

Analytical Attitude on Influence of Skeletal Configuration Geometry of Moment Frame Structures for Calculating the Seismic Parameters of Behaviour Factor

Vahideh Shirvani Harandi¹, Hani Ebadi¹, Afshin Meshkat-Dini^{2*}, Ali Massumi³

1- MSc Graduate, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran

2- Assistant Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran

3- Professor, Faculty of Engineering, Kharazmi University, Tehran

ABSTRACT

In this study, the performance of mid-rise moment frames under scaled near-field records has been evaluated. This evaluation was performed by emphasizing on the behavior factor. The studied structures are two buildings with bundled tube frame and 3d moment frame resistant skeletons. The results have been obtained through conducting of nonlinear dynamic time history analyses. The selected strong earthquake records contain forward directivity effects. Obviously, nearfield strong ground motions are able to make very intensive lateral forces and magnify their dynamic impact on the resistant structure. In this paper, the seismic response parameters of the studied structures such as inter-story drift, floor absolute acceleration, axial force of a corner column at first story and roof drift time history, have been evaluated subjected to eight strong near-field earthquake records. The results of this study denote that the variation of structural response parameters, directly depends on the existence of strong forward directivity effects as well as the pulse-like nature of near-field records. Moreover, the behaviour factor and its related parameters entitled ductility, overstrength and strength reduction factors are evaluated and estimated for the studied structures based on the utilization of the proposed formulas which have been previously notified. Based on the obtained results, it was concluded that the building with 3d moment frame structure is relatively more robust and stable than the other studied structure. Also, the estimated ductility factors for the bundled tube structure in both directions of plan are more than those ones due to the 3d moment frame structure. In addition, the estimated values of the strength reduction factors in both directions of plan of the bundled tube structure are more than those ones calculated for the 3d moment frame skeleton. Finally, it was also concluded that an analytical convergence can be recognized between the results related to both of the codified and the estimated behavior factors.

ARTICLE INFO

Receive Date: 23 August 2019

Revise Date: 09 July 2020

Accept Date: 02 September 2020

Keywords:

Moment Frame
Near-Field Record
Velocity Pulse
Behaviour Factor
Ductility Factor
Strength Reduction Factor
Overstrength Factor

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.199038.1931>

*Corresponding author: Afshin Meshkat-Dini
Email address: meshkat@aut.ac.ir

نگرش تحلیلی بر تاثیر هندسه پیکربندی سازه سه بعدی قاب خمشی فولادی

برای محاسبه فاکتورهای لرزه ای ضریب رفتار

وحیده شیروانی هرندی^۱، هانی عبادی^۱، افشین مشکوه الدینی^{۲*}، علی معصومی^۳

۱- دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، دانشگاه خوارزمی، تهران

۲- استادیار، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

۳- استاد، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی، تهران

چکیده

این پژوهش، دربرگیرنده نتایج بررسی عملکرد اسکلت‌های قاب خمشی میان مرتبه تحت رکوردهای حوزه نزدیک مقیاس شده و با تاکید بر محاسبه فاکتورهای لرزه ای ضریب رفتار سازه است. دو سازه مطالعاتی در این تحقیق، دارای اسکلت مقاوم قاب خمشی دسته شده^۱ و قاب خمشی ترکیبی سه بعدی^۲ می‌باشند. ساختار و ماهیت تصادفی رکوردهای زلزله، همراه با انتشار سه بعدی امواج لرزه ای سبب ایجاد مجموعه ای از نیروهای جانبی دینامیکی با شدت‌های مختلف در راستای ارتفاع سازه می‌شود. بدیهی است که تحت جنبش‌های نیرومند زمین در حوزه نزدیک گسل، بزرگی و شدت تاثیرگذاری نیروهای یاد شده، دو چندان خواهد شد. ویژگی مهم رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، پدیدار شدن ساختارهای پالس‌گونه در تاریخچه زمانی های سرعت و تغییر مکان زمین است. پدیدار شدن پالس‌های مذکور نشان‌گر وقوع فرایند سریع و شدید آزاد شدن انرژی جنبشی رکورد زلزله، ناشی از پدیده جهت‌داری شکست گسل می‌باشد. این فرایند نیز سبب ایجاد تغییرشکل‌ها و نیروهای بسیار بزرگ در اسکلت مقاوم سازه خواهد شد. در این مقاله، پارامترهای پاسخ لرزه ای هر دو سازه مطالعاتی فوق مورد بررسی قرار گرفته است. بر اساس نتایج این تحقیق ملاحظه گردید که ساختار تغییرات پارامترهای پاسخ لرزه ای، بستگی مستقیم به وجود اثرات نیرومند جهت‌داری شکست و ماهیت موج گونه رکورد زلزله دارد. همچنین ضریب رفتار و پارامترهای موثر بر آن نظیر ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت افزون و ضریب کاهش مقاومت بر اساس روابط پیشنهادی توسط محققان مختلف، برای دو سازه مطالعاتی محاسبه و ارزیابی تحلیلی گردیده است.

