

نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

بررسی آزمایشگاهی و عددی تأثیر استفاده از اتصال جاری شونده در قاب خمشی فولادی و میان قاب 3D panel بتنی غلامرضا هوایی*

استادیار، دانشگاه صنعتی امیرکبیر (پلی تکنیک تهران)

چکیده

مطالعه و مشاهدات پیشین در هنگام زلزله نشان داده است که وجود میان قاب‌ها، از جمله دیوارهای 3d panel بتنی، در سازه‌های قاب خمشی می‌توانند تأثیرات نامطلوبی بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها داشته باشند. از طرفی میراگرهای جاری شونده که غالباً همراه با مهاربندهای فولادی نصب می‌شوند، ظرفیت بالایی در جذب و اتلاف انرژی وارده از طرف زلزله دارند. در این تحقیق با هدف کاهش خسارت وارده به میان قاب و اعضای قاب خمشی در طول زلزله، تعدیل نامنظمی پیچشی طبقه و جلوگیری از ایجاد طبقه نرم و ضعیف، ۳ مدل آزمایشگاهی با مقیاس ۱/۲ بر روی میز لرزان تحت ۷ شتاب‌نگاشت مقیاس شده، مورد آزمایش قرار گرفت. به منظور بررسی بیشتر پارامترهای تأثیرگذار بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها، با استفاده از نرم‌افزار Abaqus تحلیل‌های اجزاء محدودی نیز انجام و به منظور صحت-سنجی، نتایج مدل‌سازی عددی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه گردید. نتایج نشان داد اتصال جاری شونده بین قاب و دیوار سبب کاهش چشمگیر تغییر مکان جانبی و کرنش‌های پلاستیک در قاب می‌شود. با اضافه شدن اتصال جاری شونده به قاب و میان قاب تحت اثر زلزله‌های نسبتاً بزرگ، قاب رفتار خطی داشته و هیچ‌گونه مفصل پلاستیکی در اعضای قاب ایجاد نگردید. همچنین معلوم گردید با توجه به اینکه استهلاک انرژی ورودی تنها در اتصالات جاری شونده انجام می‌شود تعداد و مشخصات هندسی این اتصالات می‌تواند تأثیر زیادی بر سختی و مقاومت جانبی مجموعه داشته باشد.

کلمات کلیدی: میان قاب، 3d panel، اتصال جاری شونده، میز لرزان، جذب انرژی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2020.249619.2251	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	https://10.22065/jsce.2020.249619.2251	۱۳۹۸/۱۰/۰۱	۱۳۹۹/۰۷/۱۳	۱۳۹۹/۰۷/۱۳	۱۳۹۹/۰۷/۱۳	۱۳۹۹/۰۷/۰۱
				*نویسنده مسئول:		
				دکتر غلامرضا هوایی		
				پست الکترونیکی:		
				havaei@aut.ac.ir		

Experimental and Numerical Investigation of Yielding Connection in Steel Moment Frame and Infill Concrete 3D Panel

GholamReza Havaei*

1- Assistant Professor, Dept. of Civil Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehram, Iran

ABSTRACT

Previous studies and observations of the earthquake have shown that frame filled with concrete 3d panel wall, can have adverse effects on the seismic behavior of structures. On the other hand, yielding dampers that used with steel braces, have a high capacity to absorb and depreciating energy from the earthquake. In this paper, targets are reducing damage to the infills and moment frame in during of the earthquake, reduce the horizontal and vertical irregularities in structure. To rech these targets, Three experimentally models with half scale were constructed and tested on the shaking table under 7 scale accelerated. Also, for investigate the Effective of parameters in the seismic behavior of moment frames, using Abaqus software, finite element analysis was performed after verification of model behavior with experimentally results. Experimentally results showed that use the yielding connection between wall and frame, reduces the lateral displacement and plastic strain in the structure. Numerical analyzes showed that by adding the yielding connection to the frame and infill wall, The frame has linear behavior In high intensity earthquake, and not be created plastic hinges in the members of the frame. The input energy is amortized only in the connections. So the number and geometric specification of these connections can affect the lateral hardness and lateral strength of the structure.

ARTICLE INFO

Receive Date: 22 September 2020

Revise Date: 06 November 2020

Accept Date: 04 October 2020

Keywords:

Infilled frame

3d panel

Yielding connection

Shaking table

Irregularities

Lateral strength

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2020.249619.2251

*Corresponding author: GholamReza Havaei

Email address: havaei@aut.ac.ir

۱- مقدمه

استفاده از قاب فولادی خمشی^۱ به همراه دیوارهای میان قاب^۲ یکی از رایج ترین تکنیکها در ساختمان سازی است. در این ساختمانها، قابها به تنهایی وظیفه انتقال بارهای ثقلی و جانبی را به عهده دارند و دیوارهای میان قاب فقط برای محافظت از عوامل جوی و جداسازی فضاهای داخلی به کار می روند. میان قابهای استفاده شده، بر اساس نوع مصالح و ضخامت، مشخصه های مکانیکی گوناگونی دارند که بر سختی^۳ و مقاومت^۴ سازه اثر می گذارند و موجب افزایش آن می شوند. در طراحی سازه های قاب خمشی، به وزن میان قابها بیش از سختی آنها توجه می شود ولی وجود میان قابها در یک سازه می تواند باعث جابه جایی مرکز سختی سازه و ایجاد پیچش ناخواسته در طبقات شود که در اکثر موارد در زمان طراحی نادیده گرفته می شوند. در زلزله های اخیر نیز بیشترین خسارت وارد به ساختمان های نوساز ناشی از تخریب میان قابها بوده است. در این تحقیق باهدف بهبود رفتار لرزه ای سازه و استفاده از ظرفیت میان قابها در زلزله، تأثیر مستهلک کننده های انرژی در اتصال قاب به میان قاب، مورد بررسی قرار گرفته است.

مطالعات انجام شده نشان می دهد اثر میان قابها بر سازه بسیار مهم تر از آن چیزی است که تصور می شود. در واقع حتی اگر میان قابها اعضای غیر سازه ای در نظر گرفته شوند، حین زلزله های قوی با قاب محصور کننده خود اندرکنش خواهند داشت که این اندرکنش موجب تغییر عملکرد سازه می شود [۱]. میان قابها باعث کاهش زمان تناوب اصلی و میرایی سازه می شوند. همچنین آنها مسیر انتقال نیرو، توزیع نیرو بین المانهای مختلف سازه و مقاومت لازم در المانهای مجاور خود و قاب پیرامونی را به شکل موضعی تغییر می دهند [۲]. قرار گرفتن دیوارها در دهانه های قابهای خمشی چنان مهم است که آیین نامه های بارگذاری الزامات بیشتری در مواجهه با اثرات میان قابها دارند. به عنوان مثال استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران زمانی که میان قاب باعث ممانعت از حرکت قاب خمشی می شود، علاوه بر کاهش ۸۰ درصدی زمان تناوب سازه در نظر گرفتن اثر اندرکنش میان قاب با سیستم سازه ای را در تحلیل سازه الزام آور دانسته است [۳]. همچنین آیین نامه اروپایی^۵ نیز استفاده از میان قاب در سازه های قاب خمشی را با در نظر گرفتن عواقب ناشی از بی نظمی در پلان و ارتفاع و اثرات مخرب محل اتصال میان قاب به قاب مجاز می داند [۴]. در آیین نامه بارگذاری آمریکا^۶ نیز علاوه بر بررسی تأثیرات میان قابها در سازه برای محاسبه زمان تناوب سازه های قاب خمشی با میان قاب رابطه ای مستقل را ارائه کرده است [۵].

در حال حاضر در طراحی سازه های قاب خمشی در برخورد با میان قابها دو رویکرد کلی وجود دارند:

۱- جداسازی آنها از قاب پیرامونی حین اجرا؛

۲- اتصال کامل قاب به میان قاب؛

در روش اول فقط وزن میان قاب در طراحی دیده می شود و با ایجاد فاصله بین ستونهای قاب و میان قاب از اثر سختی میان قاب صرف نظر می شود. در این حالت برای حفظ تکیه گاه عمود بر صفحه میان قاب، المانهایی به شکل خرپا میان قاب را به قاب متصل می کنند. با وجود اینکه اتصال این المانها به قاب خمشی باعث تغییر در سختی قاب می شود ولی از این سختی در طراحی سازه ها صرف نظر می گردد.

در روش دوم با شناخت مصالح میان قابها و نحوه اتصال آنها به قابهای خمشی باید اندرکنش بین قاب و میان قاب و تأثیر رفتار آنها در کل سیستم را بررسی کرد.

¹ Steel Moment Frame

² Infill Wall

³ Stiffness

⁴ Strength

⁵ Euro code 8

⁶ ASCE 7

ساندویچ پانل‌های بتنی یکی از تکنولوژی‌های نوین صنعت ساختمان هستند که در ساخت دیوارهای داخلی و خارجی مورد استفاده قرار می‌گیرند. در این دیوارها دولایه شبکه مفتولی جوش شده در دو طرف یک‌لایه پلی‌استایرین قرار داده شده و توسط برش-گیرهایی به هم متصل می‌شوند. سپس روی شبکه‌های مفتولی بتن به صورت شاکریت پاشیده شده و سپس پرداخت می‌گردد. اصلی‌ترین بخش دیوار 3d panel بتن رویه آن است که با ترک خوردن آن، تغییرات زیادی در نیروها و لنگرهای داخلی 3d panel ایجاد می‌شود، از این رو باید در طراحی سازه ساندویچ پانل به ترک خوردگی بتن رویه توجه داشت [۶]. سازه‌هایی که کاملاً با استفاده از مصالح 3d panel بتنی احداث شده‌اند تحت بارگذاری دینامیکی رفتاری کاملاً مطلوب از خود نشان داده‌اند [۷].

دیوارهای 3d panel با توجه به وزن کم خود می‌توانند قابلیت باربری نیز داشته باشند؛ از این رو با استفاده از این نوع دیوارها در قاب‌های خمشی می‌توان، علاوه بر جداسازی فضا و عایق‌بندی صوت و حرارت، از ظرفیت‌های باربری آن‌ها نیز استفاده کرد. وقتی یک ساختمان با قاب خمشی فولادی و میان‌قاب 3d panel تحت بارگذاری چرخه‌ای^۷ قرار می‌گیرد، دیوار به شدت ترک می‌خورد و دیگر قابل استفاده نیست و برای بهره‌برداری مجدد ساختمان، تخریب و بازسازی مجدد دیوارها الزامی است. این در حالی است که دیوار ساندویچ پانل تقویت شده فولادی، علاوه بر داشتن خصوصیات ذکر شده و قابلیت سرعت بالای تعویض پانل، می‌تواند زمان بازسازی ساختمان بعد از زلزله را کاهش دهد [۸]. یکی از راه‌های جلوگیری از خسارت به دیوارها در زمان زلزله استفاده از اتصالات مستهلک کننده انرژی^۸ در بین قاب و میان‌قاب است. به شکلی که قرار دادن یک اتصال اصطکاکی بین سازه و دیوارهای جداکننده گچی توانست از ایجاد ترک و شکست در ورقه‌های گچی^۹ تا حد قابل ملاحظه‌ای جلوگیری به عمل آورد [۹]. همچنین اتصال میرا شونده اصطکاکی در قاب خمشی و دیوار بتنی باعث شد سیستم رفتار چرخه‌ای مناسب‌تری از خود نشان دهد و اتلاف انرژی بیشتری را در طول زلزله به دنبال داشته باشد. استفاده از این اتصال باعث افزایش میرایی و شکل‌پذیری در سازه گردید [۱۰]. یکی دیگر از راه‌های جلوگیری از خسارت به دیوارها در زمان زلزله استفاده از سیستم‌های جداسازی لرزه‌ای بین قاب و میان‌قاب است. نصب نوعی سیستم جداساز بین قاب فولادی و میان‌قاب از تخریب ستون‌های قاب و دیوار میان‌قاب در زمان رخداد زلزله جلوگیری می‌نماید [۱۱]. در ساختمان‌های موجود، اضافه کردن دیوار بتنی پیش‌ساخته به عنوان میان‌قاب و نصب اتصالات اصطکاکی در بین دیوار و ستون سازه رفتار لرزه‌ای این ساختمان‌ها را افزایش می‌دهد [۱۲].

میراگرهای تسلیم شونده ظرفیت بالایی در جذب و اتلاف انرژی وارده از طرف زلزله دارند. این نوع میراگرها بیشتر همراه مهاربندهای فولادی نصب می‌شوند. این نوع میراگرها که دارای المان‌های تسلیم‌شونده هستند به گونه‌ای طراحی می‌شوند که تسلیم در آن‌ها ناشی از رسیدن تنش‌های نرمال خمشی درون صفحه به تنش تسلیم باشد و تسلیم برشی سهمی ناچیز در استهلاک انرژی داشته باشد. المان‌های تسلیم‌شونده با عدم ایجاد تمرکز تنش در عضو، تحمل چرخه‌های زیاد بارگذاری و تأمین شکل‌پذیری بالا را ممکن می‌کنند [۱۳]. وجود میراگرهای جاری‌شونده و مهاربند شورون در قاب‌های ساختمانی بتنی، ضمن افزایش مشخصه‌های سختی مؤثر^{۱۰}، مقاومت نهایی^{۱۱} و شکل‌پذیری^{۱۲}، شروع ترک را در اعضای قاب به تأخیر می‌اندازد و باعث افزایش ۲۵ درصدی جذب انرژی می‌شود [۱۴]. مطالعه تحقیقات پیشین این سؤال را به وجود آورد که آیا قرار گرفتن یک میراگر جاری‌شونده بین قاب خمشی و میان‌قاب 3d panel بتنی که باعث افزایش ظرفیت جذب انرژی، کاهش تغییر مکان و تنش‌های ایجاد شده در المان‌های سازه می‌شود، می‌تواند بر بهبود رفتار لرزه‌ای سازه نیز تأثیر بگذارد؟

با توجه به این که در زمان زلزله با تسلیم شدن اتصال، انرژی زیادی مستهلک می‌شود، می‌توان انتظار داشت که بعد از وقوع زلزله با آسیب دیدن اتصال، قاب و میان‌قاب بدون خسارت باقی بمانند. از این رو فقط با تعویض اتصال می‌توان از ساختمان دوباره بهره‌برداری کرد.

