Solids 17 no. 3:201-217.
- [15] Clintock, F.A. (1968), "A criterion for ductile fracture by the growth of holes. Journal of Applied Mechanics", Journal of Structural Engineering, 35(2): 363-371.
- [16] Hancock, J.W., and Mackenzie, A.C. (1976), "On the mechanics of ductile failure in high-strength steel subjected to multi-axial stress-states", Journal of the Mechanics and Physics of Solids, 24(2-3), 147-160..
- [17] Hooputra, H., Gese, H., Dell, H., and Werner, H. (2004), "A comprehensive failure model for crashworthiness simulation of aluminum extrusions", International Journal of crashworthiness, 9(5), pp. 449-463.
- [18] Kolmogorov, W.L. (1970), "Spannungen Deformationen Bruch", Metallurgija, 230
- [1] Engelhardt, M.D., and Husain, A. (1992), "Cyclic tests on large scale steel moment connections", Rep. No. PMFSEL 92-2, Phil M. Ferguson Structural Engineering Laboratory, University of Texas, Austin, Tex.
- [2] Chi, WM., Deierlein, G.G., and Ingraffea, A. (2000), "Fracture toughness demands in welded beam-column moment connections", Journal of Structural Engineering, 126 (1):88-97.
- [3] Deierlein, G.G., Krawinkler, H., and Cornell, C.A. (2003), "A framework for performance-based earthquake engineering", Proc. Pacific Conf. on Earthquake Engineering, New Zealand National Society for Earthquake Engineering, Wellington, New Zealand
- [4] ANSI/AISC 341-10 (2010). "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago, Ill: American Institute of Steel Construction.
- [5] ANSI/AISC 341-16 (2016), "Seismic provisions for structural steel buildings", Chicago, Ill: American Institute of Steel Construction.
- [6] Popov, E.M., and Stephen, R.M. (1976), "Capacity of Columns with Splice Imperfections", Engineering Journal of the American Institute of Steel Construction: 16-23. Document.
- [7] Bruneau, M., and Mahin, S.A. (1991), "Full-scale tests of butt-welded splices in heavy-rolled steel sections subjected to primary tensile stresses", Journal of Structural Engineering, 28(1), pp:1-17
- [8] Nuttayasukul, N. (2000), "Finite Element Fracture Mechanics Study of Partial Penetration Welded Splices", (Doctoral dissertation, Stanford University).
- [9] Shen, J, and Sabol, T, (2008). "Seismic Demand on the Column Splices in Special Steel Moment Frames." Technical Report to American Institute of Steel Construction, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL.
- [10] Shaw, S.M., Stillmaker, K., and Kanvinde, A.M. (2015), "Seismic Response of Partial Joint-Penetration Welded Column Splices in Moment-Resisting Frames", Engineering Journal, Second Quarter, 87.
- [11] Myers, A., Deierlein, GG., and Kanvinde, A. (2009), "Testing and probabilistic simulation of ductile fracture initiation in structural steel components and weldments", Stanford, California: Stanford University.
- [12] Arasaratnam, P., Sivakumaran, K.S., and Tait, M.J. (2011), "True Stress-True Strain Models for Structural Steel Elements", International Scholarly Research Notices.
- [13] Bridgman, PW. (1964), "Studies in large plastic flow and fracture", Cambridge, MA: Harvard University Press.
- [14] Rice, JR., and Tracey, DM. (1969), "On the ductile enlargement of voids in triaxial stress fields",

## 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 زیرنویس 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

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

جدول (۱): اندازه و نوع فونت ها