¹ Cyclic Load

² Damper

³ Gypsum Panel

⁴ Effective Stiffness

⁵ Ultimate Strength

⁶ Ductility

در صورتیکه بتوان نشان داد مهندسی نمودن اتصال جاری شونده و ضخامت لایه‌های بتنی میان قاب 3d panel سختی سیستم را تحت تأثیر قرار می‌دهد، می‌توان مقاومت جانبی قاب را نیز کنترل نمود. این موضوع می‌تواند در تعدیل بی‌نظمی پیچشی^{۱۳} طبقه و عدم ایجاد طبقه نرم و ضعیف^{۱۴} در ساختمان‌ها مؤثر باشد.

۲- مطالعات آزمایشگاهی

۲-۱- مشخصات و محدودیت‌های آزمایشگاه

برای انجام آزمایش، میز لرزان آزمایشگاه سازه و زلزله دانشگاه صنعتی امیرکبیر تهران انتخاب شد. این میز با ابعاد ۲۵۰۰ در ۴۰۰۰ میلی‌متر با یک درجه آزادی، دارای یک جک هیدرولیک و دو شتاب‌دهنده متصل به آن است که می‌تواند بارگذاری‌های سیکلیک^{۱۵} و زلزله را بر روی مدلی به وزن ۱۵ تن با شتاب حداکثر ۰٫۵g، با سرعت ۳۰۰ میلی‌متر بر ثانیه و محدودیت جابه‌جایی ± 125 میلی‌متر، ایجاد کند. میز لرزان توسط یک سیستم PLC که ورودی اطلاعات را به‌صورت زوج‌های تغییر مکان- زمان در چرخه‌های ۰٫۰۱ ثانیه دریافت می‌کند کنترل می‌شود.

۲-۱- شتابنگاشت‌های استفاده شده در بارگذاری لرزه‌ای

برای بارگذاری لرزه‌ای در این تحقیق از ۷ شتابنگاشت زلزله‌های بم، منجیل، السنترو^{۱۶}، ازمیت^{۱۷}، کوبه^{۱۸}، نورتریج^{۱۹} و طبس که از سایت PEAR [۱۵] دانلود شده‌اند، استفاده گردید. هر یک از شتابنگاشت‌های دانلود شده دارای تاریخچه‌های زمانی شتاب، سرعت و جابه‌جایی زلزله هستند. به دلیل محدودیت جابه‌جایی میز لرزه، تاریخچه جابه‌جایی شتابنگاشت‌های انتخاب شده بر اساس محدودیت جابه‌جایی ± 110 میلی‌متری میز لرزه مقیاس شدند. مشخصات شتابنگاشت‌های انتخاب شده برای اعمال به سازه و ضریب مقیاس هر یک در جدول ۱ آورده شده است. شکل ۱ نیز منحنی‌های تاریخچه زمانی جابه‌جایی مقیاس شده زلزله‌های استفاده شده را که برای اطلاعات ورودی به PLC میز لرزان در قالب جداول اکسل تهیه شدند نشان می‌دهد.

⁷ Horizontal Irregularities

⁸ Vertical Irregularities

¹⁵ Cyclic

² El Centro

³ Izmit

⁴ Kobe

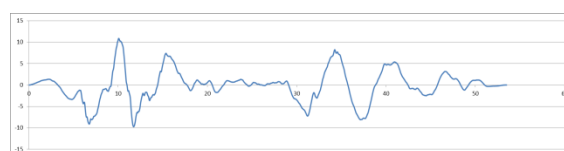
⁵ Northridge

جدول ۱: اطلاعات شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده.

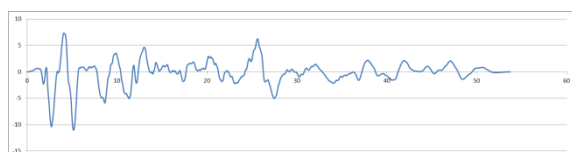
Record Number	Record Name	Record Sequence Number	Magnitude	Vs 30 (m/sec)	Duration (sec)	Maximum Acceleration (g)	Maximum Displacement (cm)	Scale Factor
1	Bam	4040	6.6	487.4	66.54	0.8077	33.744	0.32
2	Izmit	1165	7.51	811	29.99	0.23	24.29	0.45
3	Elcentro	6	6.95	213.44	53.71	0.281	8.665	1.27
4	Kobe	1108	6.9	1043	31.99	0.312	7.47	1.47
5	Manjil	1633	7.37	723.95	45.98	0.51	14.87	0.73
6	Nortridge	1048	6.69	280.86	29.98	0.4593	21.89	0.5
7	Tabas	143	7.35	766.77	32.98	0.862	93.63	0.117



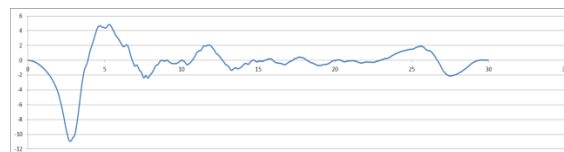
BAM



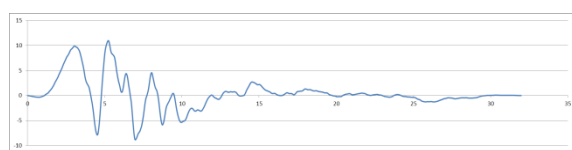
MANJI



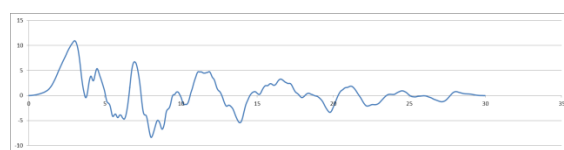
ELCENTRO



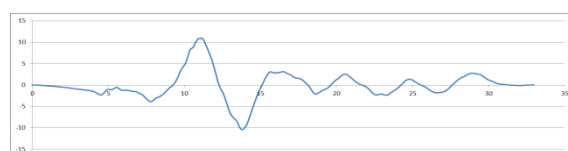
IZMIT



KOBE



NORTRIDGE



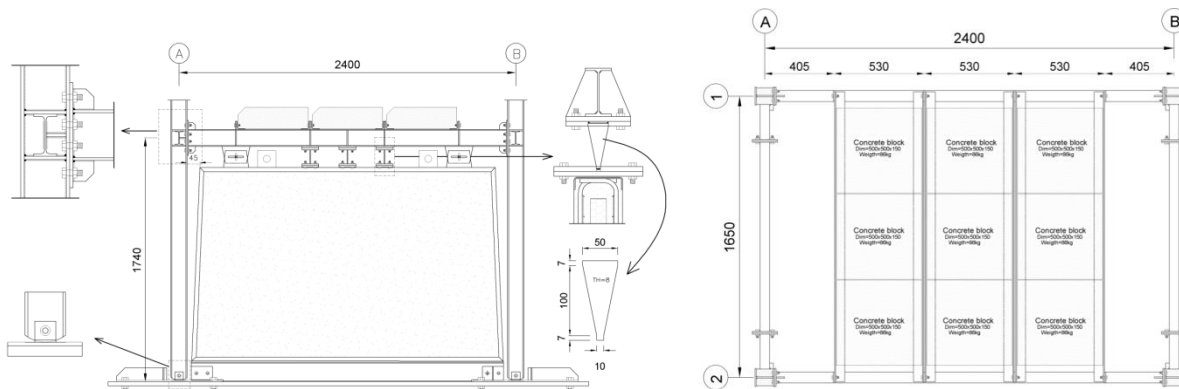
TABAS

شکل ۱: منحنی‌های تاریخچه زمانی جابه‌جایی مقیاس‌شده زلزله‌های بم، منجیل، السنترو، ایزمیت، کوبه، نورتریج و طبس.

۲-۲- معرفی سازه‌های آزمایشگاهی

سازه‌های سه‌بعدی MF^{۲۰}، MF^{۲۱} و MF^{۲۲} برای انجام آزمایش با مقیاس ۱/۲ و ابعاد ۲۴۰۰×۱۶۵۰×۱۷۴۰ میلی‌متر، متناسب با محدودیت‌های آزمایشگاه، مطابق نقشه‌های شکل ۲ طراحی گردید. مجموعه دو قاب خمشی فولادی با تکیه‌گاه مفصلی در جهت اعمال بار جانبی و دو قاب مفصلی فولادی با مهاربندهای ضربدری همگرا در جهت عمود بر صفحه قاب خمشی، سازه MF را تشکیل می‌دهند. در این قاب‌ها، ستون‌ها از مقطع H با ورق ۶ میلی‌متر، تیرها از IPE 120، مهاربندهای قائم از قوطی ۴۰×۸۰ میلی‌متر، مهاربندهای افقی سقف از کابل فولادی به قطر ۱۲ میلی‌متر ساخته شدند (جدول ۲). برای تأمین بار ثقلی، ۹ بلوک سیمانی با ابعاد ۵۰۰×۵۰۰×۱۵۰ میلی‌متر، با وزن هر یک ۸۶ کیلوگرم، روی تیرچه‌هایی که مستقیماً به قاب‌های خمشی متصل شده‌اند قرار گرفت (شکل ۳).

سازه‌های MF^۱ و MF^۳ عیناً مانند سازه MF هستند با این تفاوت که داخل هر یک از قاب‌های خمشی این سازه‌ها یک دیوار 3d panel بتنی با ابعاد ۲۱۰۰ میلی‌متر طول، ۱۳۲۵ میلی‌متر ارتفاع و ۱۲۰ میلی‌متر ضخامت قرار داده شد. در این دیوارها، دولایه شبکه مفتولی جوش شده (WWFφ2.5/φ2.5/50/50) در دو طرف یک‌لایه پلی‌استایرین با ضخامت ۴ سانتیمتر قرار گرفته و سپس توسط برش‌گیرهای مفتولی با قطر ۲٫۵ میلی‌متر در فواصل ۵۰۰ میلی‌متری به هم متصل می‌شوند. روی شبکه‌های مفتولی، بتن به صورت شاتکریت پاشیده و پرداخت گردید. دیوارهای 3d panel ساخته‌شده در سازه MF^۱ (شکل ۴) با یک اتصال جاری‌شونده و در سازه - MF^۳ (شکل ۵) با ۳ اتصال جاری‌شونده به شکل میراگر TADAS که از ورق فولادی ۸ میلی‌متری ساخته شد به تیر زیر قاب متصل گردید.



شکل ۲ ب: جزئیات قاب خمشی، میان‌قاب و اتصال جاری‌شونده

شکل ۲ الف: نقشه پلان سازه آزمایشگاهی.

در سازه آزمایشگاهی.

¹ Moment Frame

² Moment Frame With Infill Wall And Interconnection

³ Moment Frame With Infill Wall And 3 Interconnection

۲-۳- مشخصات مصالح استفاده شده

نمونه‌هایی از ورق‌های فولادی با ضخامت‌های ۶ و ۸ میلی‌متر، بخشی از جان پروفیل IPE120 و مفتول مسلح کننده دیوار 3d panel بر اساس استاندارد ASTM E8/E8M-16a:2017 آزمایش شد. نتایج آزمایشات قطعات فولادی در جدول ۳ و نتیجه آزمایش بتن استفاده شده در دیوار 3d panel، با رعایت محدودیت‌های نشریه ۳۸۵ [۱۶]، در جدول ۴ آمده است. منحنی‌های تنش کرنش قطعات فولادی به کاررفته در اجزای سازه جهت استفاده در تحلیل‌های غیرخطی تهیه و در شکل ۶ نشان داده شده است.



شکل ۵: مدل سازه MFI-3.

شکل ۴: مدل سازه MFI.

شکل ۳: مدل سازه MF.

جدول ۲: مشخصات هندسی المان‌های سازه آزمایشگاهی.

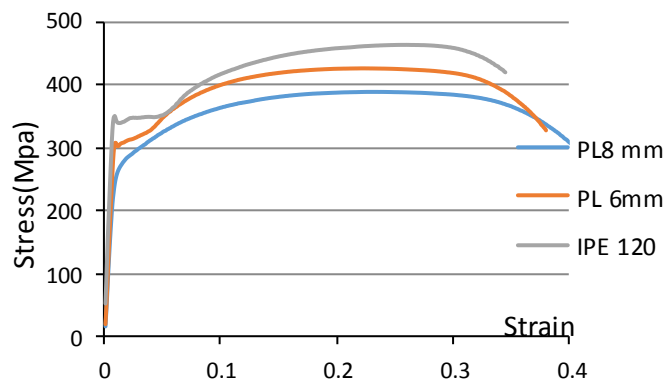
Column	Beam	Joist	Vertical Brace	Horizontal Brace	W.W.F
2PL105x6+PL100x6	IPE120	L60x60x6	BOX80x40x2	Cable ϕ 12	ϕ 2.5

جدول ۳: مشخصات مصالح استفاده شده در المان‌های سازه.

Sample	Yield Stress (MPa)	Ultimate Stress (MPa)	Elongation (%)
PL 8 mm	287	388	38.9
PL 6 mm	305	427	34.1
IPE 120	344	463	30.8
ϕ 2.5 mm	602	780	--

جدول ۴: مشخصات بتن استفاده شده در دیوار 3d panel.

محل نمونه برداری	مقاومت فشاری نمونه (kg/Cm ²)		نیروی گسیختگی (kg)	سطح مقطع (Cm ²)	ابعاد نمونه (cm)			سن بتن (day)	شماره نمونه
	استوانه‌ای	مکعبی			ارتفاع	عرض	طول		
3D panel	129.78	162.22	36500	225	15	15	15	14	1
3D panel	185.96	232.44	52300	225	15	15	15	28	2



شکل ۶: منحنی‌های تنش کرنش مصالح به کاررفته در سازه آزمایشگاهی.

۲-۳- تجهیزات اندازه گیری و ثبت اطلاعات

برای به دست آوردن تاریخچه زمانی دررفت سازه‌ها، دو دستگاه جابجایی سنج خطی^{۲۳} (LVDT) مطابق شکل ۷ روی سازه نصب گردید. شکل ۸ تجهیزات اندازه‌گیری جابه‌جایی نصب شده روی مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. کرنش نقاط حساس سازه‌ها در زمان اعمال جابجایی توسط میز لرزان به کمک کرنش‌سنج^{۲۴} های نصب شده در محل پانل زون^{۲۵} ستون، بال‌های تیر در محل مفصل پلاستیک^{۲۶} و عضو جاری شونده اتصال بین دیوار و قاب اندازه‌گیری می‌شوند. پس از نصب کرنش‌سنج‌ها روی مدل، پایه‌های آنها و خروجی دستگاه‌های جابجایی سنج توسط کابل‌های ۵/۰ × ۲ به یک دستگاه ثبت اطلاعات^{۲۷} AL8 ساخت شرکت آترون^{۲۸} که قادر است در حالت مالتی پلکسی مقادیر ۱۶ کانال را با سرعت ۸ نمونه در ثانیه ذخیره نماید متصل شدند. قسمت‌های مختلف دستگاه ثبت اطلاعات AL8 در شکل ۹ نشان داده شده است، نحوه کابل کشی از تجهیزات اندازه‌گیری به دستگاه ثبت اطلاعات ورودی را ثبت نماید. از این رو مطابق شکل ۱۱ درگاه‌های ۱ تا ۷ جهت های ورودی دستگاه ثبت اطلاعات میتواند از دوکانال مجزا اطلاعات ورودی را ثبت نماید. از این رو مطابق شکل ۱۱ درگاه‌های ۱ تا ۷ جهت نصب ۱۴ کرنش‌سنج و درگاه ۸ جهت نصب دستگاه‌های جابجایی سنج انتخاب شدند. موقعیت نصب کرنش‌سنج‌ها روی قسمت‌های مختلف مدل آزمایشگاهی در شکل ۱۲ نشان داده شده است.

¹ Linear Variable Differential Transformer(LVDT)

² Strain Gauge

³ Panel Zone

⁴ Plastic Hinge

²⁷ Data Logger

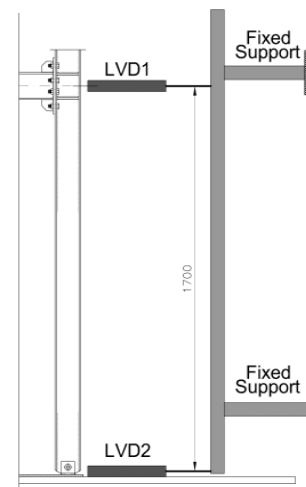
²⁸ Autron



شکل ۹: دستگاه ثبت اطلاعات ۱۶ کانال
ساخت شرکت آترون



شکل ۸: نصب جابه‌جایی سنجه‌ها
روی مدل آزمایشگاهی.



شکل ۷: موقعیت نصب جابه‌جایی
سنجه‌های خطی.



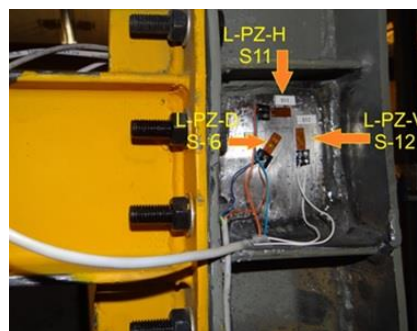
شکل ۱۱: اتصال کابل‌ها به درگاه‌های ورودی دستگاه ثبت اطلاعات



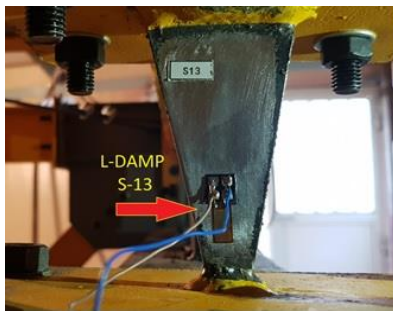
شکل ۱۰: کابل کشی از تجهیزات اندازه‌گیری به دستگاه ثبت اطلاعات



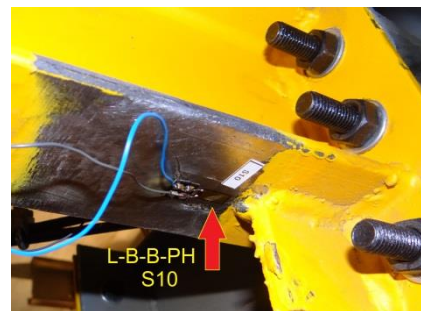
شکل ۱۲: نصب کرنش‌سنج روی بال فوقانی تیر در محل مفصل پلاستیک.



شکل ۱۱: نصب کرنش در پائل زون ستون



شکل ۱۲: نصب کرنش سنج روی عضو جاری شونده.



شکل ۱۳: نصب کرنش سنج روی بال تحتانی تیر در محل مفصل پلاستیک.

۲-۴- انجام آزمایش

شکل ۱۳ نمای کلی از سازه نصب شده روی میز لرزه را نشان می‌دهد. برای اجرای آزمایش، اطلاعات جابجایی شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های مقیاس شده در فاصله زمانی ۰,۰۱ ثانیه در فایل‌های تحت اکسل تهیه و در نرم افزار دستگاه هدایت کننده میز لرزه بارگذاری گردید. سازه‌های نصب شده روی میز لرزه مطابق اطلاعات بارگذاری شده، توسط جک هیدرولیک متصل به میز لرزه، تحت زلزله‌های شبیه سازی شده قرار گرفت. جابجایی‌های بارگذاری شده و جابجایی‌های ایجاد شده توسط جک هیدرولیک متصل به میز لرزه در حین انجام آزمایش را از روی صفحه مانیتور کامپیوتر دستگاه هدایت کننده در قالب منحنی‌های جابجایی در واحد زمان مطابق شکل ۱۴ می‌توان مشاهده نمود.



شکل ۱۴: مانیتورینگ منحنی‌های اطلاعات ورودی و موقعیت میز لرزه



شکل ۱۵: نصب مدل آزمایشگاهی روی میز لرزه

مطابق شکل ۱۵، سازه MFI3 که متشکل از قاب خمشی با سه اتصال جاری شونده به میان قاب 3d panel است، به عنوان اولین سازه برای آزمایش انتخاب شد. دستگاه ثبت اطلاعات نسبت به وضعیت اولیه سازه کالیبره گردید و کلیه مقادیر خوانده شده از دستگاه‌های جابجایی سنج و کرنش‌سنج‌ها برابر صفر قرار داده شد. در این آزمایش زلزله‌های شبیه سازی شده به ترتیب شتاب‌نگاشت‌های بم، منجیل، السنترو، ایزمیت، کوبه، نورتریج و طبس به سازه اعمال گردید. پس از پایان هر مرحله اطلاعات جمع‌آوری شده توسط دستگاه ثبت اطلاعات (دیتالاگر) در قالب زوج مرتب‌های زمان-جابجایی و زمان-کرنش ثبت گردید. برای ادامه آزمایش، دوباره دستگاه ثبت اطلاعات کالیبره شده

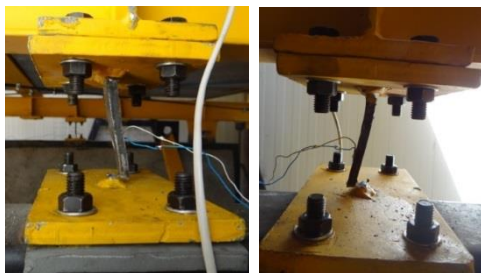
و آزمایش تحت زلزله شبیه سازی شده بعدی انجام شد. با بررسی مقادیر ثبت شده توسط دستگاه‌های جابجایی سنج و کرنش‌سنج‌های نصب شده روی مدل مشخص شد که هیچ‌گونه تغییر شکل ماندگار در سازه MFI3 به وجود نیامد است و این سازه در این آزمایشات رفتار کاملاً خطی داشته و هیچ‌گونه رفتار غیرخطی در آن مشاهده نگردید. بعد از آزمایش سازه MFI3، دو اتصال از سه اتصال بین قاب و دیوار (شکل ۱۶)، جدا شد و به این ترتیب سازه MFI ایجاد گردید. سازه جدید نیز به ترتیب گفته‌شده تحت ۷ شتاب‌نگاشت‌های مقیاس‌شده قرار گرفت. بعد از انجام این آزمایش نیز با بررسی مقادیر جابجایی و کرنش اعضا مشخص شد که این بار هم سازه بدون تغییر شکل ماندگار آزمایشات را پشت سر گذاشته است. در شتاب‌نگاشت زلزله نورتریج که در این آزمایش رکورد ماقبل آخر بود، بیش‌ترین جابه‌جایی در سازه MFI رخ داد، ولی اتصال بین دیوار و قاب توانست، با جاری شدن، جابه‌جایی را به مقدار زیادی کاهش دهد. در این مرحله و تحت رکورد زلزله نورتریج یکی از اتصالات دچار شکست شد. همان‌طور که در شکل ۱۷ مشاهده می‌شود. اتصال به‌خوبی تسلیم شده و تغییر شکل ماندگار در آن به‌خوبی مشهود است.



شکل ۱۶: حذف ۲ اتصال قاب به دیوار و ایجاد سازه MFI.



شکل ۱۵: مدل آزمایشگاهی سازه MFI-3.



شکل ۱۷: شکست اتصال در سازه MFI تحت زلزله نورتریج.

با توجه به اینکه رفتار اعضای قاب خمشی در آزمایشات انجام شده روی دو سازه قبلی در محدوده خطی بوده لذا برای ایجاد سازه MF مطابق شکل ۱۸ اتصالات جاری شونده از بین قاب و میان قاب جدا شدند. سازه ایجاد شده که در آن تحمل نیروی جانبی فقط توسط قاب خمشی فولادی صورت می‌گیرد روی میز لرزه تحت ۷ شتاب‌نگاشت مقیاس‌شده قرار گرفت. مقادیر حداکثر و حداقل نتایج ثبت شده از این آزمایش نیز مانند دو آزمایش قبل در جداول ۵ و ۶ ارائه شده‌اند.



شکل ۱۷: حذف اتصالات قاب به دیوار و ایجاد سازه MF.

۲-۵- نتایج مطالعه آزمایشگاهی

اطلاعات مربوط به مقادیر جابه‌جایی‌سنج‌ها و کرنش‌سنج‌ها در فواصل زمانی ۰,۱۴ ثانیه توسط دستگاه ثبت اطلاعات (دیتالاگر) جمع‌آوری گردید. از آنجایی که جابجایی وارد شده به پایه سازه توسط میز لرزه به صورت رفت و برگشتی است، در اثر حرکت میز به سمت جلو، اعداد با علامت مثبت و در اثر حرکت میز به سمت عقب، اعداد با علامت منفی ثبت شده‌اند. اختلاف بین مقادیر خروجی جابجایی-سنج‌های نصب شده در تراز سقف (LVDT 1) و روی میز لرزه (LVDT 2) نشان دهنده جابجایی سازه تحت شتاب افقی وارد شده توسط میز لرزه می‌باشند. بیشترین جابجایی سازه در حرکت‌های رفت و برگشتی حاصل از زلزله‌های شبیه‌سازی شده، از بزرگ‌ترین عدد ثبت شده از مقادیر جابجایی مثبت و کوچک‌ترین عدد ثبت شده از مقادیر جابجایی منفی به دست می‌آید. برای سازه‌های تحت آزمایش بیش‌ترین و کم‌ترین مقادیر جابجایی بر حسب میلی‌متر در جدول ۵ نشان داده شده‌اند. قدر مطلق مقادیر بیش‌ترین و کم‌ترین کرنشی که توسط کرنش‌سنج‌ها اندازه‌گیری و ثبت شده بر حسب واحد میکرواسترین در جدول ۶ درج شده است. در این جدول کرنش ایجاد شده در بال تحتانی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک با عبارت "L-B-B-PH"، کرنش ایجاد شده در بال فوقانی تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک با عبارت "L-B-T-PH"، کرنش برشی ایجاد شده در پانل زون ستون در محل اتصال تیر به ستون با عبارت "L-PZ-D"، کرنش افقی ایجاد شده در پانل زون ستون در محل اتصال تیر به ستون با عبارت "L-PZ-H"، کرنش قائم ایجاد شده در پانل زون ستون در محل اتصال تیر به ستون با عبارت "L-PZ-V" و کرنش ایجاد شده در عضو جاری‌شونده اتصال تیر به میان‌قاب با عبارت "L-PZ-D" نام‌گذاری شده‌اند.

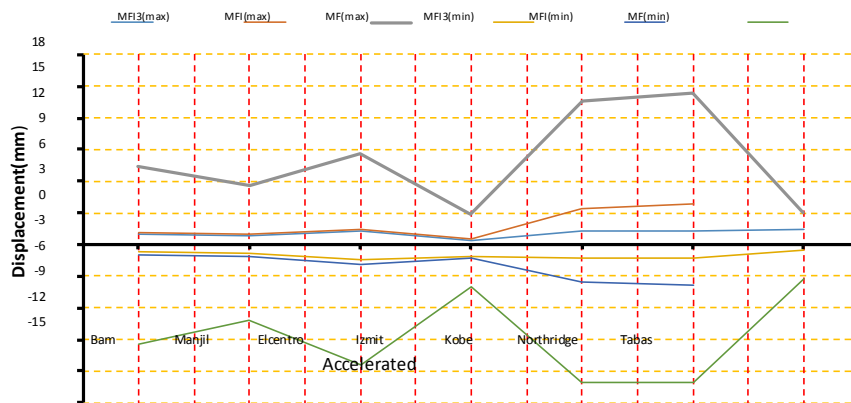
جدول ۵: بیش‌ترین و کم‌ترین جابجایی در مدل‌های آزمایشگاهی تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر حسب میلی‌متر.

No	Model	Description	Unit	position	Scaled Displacement Time History						
					Bam	Manjil	Elcentro	Izmit	Kobe	Northridge	Tabas
1	MFI3	Displacment	mm	Max	0.9	0.78	1.26	0.4	1.35	1.22	1.37
				Min	-0.76	-0.87	-1.41	-1.07	-1.23	-1.32	-0.49
2	MFI	Displacment	mm	Max	1.13	0.92	1.40	0.52	3.39	3.85	---
				Min	-0.95	-1.09	-1.82	-1.32	-3.52	-3.92	---
3	MF	Displacment	mm	Max	7.34	5.51	8.53	2.9	13.65	14.39	3.03
				Min	-9.43	-7.11	-11.38	-3.95	-13.01	-13.03	-3.18

جدول ۶: بیشترین کرنش در اعضای مدل‌های آزمایشگاهی تحت شتاب‌نگاشت‌های مقیاس شده بر حسب میکرواسترین.

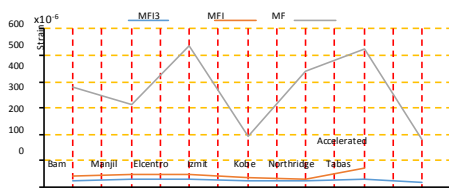
No	Model	Strain Gauge	Unit	Scaled Displacement Time History						
				Bam	Manjil	Elcentro	Izmit	Kobe	Northridge	Tabas
1	MFI3	L-B-B-PH	Micro Strain	6.12	12.24	10.88	4.76	8.16	8.84	15.64
2		L-B-T-PH	Micro Strain	22.44	27.2	27.2	19.72	19.72	25.16	17
3		L-PZ-D	Micro Strain	93.94	38.38	62.39	20.31	97.19	69.52	59.92
4		L-PZ-H	Micro Strain	98.77	38.79	65.66	19.5	106.29	72.53	58.84
5		L-PZ-V	Micro Strain	85.54	35.57	55.68	23.36	89.4	65.11	53.58
6		L-DAMP	Micro Strain	471.41	418.96	413.32	243.26	437.15	402.34	392.28
7	MFI	L-B-B-PH	Micro Strain	11.4	21.85	17.1	8.55	12.35	23.75	0
8		L-B-T-PH	Micro Strain	39.9	47.5	43.7	34.2	28.5	67.45	0
9		L-PZ-D	Micro Strain	120.24	45.29	69.25	26.2	102.05	133.67	0
10		L-PZ-H	Micro Strain	126.43	45.77	72.88	25	111.6	139.46	0
11		L-PZ-V	Micro Strain	109.49	44.3	61.8	28.73	93.87	125.19	0
12		L-DAMP	Micro Strain	1479.74	1315.11	1611.3	763.57	1686.09	1576.82	0
13	MF	L-B-B-PH	Micro Strain	142.56	136.56	214.35	77.45	195.92	204.03	65.94
14		L-B-T-PH	Micro Strain	377.11	315.07	533.46	193.91	437.99	525.02	176.6
15		L-PZ-D	Micro Strain	209.17	189.71	292.52	106	278.85	288.61	100.39
16		L-PZ-H	Micro Strain	218.52	181.43	270.47	101.18	255.64	313.13	100.98
17		L-PZ-V	Micro Strain	183.71	178.84	234.25	103.88	232.71	269.45	91.98

با روی هم گذاری نتایج جدول ۵ روی یک دستگاه مختصات، تاثیر کاهش جابجایی نصب panel ۳d بتنی و اتصال جاری شونده در قاب خمشی فولادی را می‌توان مشاهده نمود. برای این منظور در شکل ۱۸ نمودار خطی برای مقایسه جابجایی در سازه‌های مختلف بر حسب زمان ارائه شده است.



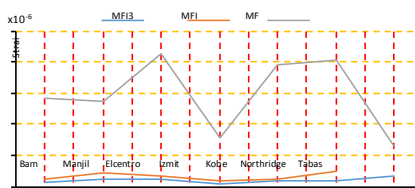
شکل ۱۸: نمودار جابجایی بر حسب میلی متر در مدل های آزمایشگاهی تحت شتابنگاشت های انتخاب شده

اضافه شدن میان قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده به قاب خمشی فولادی علاوه بر کاهش تغییر مکان افقی، باعث کاهش چشمگیری در کرنش های ایجاد شده در اعضای سازه نیز شده است. مقادیر درج شده در جدول ۶ صحت مطلب ذکر شده را نشان می دهد. برای مقایسه کرنش ها در سازه های مورد مطالعه، مقدار کرنش های ثبت شده از هر کرنش سنج در شتابنگاشت های مقیاس شده برای سازه های مختلف بر روی یک محور مختصات ترسیم گردیده و در نمودار شکل ۱۹ نشان داده شده است.



شکل ۱۹ا: نمودار کرنش در بال فوقانی تیر در محل مفصل

(L-B-T-PH)

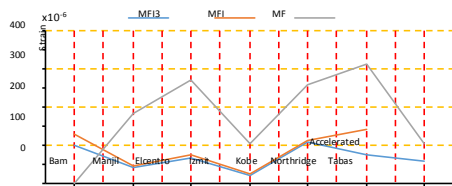


Accelerated

شکل ۱۹ب: نمودار کرنش در بال تحتانی تیر در محل مفصل پلاستیک

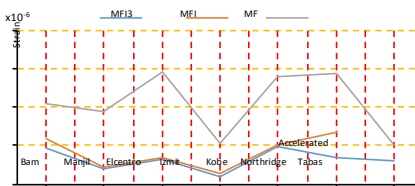
پلاستیک

(L-B-B-PH)



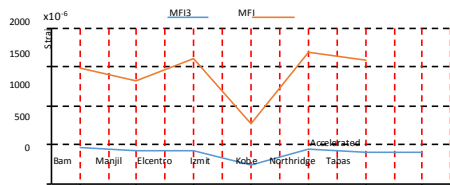
شکل ۱۹د: نمودار کرنش افقی در پانل زون ستون

(L-PZ-H)

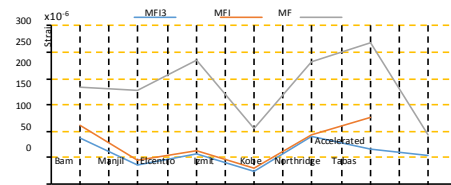


شکل ۱۹ج: نمودار کرنش برشی در پانل زون ستون

(L-PZ-D)



شکل ۱۹: نمودار کرنش در عضو جاری شونده اتصال بین قاب و دیوار (L-DAMP)



شکل ۱۹: نمودار کرنش قائم در پانل زون ستون (L-PZ-V)

۳- مطالعات عددی

۳-۱- مدل سازی اجزا محدود

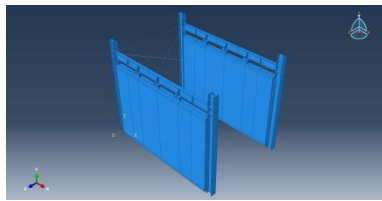
بر اساس مشخصات هندسی و مصالح به کاررفته و همچنین امکانات مدل سازی عددی در نرم افزارهای غیرخطی، مدل های سه بعدی در نرم افزار آباکوس ایجاد گردید. برای تعاریف غیرخطی مصالح، از نمودارهای تنش کرنش ارائه شده در بخش های قبل استفاده شد و برای یکسان سازی اطلاعات ورودی فایل عددی با شرایط آزمایشگاهی، به جای اعمال شتاب به سازه، تاریخچه زمانی جابه جایی برداشت شده با دستگاه جابه جایی سنج نصب شده روی میز لرزان به پایه سازه اعمال شد. در این تحقیق از حالت سه بعدی برای مدل سازی و برای تحلیل مدل ساخته شده از تحلیل غیرخطی دینامیکی استفاده می شود. قبل از انجام تحلیل تاریخچه زمانی، سازه تحت اثر بارهای ثقلی تحلیل شده و نیروها و تغییر مکان های ایجاد شده در سازه تحت بارهای ثقلی، به عنوان شرایط اولیه در شروع تحلیل در مدل در نظر گرفته شده است. قطعات از نوع توپر و به حالت تغییر شکل پذیر بوده و همه المان های این قطعات نیز از نوع المان حجمی استاندارد^{۲۹} می باشند. المان بندی قطعات (مش بندی) از المان های محیطی پیوسته چهاروجهی^{۳۰} هستند که برای قطعاتی با شکل های متفاوت و نامنظم بسیار مناسب است. اعضای صلب با اتصال Tie به یکدیگر متصل شده اند. تکیه گاه ستون ها به زمین، مطابق با مدل آزمایشگاهی، به صورت کاملاً مفصل مدل شده و درجات آزادی جابه جایی و دورانی در راستای هر سه محور صفر در نظر گرفته شده. برای مطالعه رفتارهای لرزه ای سازه های اصلی و تکمیلی از اعمال جابه جایی به سازه در امتداد قاب خمشی به جای اعمال بار جانبی استفاده شده است. بار ثقلی نیز به صورت نقطه ای و در نقاطی که نبشی های نمره ۶ به تیر متصل شده اند به سازه اعمال گردید. از مجموع خروجی های کرنش الاستیک و پلاستیک، کرنش در محل های مورد نظر محاسبه شده و با کرنش های به دست آمده از کرنش سنج های نصب شده روی مدل آزمایشگاهی مقایسه شد. انرژی مستهلک شده در سازه ها نیز از اتلاف انرژی پلاستیک به دست می آید. پس از مدل سازی سازه های MF، MFI، MFI3 که در شکل ۲۰ نشان داده شده اند، صحت سنجی با مدل های آزمایشگاهی انجام شد و این مدل ها به عنوان مدل های اصلی انتخاب شدند. با استفاده از مدل عددی سازه های اصلی، مدل عددی سازه های تکمیلی^{۳۱} MFI-R و^{۳۲} MFI-3R نیز برای بررسی اثرات وضعیت قرارگیری اتصال بین قاب و دیوار ایجاد شدند. سازه MFI-R متشکل از همان سازه MFI است، با این تفاوت که در این مدل عضو جاری شونده، با دوران ۹۰ درجه ای حول محور قائم، قاب و میان قاب را به هم متصل می کند. سازه MFI-3R از ۹۰ درجه دوران هر یک از اتصالات جاری شونده سازه MFI3 ایجاد شده است.

^{۲۹} Shell Element

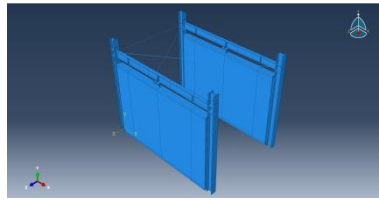
^{۳۰} Tetragonal

^{۳۱} Moment Frame With Infill Wall And Rotated Interconnection

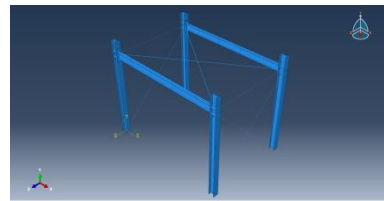
^{۳۲} Moment Frame With Infill Wall And 3 Rotated Interconnection



سازه MFI-3 (ج)



سازه MFI (ب)

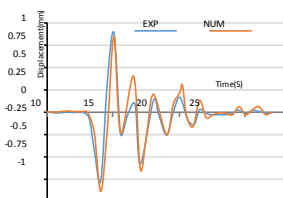


سازه MF (الف)

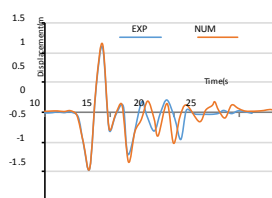
شکل ۲۰: مدل سازی سازه های اصلی در نرم افزار آباکوس

۳-۲- صحت سنجی

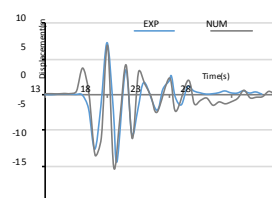
نتایج و مدل های عددی با سازه های آزمایشگاهی، بر اساس مقایسه منحنی های تاریخچه جابه جایی حاصل از نتایج، صحت سنجی گردید. این مقایسه نشان داد مدل عددی سازه های پایه با مدل های آزمایشگاهی تطابق قابل قبولی دارند. در شکل های ۲۱ و ۲۲ منحنی های صحت سنجی سازه های مطالعه شده تحت شتاب نگاشت های زلزله بم و کوبه به عنوان نمونه نشان داده شده اند. بزرگ ترین و کوچک ترین اعداد ثبت شده از نمودارهای تاریخچه زمانی جابه جایی در تراز سقف سازه ها، در مدل آزمایشگاهی با مدل عددی در جدول ۷ نشان داده شده است. جابجایی های بدست آمده از نتایج آزمایشگاهی در بخش اول جدول شماره ۷ درج شده است. بخش دوم این جدول نتایج جابجایی به دست آمده از آنالیز اجزای محدود مدل سازی عددی را نشان می دهد و در بخش انتهایی جدول مذکور درصد اختلاف بین نتایج جابجایی آزمایشگاهی و عددی درج شده است. برای مقایسه مقادیر جابجایی در سازه های آزمایشگاهی با مدل سازی عددی در نرم افزار آباکوس، بزرگ ترین و کوچک ترین مقادیر ثبت شده در مدل آزمایشگاهی تحت شتاب نگاشت های مقیاس شده و نتایج بدست آمده از آنالیز عددی، روی یک دستگاه مختصات، با نمودار خطی در شکل ۲۳ ترسیم شده اند.



سازه MFI-3 (ج)

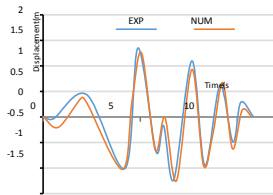


سازه MFI (ب)

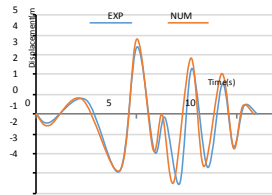


سازه MF (الف)

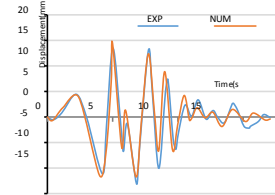
شکل ۲۱: منحنی های صحت سنجی تاریخچه زمانی جابه جایی تراز سقف در مدل های آزمایشگاهی و عددی تحت زلزله بم.



ج) MFI-3



ب) MFI



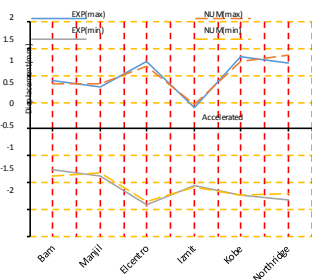
الف) MF

شکل ۲۲: منحنی‌های صحت‌سنجی تاریخچه زمانی جابه‌جایی تراز سقف در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی تحت زلزله کوبه.

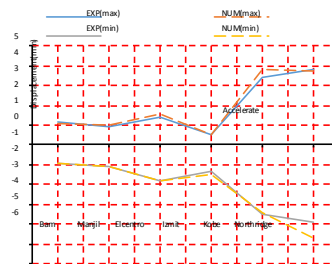
جدول ۷: جابجایی‌های افقی در مدل‌های آزمایشگاهی و عددی، و درصد اختلاف آنها جهت صحت‌سنجی

	Model	Unit	position	Scaled Displacement Time History					
				Bam	Manjil	Elcetro	Izmit	Kobe	Northridge
Experimental	MFI3	mm	Max	0.90	0.78	1.26	0.40	1.35	1.22
			Min	-0.76	-0.87	-1.41	-1.07	-1.23	-1.32
	MFI	mm	Max	1.13	0.92	1.40	0.52	3.39	3.85
			Min	-0.95	-1.09	-1.82	-1.32	-3.52	-3.92
	MF	mm	Max	7.34	5.51	8.53	2.90	13.65	14.39
			Min	-9.43	-7.11	-11.38	-3.95	-13.01	-13.03
Numerical	MFI3	mm	Max	0.84	0.85	1.17	0.45	1.25	1.37
			Min	-0.88	-0.84	-1.35	-1.09	-1.25	-1.20
	MFI	mm	Max	1.10	1.02	1.57	0.55	3.78	3.74
			Min	-0.94	-1.11	-1.84	-1.45	-3.43	-4.75
	MF	mm	Max	6.88	5.84	7.93	3.16	14.44	17.14
			Min	-10.13	-7.89	-13.20	-4.39	-11.67	-14.97
Difference Percentage	MFI3	%	Max	6.62	8.26	7.53	10.71	8.23	10.71
			Min	14.06	4.17	4.17	1.96	1.60	9.65
	MFI	%	Max	2.42	9.91	10.71	4.94	10.32	2.97
			Min	1.49	1.96	0.99	9.26	2.62	17.44
	MF	%	Max	6.74	5.66	7.53	8.36	5.44	16.05
			Min	6.87	9.91	13.79	10.07	11.46	12.98

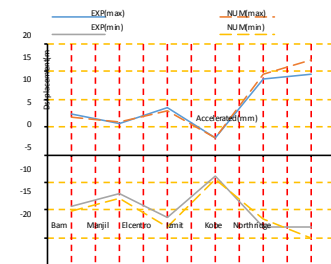
بیشترین و کمترین اختلاف بین مدل عددی و آزمایشگاهی در سازه MF به ترتیب ۱۶,۰۵ و ۵,۴۴ درصد بوده که بیشترین آن را در زلزله نورتریج و کمترین آن را نیز در زلزله کوبه می توان مشاهده نمود. میانگین اختلاف بین نتایج حداکثر و حداقل جابجایی در مدل های عددی و آزمایشگاهی در سازه M.F معادل ۵,۴۴ درصد محاسبه شده است. در سازه MFI بیشترین اختلاف ۱۷,۴۴ درصد در زلزله نورتریج و کمترین اختلاف ۱ درصد در زلزله السنترو بین مدل های آزمایشگاهی و عددی مشاهده گردید. در این سازه نیز میانگین اختلاف بین نتایج حداکثر و حداقل جابجایی در مدل های عددی و آزمایشگاهی ۶,۲۵ درصد می باشد. در سازه MFI3، بیشترین و کمترین اختلاف به ترتیب ۱۴,۰۶ و ۱,۰۶ درصد در زلزله های بم و کوبه مشاهده شد. میانگین اختلاف نتایج جابجایی در مدل های عددی و آزمایشگاهی در سازه MFI3 ۷,۳۱ درصد بوده است. ساده سازی های صورت گرفته در مدل سازی عددی مانند فواصل مش بندی یکی از دلایل اختلاف بین نتایج عددی و آزمایشگاهی است. دلیل دیگری که می تواند باعث ایجاد این اختلاف شود این است که مقاومت جانبی در مدل های آزمایشگاهی که تحت بارگذاری سیکلی قرار می گیرند، افت بیشتری نسبت به مدل های عددی ساخته شده در نرم افزارهای اجرا محدود پیدا می کنند. میانگین اختلاف در کل جابه جایی ها بین مدل های آزمایشگاهی و عددی در سازه های MF، MFI و MFI3 تحت ۶ رکورد زلزله اعمال شده به ترتیب ۹,۵۱، ۶,۲۵ و ۷,۳۱ درصد بود که به نظر می رسد این اختلاف ها در سازه های مطالعه شده قابل قبول اند.



ج) سازه MFI-3



ب) سازه MFI



الف) سازه MF

شکل ۲۳: نمودار بیشترین و کمترین مقادیر جابجایی در سازه های آزمایشگاهی و مدل سازی عددی بر حسب میلی متر تحت شتاب نگاشت های مقیاس شده

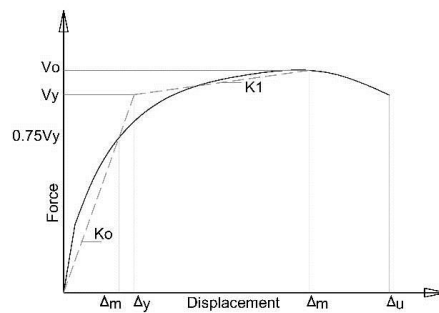
۳-۳- تحلیل استاتیکی غیرخطی

برای بررسی و مقایسه رفتار سازه های مطالعه شده، ابتدا مدل ها تحت تحلیل پوش آور قرار گرفت. برای تهیه منحنی پوش آور^{۳۳} (نیرو- جابجایی)، تاریخچه زمانی جابه جایی خطی به تراز مرکز سقف اعمال گردید و برای هر یک از سازه ها، منحنی نیرو جابجایی ترسیم شد. سپس از روی منحنی های پوش آور ترسیم شده، مطابق پروتکل ATC-19 [۱۶] و به روش پریستلی و پائولی^{۳۴}، منحنی های ساده شده نیرو تغییر مکان^{۳۵} دوخطی ترسیم گردید. شکل ۲۴ نمودار ساده شده نیرو تغییر مکان دوخطی به روش پریستلی و پائولی را نشان می دهد.

^{۳۳} Pushover Curve

^{۳۴} Pauly & Priestley

^{۳۵} Idealized Force-Displacement Curve



شکل ۲۴: منحنی دوخطی سازه یک درجه آزادی به روش پریستلی و پائولی [۱۶].

ضریب رفتار سازه‌ها^{۳۶} نیز بر اساس رابطه (۱) که در بند ۴,۴ پروتکل ATC-19 [۱۶] پیشنهاد شده، محاسبه شد:

$$R = R_S R_\mu R_\xi \quad (1)$$

R_S ضریب اضافه مقاومت^{۳۷}؛ R_ξ ضریب میرایی^{۳۸} و R_μ ضریب شکل‌پذیری^{۳۹} است.

ضریب اضافه مقاومت (R_S) نسبت مقاومت اضافی سازه ناشی از ظرفیت اضافی اعضای سازه نسبت به ظرفیت لازم در طراحی

است:

$$R_S = \frac{V_o}{V_s} \quad (2)$$

V_o نیروی تسلیم سازه در نمودار دوخطی و V_s نیروی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه است.

مطابق جدول ۴,۴ پروتکل ATC-19 [۱۶]، وو و هانسون^{۴۰} و UBC1994 مقدار R_ξ برای میرایی ۵ درصد را واحد در نظر گرفته-

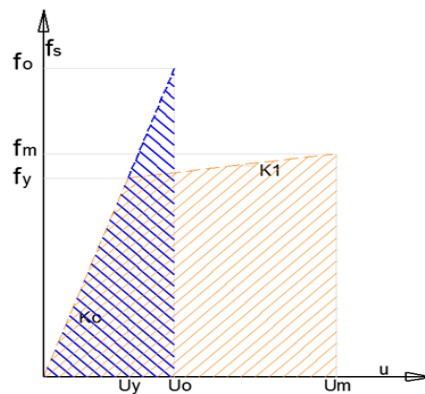
اند. برای محاسبه R_μ یا همان ضریب شکل‌پذیری، روش‌های گوناگونی وجود دارند، ولی در اینجا برای به دست آوردن این ضریب از روش چوپرا^{۴۱} [۱۷] استفاده شده است. در این روش که بر پایه برابر قرار دادن مساحت‌های زیر نمودارهای دوخطی و الاستیک بوده، ضریب شکل‌پذیری از رابطه ۳ محاسبه می‌شود:

$$R_\mu = \frac{f_o}{f_Y} = \frac{u_o}{u_Y} \quad (3)$$

شکل ۲۵ منحنی‌های دوخطی و الاستیک سازه با یک درجه آزادی را نشان می‌دهد که در این نمودار، مطابق فرضیه چوپرا [۱۷]،

برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری، سطح آبی‌رنگ زیر منحنی الاستیک با سطح قرمز رنگ زیر منحنی دوخطی پوش آور باهم برابر قرار داده می‌شوند.

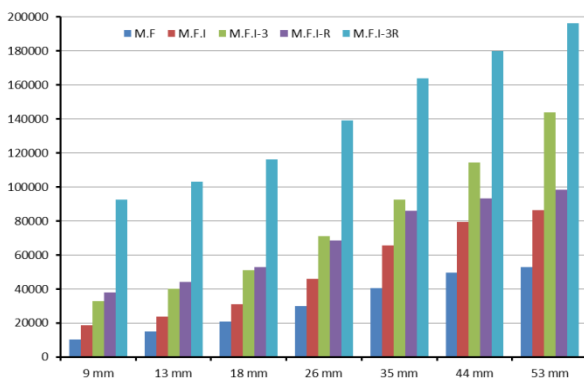
^{۳۶} Response Modification Factor
^{۳۷} Strength Factor
^{۳۸} Damping Factor
^{۳۹} Ductility Factor
^{۴۰} Wu and Hanson
^{۴۱} Chopra



شکل ۲۵: سطوح زیر منحنی‌های دوخطی و الاستیک سازه یک درجه آزادی [۱۷].

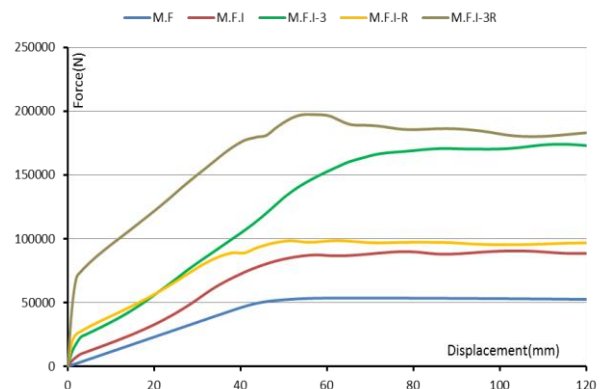
منحنی‌های نیرو تغییر مکان برای سازه‌های مطالعه شده در شکل ۲۶ بر اساس نتایج تحلیل پوش‌آور ترسیم‌شد. همان‌طور که مشاهده می‌گردد اختلاف قابل توجهی بین سطوح زیر منحنی نیرو تغییر مکان سازه قاب خمشی با سایر سازه‌ها وجود دارد. در منحنی‌های شکل ۲۶ تأثیر استفاده از میان‌قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده به همراه قاب خمشی فولادی در افزایش نیروی جانبی و جذب انرژی بیشتر توسط سیستم ترکیبی مشهود است.

با توجه به اینکه تسلیم در اتصال جاری شونده در جابجایی معادل دررفت ۰٫۵ درصد آغاز می‌گردد، این دررفت به‌عنوان یکی از شاخص‌های مقایسه بین نتایج سازه‌ها انتخاب شد. جابجایی زلزله سطح ۲ که در آیین‌نامه‌های بارگذاری [۵] به دررفت ۲ درصد محدود شده نیز به‌عنوان دیگر شاخص مقایسه بین نتایج انتخاب گردید. نمودار میله‌ای شکل ۲۷ نیروهای وارد بر سازه برای تأمین دررفت‌های ۰٫۵، ۱، ۱٫۵، ۲، ۲٫۵ و ۳ درصد که برای هر یک از سازه‌ها محاسبه شده نشان می‌دهد



شکل ۲۷: نمودار نیروی وارد بر سازه در جابجایی‌های

معین برحسب نیوتن.

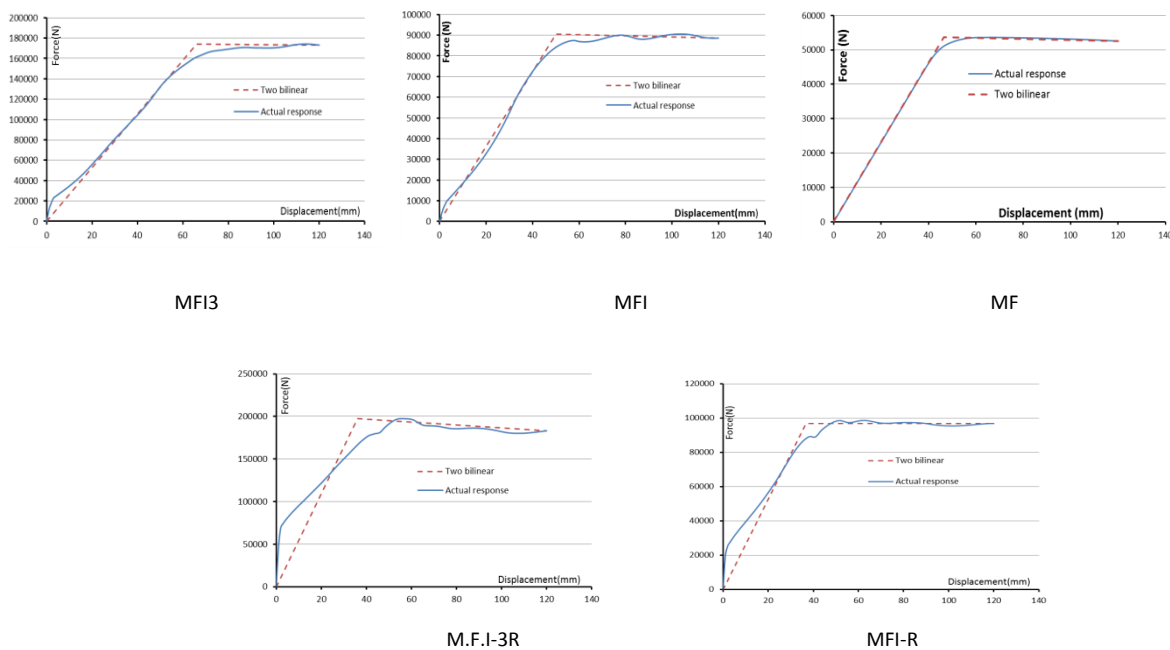


شکل ۲۶: منحنی‌های نیرو جابجایی.

همان‌طور که اشاره شد جهت مشخص نمودن نقاط تغییر مکان سازه در تشکیل اولین مفصل پلاستیک و حد تسلیم سازه، با استفاده از تحلیل پوش‌آور از یک منحنی ساده‌شده نیرو تغییر مکان (منحنی‌های دوخطی پوش‌آور) استفاده می‌شود. در این منحنی که

مطابق پروتکل ATC-19 [۱۶] و به روش پرستلی و پائولی ترسیم شده، خط اول از قسمت ابتدایی منحنی پوش آور ترسیم می‌گردد و خط دوم آن نیز از نقطه انتهایی منحنی پوش آور که به‌عنوان نقطه هدف و تخریب سازه در نظر گرفته شده به‌گونه‌ای ترسیم گردید که سطح زیر منحنی ایجاد شده توسط این دو خط با سطح زیر منحنی پوش آور برابر باشد. تغییر مکان متناظر محل برخورد دو خط مذکور به‌عنوان تغییر مکان تسلیم سازه محسوب می‌شود. از این رو مطابق روابط ذکر شده در قسمت‌های قبل منحنی‌های دوخطی پوش آور برای هر یک از سازه‌ها تهیه و در شکل ۲۸ نشان داده شده‌اند.

پارامترهای لرزه‌ای هر یک از سازه‌های مطالعه شده شامل انرژی جذب شده، سختی الاستیک، سختی بعد از تسلیم (سختی غیر الاستیک)، ضریب اضافه مقاومت، نسبت شکل پذیری، ضریب رفتار سازه و شکل پذیری از روابط ارائه شده در قسمت‌های قبل محاسبه می‌گردند.



شکل ۲۸: منحنی‌های پوش آور و دوخطی سازه‌های مطالعه شده.

سطح زیر منحنی دوخطی سازه‌ها نمایانگر انرژی جذب شده توسط آن سازه است. از این رو برای جابجایی‌های متناظر با دریافت‌های ۰,۵ تا ۳ درصد مقادیر انرژی جذب شده توسط هر یک از سازه‌ها محاسبه شده که نتایج آن در جدول ۸ آمده است.

جدول ۸: مقادیر انرژی جذب شده در سازه‌ها بر حسب ژول.

Drift %	Energy (J)				
	M.F	M.F.I	M.F.I-3	M.F.I-R	M.F.I-3R
0.5	44.19	69.88	101.01	100.92	210
1	176.76	279.51	404.02	403.67	839.97
2	707.064	1118.06	1616.07	1614.71	3359.9
3	1569.57	2507.8	3636.16	3304.05	6788.24
4	2504.36	4086.61	6443.02	4997.18	10170.15
5	3434.67	5656.86	9486.09	6690.31	13498.17
6	4360.5	7218.58	12523.15	8383.45	16773.83

منحنی ساده شده نیرو تغییر مکان از دو خط متقاطع با شیب‌های متفاوت تشکیل شده است. شیب خط اول که از ابتدای منحنی پوش آور شروع و تا نقطه متناظر تغییر مکان تسلیم سازه ادامه می‌یابد سختی الاستیک سازه و شیب خط دوم که از انتهای خط اول شروع و تا نقطه انهدام سازه امتداد می‌یابد سختی پس از تسلیم سازه نامیده می‌شوند [۱۶]. با استفاده از رابطه ۴ سختی الاستیک و رابطه ۵ سختی بعد از تسلیم هر یک از سازه‌ها محاسبه شد و نتایج آن در جدول ۹ نشان داده شده است.

$$K_{Elastic} = \frac{f_y}{\Delta_y} \quad (۴)$$

$$K_{Post\ yield} = \frac{f_o - f_y}{\Delta_m - \Delta_y} \quad (۵)$$

جدول ۹: مقادیر محاسبه شده سختی الاستیک و سختی بعد از جاری شدن بر حسب نیوتن بر میلی‌متر

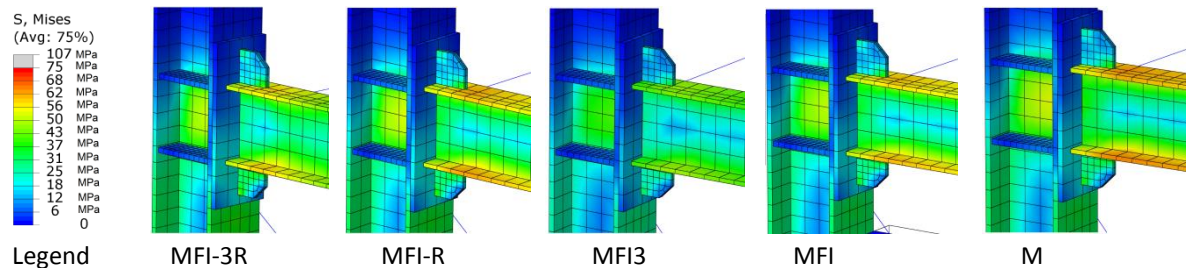
Stiffness(N/mm)	M.F	MF.I	MF.I3	MF.IR	MF.I3R
Elastic	1154.095	1732.83	2732.41	2574.96	4023.30
Post yield	849.82	1358.07	1978.87	1975.4	3765.5

با استفاده از روابط پروتکل ATC-19 [۱۶] و فرضیه چوپرا [۱۷] که در قسمت قبل تشریح شد، مقادیر ضریب رفتار سازه‌های مورد مطالعه محاسبه و در جدول ۱۰ نشان داده شده است.

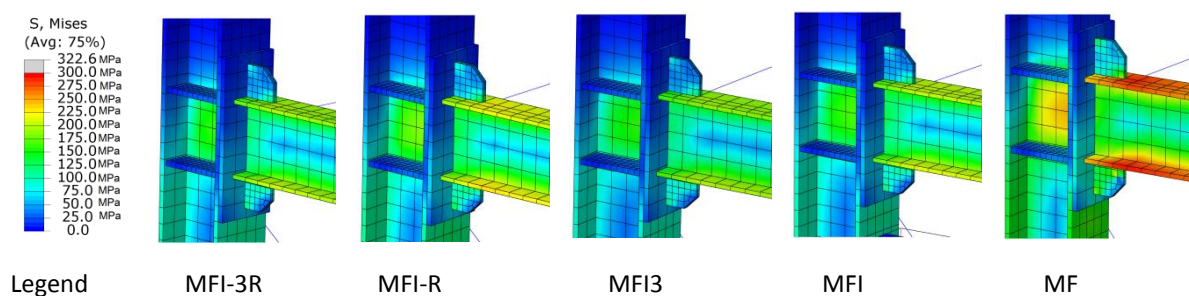
جدول ۱۰: مقادیر محاسبه شده ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت و ضریب رفتار

	M.F	MF1	MF13	MF1-R	MF1-3R
Strength factor	2.23	1.80	2.45	2.25	2.83
Ductility factor	1.37	1.74	1.95	2.33	2.23
Response modification coefficient	3.06	3.13	4.78	5.24	6.31

تنش‌های فون میسز^{۴۲} در پانل زون ستون برحسب مگا پاسکال در محل اتصال تیر به ستون و مفصل پلاستیک تیر در قاب خمشی بر اساس شاخص‌های ذکر شده در سازه‌های مورد مطالعه با یکدیگر مقایسه شدند. تانسورهای تنش فون میسز بر حسب مگاپاسکال در دریفت‌های ۰٫۵ و ۲ درصد در سازه‌های مطالعه شده به ترتیب در شکل‌های ۲۹ و ۳۰ نشان داده شده‌اند.



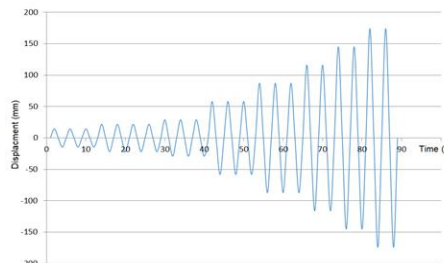
شکل ۲۹: تانسورهای تنش فون میسز بر حسب مگاپاسکال در دریفت ۰٫۵ درصد.



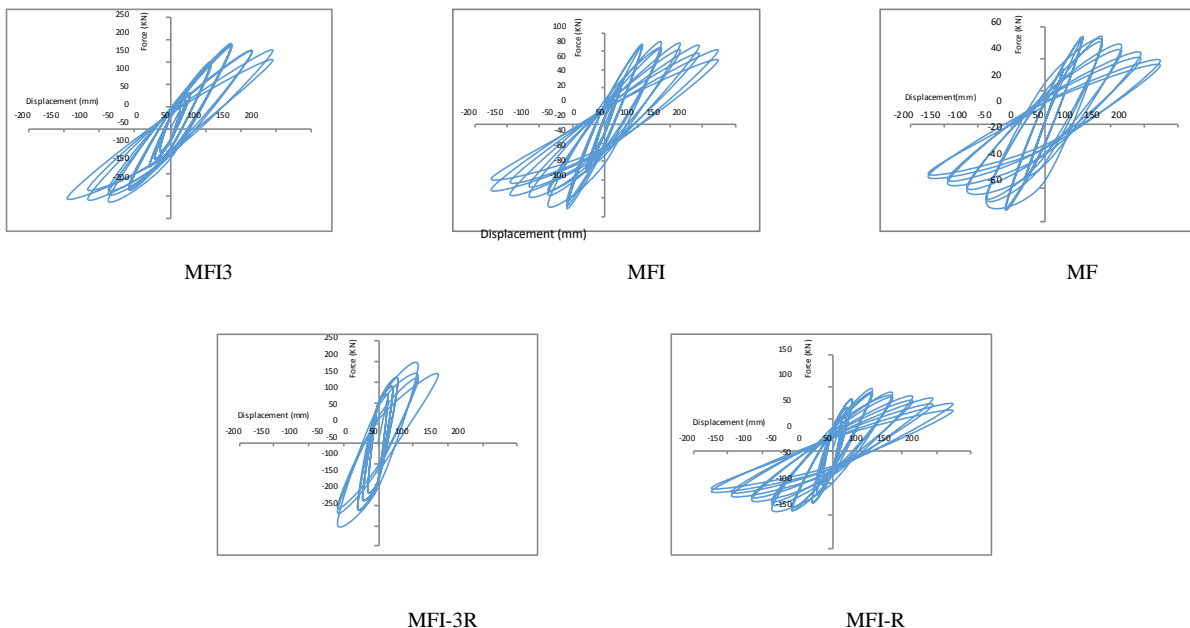
شکل ۳۰: تانسورهای تنش فون میسز بر حسب مگاپاسکال در دریفت ۲ درصد.

۳-۴- تحلیل دینامیکی غیرخطی

رابطه نیرو- تغییر مکان در سازه تحت بارگذاری چرخه‌ای به صورت مجموعه‌ای از حلقه‌ها است که سطح داخلی این حلقه‌ها نشانگر ظرفیت اتلاف انرژی در سازه است. هرچه این سطح بزرگ‌تر باشد نشان‌دهنده این است که عضو شکل‌پذیرتر بوده و قابلیت جذب انرژی بیشتری دارد. برای مقایسه اتلاف انرژی در سازه‌های مورد مطالعه، بهترین روش استفاده از محاسبه سطح زیر منحنی‌های هیستریزس است. در هنگام وقوع زلزله، بارگذاری سازه به صورت چرخه‌ای (رفت و برگشتی) خواهد بود. در این تحقیق برای رسیدن به رفتار واقعی سازه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای اثر زوال مقاومت در کاهش سختی و ظرفیت شکل‌پذیری در سازه‌ها لحاظ گردید. تعداد سیکل‌هایی که یک سازه می‌تواند تا قبل از گسیختگی تحمل نماید نشان‌دهنده قابلیت اطمینان و پایداری آن سازه است. برای ترسیم نمودارهای نیرو- تغییر مکان سازه‌های مطالعه شده تحت بارگذاری چرخه‌ای، مقادیر جابه‌جایی مطابق پروتکل بارگذاری چرخه‌ای ATC 24-92 [۱۸] در نظر گرفته شد و الگوی بار مطابق شکل ۳۱ تهیه و به نرم‌افزار آباکوس ارائه و بر اساس آن منحنی‌های هیستریزس سازه‌ها ترسیم گردید (شکل ۳۲).



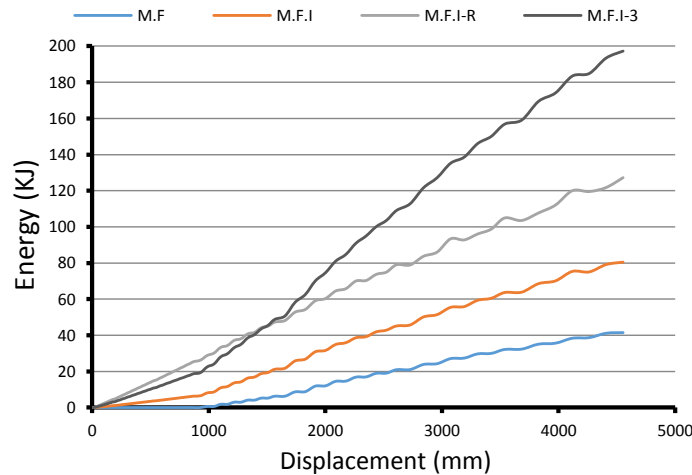
شکل ۳۱: الگوی بارگذاری چرخه‌ای.



شکل ۳۲: نمودارهای هیستریزس سازه‌های مطالعه شده.

محاسبه مقدار انرژی که تحت رفتار پلاستیک سازه مستهلک می‌شود، یکی دیگر از نتایجی است که از تحلیل دینامیکی غیرخطی سازه‌های مطالعه شده تحت بارگذاری چرخه‌ای حاصل شد، مقادیر این انرژی‌ها برحسب جابجایی تجمعی، از سطح زیر نمودار منحنی‌های

هیستریزیس محاسبه شده و نتایج آن به صورت نمودار در شکل ۳۳ نشان داده شده است. به دلیل عدم تحمل جابه جایی تجمعی ۴۵۵۰ میلی-متر در سازه MFI-3R، این سازه از این بخش حذف شد.



شکل ۳۳: منحنی های انرژی مستهلک شده تحت رفتار پلاستیک سازه های مطالعه شده بر حسب کیلوژول در جابه جایی تجمعی.

۴- بحث و بررسی

با توجه به جداول ۵ و ۶، بیشترین جابجایی های ایجاد شده در سازه MF تحت شتاب نگاشت زلزله های بم، منجیل، السنترو، ایزمیت، نورتریج و طیس به ترتیب ۷،۷۶، ۷،۱۱، ۱۱،۳۸، ۳،۹۵، ۹،۶۰، ۱۰،۳۹، ۳،۱۸ میلی متر بوده، در سازه MFI اضافه شدن میان قاب 3 d panel بتنی و ۱ عدد اتصال جاری شونده به سازه MF باعث شد جابجایی های مذکور به مقدار ۲،۳۱، ۱،۰۹، ۱،۸۲، ۱،۳۲، ۲،۲۷، ۲،۳۵ میلی متر کاهش یابند. جابجایی ها در سازه MF13 تحت تاثیر اضافه شدن میان قاب 3 d panel بتنی و ۳ اتصال جاری شونده به سازه MF بیش تر کاهش یافتند. جابجایی در سازه MF13 تحت شتاب نگاشت های مقیاس شده به مقدار ۱،۸۳، ۰،۷۸، ۱،۴۱، ۱،۰۷، ۲،۱۶، ۱،۳۲، ۱،۳۷ میلی متر رسید. مقایسه بین نتایج آزمایشگاهی سازه های MFI و MF13 با نتایج آزمایش سازه MF در جداول ۵ و ۶ نشان می دهند که اضافه شدن میان قاب 3D PANEL و یک اتصال جاری شونده در هر قاب می تواند، ضمن کاهش ۷۹ درصدی جابه جایی طبقه، تنش فون میسر پانل زون ستون و بال تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک را به ترتیب تا ۶۷ و ۵۹ درصد کاهش دهد. در مقابل اضافه شدن میان قاب 3d Panel و ۳ عدد اتصال جاری شونده در هر قاب توانست کاهشی معادل ۸۴ درصد در جابه جایی طبقه ایجاد کند. تنش های فون میسر در پانل زون ستون و بال تیر در محل تشکیل مفصل پلاستیک این بار به ترتیب تا ۷۸ و ۸۶ درصد کاهش یافتند. کاهش تنش در المان های سازه تحت تاثیر اضافه شدن میان قاب و اتصال جاری شونده و افزایش تنش در اتصال جاری شونده نشان می دهند که مسیر حرکت نیرو از المان های قاب خمشی به سمت اتصال جاری شونده تغییر داده شده است. در زلزله های نسبتا شدید با انتقال نیرو از المان های قاب خمشی به اتصال جاری شونده می توان از ایجاد خسارت در المان های قاب خمشی جلوگیری نمود. کاهش جابجایی تحت زلزله های نسبتا شدید می تواند از ایجاد ترک در المان های غیر سازه ای و دیوارهای داخلی تا حد زیادی جلوگیری نماید.

بررسی منحنی های پوش آور در شکل ۲۶ نیز نشان می دهند نیروی جانبی قابل تحمل در دریفت های ۰،۵ و ۲ درصد در سازه MF به ترتیب ۱۰۳۸۱ و ۴۰۳۹۴ نیوتن است. نیروی جانبی قابل تحمل در سازه MFI در دریفت ۰،۵ درصد افزایش ۱،۷۸ برابر نسبت به سازه MF داشته و توانسته نیروی ۱۰۳۸۱ نیوتن را تحمل کند. این سازه در دریفت ۲ درصد نیز با تحمل نیروی ۶۵۶۷۰ نیوتن توانست ۱،۶۲

برابر سازه MF نیرو تحمل کند. وجود سه اتصال جاری شونده در بین قاب و میان قاب 3d panel نیروی قابل تحمل توسط سازه را به میزان زیادی افزایش داد. نیروی تحمل شده در سازه MFI3 نسبت به سازه MF در دریافت‌های ۰.۵ و ۲ درصد به ترتیب ۳.۱۷ و ۲.۲۹ برابر افزایش داشته است. نتایج به دست آمده برای سازه‌های تکمیلی MFI-R و MFI-3R نیز به صورت مشابه افزایش تحمل بار جانبی را نشان می‌دهند. بیشترین نیروی تحمل شده مربوط به سازه MFI-3R در دریافت ۲ درصد بوده که نیروی ۱۶۳۷۹۰ نیوتن را تحمل نموده است. نیروی تحمل شده در این سازه نسبت به سازه MF نزدیک به ۴ برابر افزایش نشان می‌دهد. از این رو می‌توان با بهره‌گیری از ظرفیت میان قاب و اتصال جاری شونده سازه‌های قاب خمشی را اقتصادی‌تر طراحی نمود.

با توجه به نمودار شکل ۲۷ در مباحث قبل میانگین نیروهای جانبی در سازه‌های MF، MFI-3، MFI-R و MFI-3R، نسبت به سازه MF، به ترتیب ۱.۶۱، ۲.۶۰، ۲.۷۱ و ۶.۰۱ برابر افزایش داشته‌اند. این در حالی است که نیروی جانبی در دریافت ۰.۵ درصد در سازه‌های مذکور به ترتیب ۱.۷۸، ۳.۱۷، ۳.۶۴ و ۸.۹۲ برابر نیروی جانبی در سازه MF می‌باشد. این افزایش نیرو در سازه‌ها در دریافت دو درصد نیز به ترتیب ۱.۶۳، ۲.۳، ۲.۱۳ و ۴.۰۵ برابر نیروی جانبی در سازه MF مشاهده می‌گردد. همان‌طور که در نمودار شکل ۲۴ نیز مشخص است، بیشتر از میانگین بودن افزایش نیروی جانبی در دریافت ۰.۵ درصد در سازه‌های دارای 3d panel و اتصال جاری شونده، نشان می‌دهد که اضافه شدن میان قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده به قاب خمشی فولادی در رفتار الاستیک قاب خمشی بیشترین تأثیر را داشته‌اند. هم‌چنین کمتر بودن افزایش نیروی جانبی در دریافت ۲ درصد، از میانگین هم نشان می‌دهد هر چه رفتار قاب خمشی به رفتار غیرخطی نزدیک می‌شود، تأثیر اتصالات مذکور نیز کاهش می‌یابند.

انرژی جذب شده توسط سازه‌ها که مقادیر آن برای جابجایی‌های معین در جدول ۸ ارائه شده نشان می‌دهد که به‌طور میانگین در سازه‌های MF، MFI-3، MFI-R و MFI-3R نسبت به سازه MF به ترتیب ۱.۶، ۲.۵، ۲.۱ و ۴.۳ برابر جذب انرژی بیشتری وجود داشته است. این مطلب نشان می‌دهد که افزایش جذب انرژی به دلیل وجود اتصال جاری شونده و میان قاب 3d panel بوده است. از این رو جذب انرژی زلزله توسط اتصال جاری شونده باعث تمرکز نیرو در آن می‌گردد. در نتیجه اتصال جاری شونده اولین عضو است که در زلزله دچار خسارت می‌شود. با ایجاد خسارت در این عضو می‌توان از ایجاد خسارت در اعضای قاب و میان قاب تا حد زیادی جلوگیری نمود.

نتایج درج شده در جدول ۹ نشان می‌دهند که اضافه شدن میان قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده به قاب خمشی فولادی باعث افزایش چشم‌گیر سختی سازه می‌گردد. این افزایش سختی در سازه‌های MF، MFI-3، MFI-R و MFI-3R به ترتیب ۱.۵، ۲.۳۷، ۲.۲۳ و ۴.۹۳ برابر سازه MF است. اتصال میان قاب به قاب خمشی توسط یک اتصال جاری شونده ۱.۵ برابر و سه اتصال جاری شونده ۲.۳۷ برابر افزایش سختی را به دنبال داشته است. در سازه‌هایی که اختلاف زیاد بین مرکز جرم و مرکز سختی باعث به وجود آمدن نامنظمی پیچشی شده است با استفاده از میان قاب 3d panel بتنی به‌عنوان دیوارهای جداکننده و مهندسی نمودن اتصالات جاری شونده بین قاب و میان قاب می‌توان فاصله بین مرکز جرم و مرکز سختی را کاهش داد و باعث تعدیل نامنظمی پیچشی گردید. ایجاد طبقه نرم و ضعیف در سازه‌ها به‌عنوان نامنظمی در ارتفاع همواره مورد توجه آیین‌نامه‌های بارگذاری بوده است [۵]. یکی از دلایل ایجاد طبقه نرم و ضعیف در یک سازه، وجود یک طبقه با ارتفاع بیشتر از طبقات دیگر است، این تغییر ارتفاع در سازه‌های قاب خمشی باعث تغییرات سختی جانبی در یک طبقه نسبت به طبقات مجاور خود می‌گردد. وقتی در این سازه‌ها میان قاب‌ها از سازه جدا در نظر گرفته شوند یا باید از تخفیفات آیین‌نامه‌های بارگذاری جهت هم‌پایه نمودن زلزله دینامیکی و استاتیکی چشم‌پوشی کرد [۵] و یا جهت یکسان‌سازی سختی‌های طبقات مجاور باید مقاطع طبقه‌ای که در سازه ارتفاع بیشتری دارد را افزایش داد که هر دو راه‌کار باعث غیراقتصادی شدن ساختمان می‌شوند. اگر در چنین ساختمان‌هایی نیز از دیوار 3d panel بتنی به‌عنوان دیوارهای پیرامونی و یا جداکننده استفاده گردد می‌توان با تغییرات در ضخامت و تعداد اتصالات جاری شونده در بین دیوار و قاب میزان سختی طبقه را تا حد مورد نیاز افزایش داد و از ایجاد طبقه

نرم و ضعیف در سازه جلوگیری نمود. موارد ذکر شده می‌توانند در بهسازی و مقاوم‌سازی ساختمان‌های موجود نیز تأثیر به‌سزایی داشته باشند.

برخلاف اینکه وجود میان‌قاب در ساختمان‌ها باعث کاهش ضریب رفتار می‌شود، از جدول ۱۰ می‌توان دریافت که اضافه شدن اتصال جاری شونده در بین قاب و میان‌قاب 3d panel نه تنها باعث کاهش ضریب رفتار سازه نشده بلکه توانسته مقدار این ضریب را نیز افزایش دهد. افزایش ضریب رفتار در استفاده از میان‌قاب و اتصال جاری شونده در سازه‌های قاب خمشی فولادی می‌توانند تأثیر افزایش نیروی زلزله بر اثر کاهش زمان تناوب سازه را تا حد زیادی خنثی نمایند.

همان‌طور که از منحنی‌های هیستریزیس ترسیم‌شده در شکل ۳۲ مشخص است، استفاده از میان‌قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده در قاب خمشی، علاوه بر افزایش برش پایه جذب‌شده توسط سازه، موجب بهبود رفتار سازه شده و با ایجاد پایداری در سازه تغییر مکان جانبی سازه را کاهش داده است. عدم قرار گرفتن منحنی‌های هیستریزیس سازه MFI-3R در مرکز محورهای مختصات بیانگر ایجاد تغییر شکل ماندگار در المان‌های سازه مذکور است ولی همان‌طور که مشاهده می‌گردد در بقیه سازه‌های مطالعه شده منحنی‌های هیستریزیس در مرکز محورهای مختصات واقع شده‌اند و این یعنی در بقیه سازه‌ها تغییر شکل ماندگار ایجاد نشده و این موضوع نشان‌دهنده رفتار مناسب این سازه‌ها تحت بارگذاری چرخه‌ای است. از طرفی کاهش تعداد سیکل‌های منحنی هیستریزیس در سازه MFI-3R نشان می‌دهد که دوران ۹۰ درجه‌ای اتصالات حول محور قائم باعث ایجاد عدم اطمینان در پایداری سازه می‌شود.

تانسورهای تنش فون میسر در شکل‌های ۲۹ و ۳۰ نشان می‌دهند که تنش در تیر و ستون سازه‌های دارای میان‌قاب 3d panel بتنی و اتصال جاری شونده حتی در دریفت ۲ درصد هم به تنش جاری شدن نرسیده و هیچ مفصل پلاستیکی در اعضای تیر و ستون این سازه‌ها تشکیل نشده است.

منحنی‌های استهلاک انرژی در شکل ۳۳ نشان می‌دهند که در سازه قاب خمشی فولادی، مستهلک شدن انرژی تحت رفتار پلاستیک سازه بعد از ۲۹۰ میلی‌متر جابه‌جایی تجمعی شروع می‌شود. درحالی‌که با اضافه شدن میان‌قاب و اتصال جاری‌شونده به قاب خمشی فولادی، استهلاک انرژی پلاستیک بعد از جابه‌جایی تجمعی ۱۴٫۷ میلی‌متر اتفاق می‌افتد. این موضوع نشان می‌دهد در سازه‌های قاب خمشی که به آن‌ها میان‌قاب و اتصال جاری‌شونده اضافه‌شده، انرژی زلزله در جابه‌جایی‌های بسیار کم مستهلک‌شده است. این استهلاک انرژی حاصل جاری شدن اتصال بین دیوار و قاب است که نشان می‌دهد اتصال جاری شونده با تمرکز خسارت در خود، سایر اجزای سازه‌ای را در محدوده الاستیک نگاه داشته و پاسخ دینامیکی سازه را کاهش می‌دهد. همچنین به منظور بهسازی ساختمان‌ها و مقاوم سازی آنها در برابر زلزله استفاده از میان‌قاب 3d panel بتنی و اتصالا جاری شونده می‌توانند با هزینه اندک و سرعت اجرای بالا، رفتار لرزه‌ای سازه را بهبود بخشند و در جلوگیری از خسارت دیدن میان‌قاب‌ها و اعضای سازه‌ای تأثیر زیادی داشته باشند.

انرژی‌ای که قاب خمشی فولادی به‌تنهایی تحت رفتار پلاستیک اعضای قاب در جابه‌جایی تجمعی ۴۵۵۰ میلی‌متر مستهلک کرده ۴۱۴۴۲ ژول بوده است. با اضافه کردن یک اتصال جاری‌شونده و یک دیوار میان‌قاب 3d panel بتنی به این قاب خمشی فولادی، انرژی مستهلک‌شده ۱٫۹۴ برابر شده و به ۸۰۴۵۹ ژول رسیده است. با نصب سه اتصال بین قاب خمشی فولادی و دیوار 3d panel، انرژی مستهلک‌شده ۴٫۷۵ برابر قاب خمشی فولادی شد و توانست انرژی ۱۷۹۲۵۰ ژول را مستهلک کند. افزایش انرژی مستهلک‌شده در سازه‌هایی که دارای میان‌قاب 3d panel و اتصال جاری شونده هستند نشان می‌دهد که وجود میان‌قاب و اتصال جاری شونده علاوه بر کاهش ارتعاش زلزله و پاسخ لرزه‌ای سازه، باعث ایجاد شرایط ایمن‌تر و پایداری در سازه می‌گردد.

۵- نتیجه گیری

در این تحقیق تاثیر استفاده از اتصال جاری شونده در قاب خمشی فولادی و میان قاب 3d Panel بتنی در دو بخش آزمایشگاهی و عددی مورد بررسی قرار گرفت. نتایج نشان داد:

۱- اضافه شدن میان قاب 3d Panel و اتصال جاری شونده در قاب خمشی منجر به کاهش بسیار مناسب جابجایی سازه و کرنشها در اعضای قاب خمشی می شوند و در نتیجه باعث کاهش خسارت به المانهای قاب خمشی و اجزای غیر سازه‌ای در زلزله‌های نسبتاً شدید می گردند.

۲- ترکیب میان قاب 3d Panel بتنی و اتصال جاری شونده با قاب خمشی فولادی باعث شد تا سازه ترکیبی برش پایه بیشتری نسبت به سازه قاب خمشی تحمل نماید. از این رو می توان با بهره گیری از ظرفیت میان قاب و اتصال جاری شونده سازه‌های اقتصادی تری طراحی نمود.

میان قاب 3d Panel بتنی و اتصال جاری شونده بیشترین تأثیر را در رفتار الاستیک قاب خمشی فولادی دارند به نحوی که هر چه رفتار قاب خمشی به رفتار غیرخطی نزدیک می شود، تأثیر اتصالات مذکور نیز کاهش می یابند.

۳- افزایش جذب انرژی در سازه‌های ترکیبی نسبت به سازه قاب خمشی و تمرکز نیرو در قسمت جاری شونده اتصال باعث می شود اتصال جاری شونده اولین عضو باشد که در زلزله دچار خسارت می گردد و ایجاد خسارت در این عضو می تواند از خسارت به اعضای قاب و میان قاب جلوگیری نماید.

۴- اضافه شدن میان قاب 3d Panel بتنی و اتصالات جاری شونده مهندسی شده به سازه‌های قاب خمشی نامنظم، باعث تعدیل نامنظمی در این سازه‌ها می شود.

۵- افزایش ضریب رفتار در استفاده از میان قاب 3d Panel و اتصال جاری شونده در سازه‌های قاب خمشی فولادی می تواند تأثیر افزایش نیروی زلزله بر اثر کاهش زمان تناوب سازه را تا حد زیادی خنثی نماید.

۶- دوران ۹۰ درجه‌ای اتصالات حول محور قائم باعث کاهش تعداد سیکل‌های منحنی هیستریزیس و ایجاد تغییر شکل ماندگار در المانهای سازه گردید. از این رو استفاده از اتصالاتی که تیغه جاری شونده آنها موازی صفحه قاب خمشی است پیشنهاد نمی گردد.

۷- عدم تشکیل مفصل پلاستیک در اعضای تیر و ستون سازه‌های ترکیبی، حاصل ایجاد تنش کمتر از تنش تسلیم در المانهای تشکیل دهنده مقاطع تیر و ستون این سازه‌ها در زلزله سطح ۲ است.

۸- با جاری شدن اتصال بین دیوار و قاب در سازه‌های ترکیبی، استهلاک انرژی زلزله از جابه‌جایی‌های بسیار کوچک آغاز می شود و این موضوع می تواند باعث کاهش ارتعاش جانبی و پاسخ لرزه‌ای سازه باشد و شریط ایمن و پایدارتری را برای سازه ایجاد نماید.

۹- افزایش انرژی مستهلک شده در سازه‌های ترکیبی باعث کاهش نیرو در اعضای قاب خمشی این امر می تواند در بهسازی و مقاوم سازی سازه‌های موجود بسیار حائز اهمیت قرار گیرد.

مراجع

- [1] Noorifard A, Mehdizadeh saradj F, Vafamehr M. (2016). *Conceptual Assessment of Seismic Performance of Nonstructural Walls in Conventional Medium Rise Buildings According to the Experiences of Past Earthquakes*, BSNT. 2016; 6 (3): 38-50.
- [2] Hashemi, S. A. (2007). *Seismic Evaluation of Reinforced Concrete Buildings Including Effects of Masonry Infill Walls*, Dissertation submitted for the degree of Doctor of Philosophy in Engineering - Civil and Environmental Engineering in the Graduate Division of the University of California, Berkeley.
- [3] Iranian Building Codes and Standards, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings, Standard No.2800*, 4th Edition, (2014).
- [4] British Standards Institution. *British Standard, 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance, BSI*.
- [5] Structural Engineering Institute of American Society of Civil Engineers (2016), *Minimum Design Loads and Associated Criteria for Buildings and Other Structures, ASCE STANDARD, ASCE/SEI 7, 2016*,
- [6] Müller, F., C. Kohlmeyer & J. Schnell (2015). *A New Approach for Calculating the Internal Forces, Moments and Deflections of Sandwich Panels with Reinforced Concrete Facings*, Technical Paper, *Structural Concrete*, 17 (2016), No. 2, PP.152-161.
- [7] Kabir, M. Z., A. H. Kosarieh & O. Rezaifyfar (2008). *Inelastic Seismic Performance of Concrete Precast 3D Panel System with Discontinuous Shear Walls Supported on RC Frames*, *The 14th World Conference on Earthquake Engineering Beijing, China*.
- [8] Yukun, D. (2013). *Cyclic tests for unbonded steel plate brace encased in reinforced concrete panel or light-weight assembled steel panel*, *Journal of Constructional Steel Research*, NO.94 (2014), PP.91-102.
- [9] Araya-Letelier, G. E Miranda & G. Deierlein (2018), *Development and Testing of a Friction/Sliding Connection to Improve the Seismic Performance of Gypsum Partition Walls*, *Earthquake Spectra* May 2019, Vol. 35, No. 2, pp. 653-677
- [10] Mohammadia, M. & V. Akramia (2009). *An Engineered Infilled Frame: Behavior and Calibration*, *Journal of Constructional Steel Research*, NO.66, PP. 842-849.
- [11] Aliaari, M. & A. Memari (2003). *Analysis of Masonry Infilled Steel Frames With Seismic Isolator Subframes*, *Journal of Engineering Structures*, NO. 27, PP. 487-500.
- [12] Guo, T., X. Zhenkuan & L. Song (2017). *Seismic Resilience Upgrade of RC Frame Building Using Self-Centering Concrete Walls with Distributed Friction Devices*, *Journal of Engineering Structures*, 143 (12): 04017160.
- [13] Garivani, S. (2015), *Introducing Comb-Teeth Yielding Metallic Dampers*, *IQBQ*. 2015; 15: PP 199-212

- [14] Roudsari, M. (2018). *Experimental Assessment of Retrofitting RC Moment Resisting Frames with ADAS and TADAS Yielding Dampers*, Journal Structural Engineers, DOI: 10.1016/j.istruc.2018.02.005
- [15] Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER). (2018), *Strong Ground Motion Databases*, [<https://peer.berkeley.edu/peer-strong-ground-motion-databases>]
- [16] ATC-19/1995 (1995). *Structural Response Modification Factor*, Applied Technology Council, NO. 19.
- [17] Chopra, A. K. & C. Chintanapakdee (2004). *Inelastic deformation ratios for design and evaluation of structures: single degree freedom bilinear systems*, Journal of Structural Engineering, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2004)130:9(1309-1319).
- [18] ATC-24/1992 (1992). *Guidelines for Cyclic Seismic Testing of Components of Steel Structures*, Applied Technology Council,