کلمات کلیدی: قاب خمشی، رکورد زلزله، حوزه نزدیک گسل، پالس سرعت، ضریب رفتار، شکل پذیری، ضریب کاهش مقاومت، ضریب مقاومت افزون.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2020.199038.1931	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت	
doi: 10.22065/jsce.2020.199038.1931	۱۴۰۰/۰۷/۳۰	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۳۹۹/۰۶/۱۲	۱۳۹۹/۰۴/۱۹	۱۳۹۸/۰۶/۰۱	
افشین مشکوه‌الدینی meshkat@khu.ac.ir			*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:			

¹ Bundled Flexural Frame (Bundled Tube)

² Hybrid 3D Frame (Hybrid Rigid Frame)

۱- مقدمه

نیروهای ناشی از زلزله در مناطق با لرزه خیزی بالا، خرابی‌های گسترده‌ای را در المان‌های سازه‌ای به وجود می‌آورند که می‌تواند منجر به آسیب گسترده و گاهی فروپاشی کامل سازه نیز بشود. موضوعات مطالعاتی در مقوله قابلیت شکل‌پذیری و توانایی اتلاف انرژی اسکلت‌های مقاوم، در ساختارسازی ضریب رفتار (R) مطرح می‌گردد. تعریف ضریب رفتار (R) در آیین‌نامه‌های طراحی، توصیفی بر موضوع فوق است و با استفاده از این ضریب، نیاز ساختاری بر پایه توزیع نیروی جانبی و حد عملکرد ایمنی جانی سازه برای طراحی تخمین زده می‌شود. در واقع این ضریب، ظرفیت عمومی اتلاف انرژی در رفتار غیرخطی را منعکس می‌کند. ضریب رفتار به عوامل مختلفی از جمله ارتفاع سازه، سیستم مقاومت جانبی، تعداد دهانه‌های مهاربندی شده بستگی دارد. همچنین، ضریب رفتار بر اساس فاکتورهای نظیر ضریب مقاومت افزون ($R\Omega$) و ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری یا کاهش مقاومت ($R\mu$) تخمین زده می‌شود. فاکتور کاهش مقاومت نیز وابسته به ضریب شکل‌پذیری (μ) است [۱-۶].

چگونگی کاربرد و ساختارسازی روابط محاسباتی مربوط به ضریب رفتار از دیدگاه تحلیلی برای اسکلت‌های مقاوم قاب خمشی با پیکربندی سلول‌های خمشی دسته شده^۳، یک نگرش جامع با رویکرد طرح لرزه‌ای را در پی دارد. بدین لحاظ، اسکلت سازه قاب خمشی دسته شده، پایه پیکربندی یکی از مدل‌های مطالعاتی در این تحقیق است. سازه قاب خمشی محیطی به صورت یک سلول صلب منفرد طراحی شده و همچنین المان‌های ستون در فواصل نزدیک به هم توسط شاه‌تیرهای عمیق اتصال می‌یابند. توزیع تنش محوری در هر دو بخش بال و جان^۴ اسکلت مقاوم قاب خمشی محیطی، بصورت نامتقارن بوده و مرتبط با اثر لنگی برش^۵ است. بدین ترتیب، برآیند تنش محوری در ستون‌های گوشه بیشتر از ستون‌های میانی واقع در جبهه پلان سازه است. همچنین به منظور کاهش اثرات لنگی برش بر عملکرد قاب خمشی محیطی، دو ساختار سازه‌ای با نام قاب محیطی ترکیبی چندگانه^۶ و نیز قاب خمشی (محیطی) دسته شده ابداع و طراحی شده‌اند. طرح این دو سیستم سازه‌ای، امکان ایجاد فاصله بیشتر بین ستون‌ها را فراهم می‌کند. وجود قاب‌های صلب داخلی باعث توزیع یکنواخت‌تر تنش محوری در ستون‌های پیرامونی شده و به تناسب آن نیز اثرات لنگی برش، کاهش قابل ملاحظه می‌یابد [۷-۹].

در این پژوهش، مشخصات پاسخ لرزه‌ای دو ساختمان فولادی با آرایش متفاوت قاب خمشی سه بعدی بررسی گردیده است. همچنین با استفاده از رکوردهای مقیاس شده حوزه نزدیک و انجام فرایند تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی، پاسخ‌های دررفت و تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون گوشه‌ای پلان، مورد ارزیابی قرار گرفته است. با توجه به نتایج مذکور، یک مطالعه عددی بر پارامترهای موثر در ضریب رفتار نظیر ضریب شکل‌پذیری، ضریب مقاومت افزون و ضریب کاهش مقاومت بر اساس روابط ارائه شده توسط محققان مختلف برای دو سازه مطالعاتی در این پژوهش صورت گرفته است.

۲- ویژگی‌های رکوردهای حوزه نزدیک

در محدوده نزدیک گسل، ساختار حرکات زمین بطور قابل ملاحظه‌ای متاثر از مکانیسم گسیختگی و جهت انتشار شکست نسبت به ساختگاه می‌باشد. فرایند جهت داری و شکست ساختار گسل، شامل دو اثر مشخص جهت‌داری پیش‌رونده و پس‌رونده^۷ است. فرایند جهت‌داری پیش‌رونده منجر به آزاد شدن مقادیر قابل توجه انرژی جنبشی در قالب یک مولفه پالس‌گونه در تاریخچه رکورد زلزله خواهد شد. شکل (۱) نمایش دهنده یک مثال برای مطلب فوق است. همچنین، در پژوهش‌هایدن و همکاران از میان ۶۷۳ رکورد دسته‌بندی شده که ۱۴۱ عدد آن محتوی پالس بود، تعداد ۷۴ رکورد نیرومند زلزله ناشی از اثرات جهت‌داری پیش‌رونده شناسایی شد. بدین ترتیب، مشخص شد که تشکیل پالس در تاریخچه زمانی سرعت رکوردهای حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده، امری محتمل است [۱۰]. نمایش این نکته را می‌توان در شکل‌های متفاوت تاریخچه زمانی سرعت متناظر با دو مولفه افقی هر رکورد نیرومند زلزله مشاهده کرد. مولفه افقی

³ Bundled Flexural Cellules

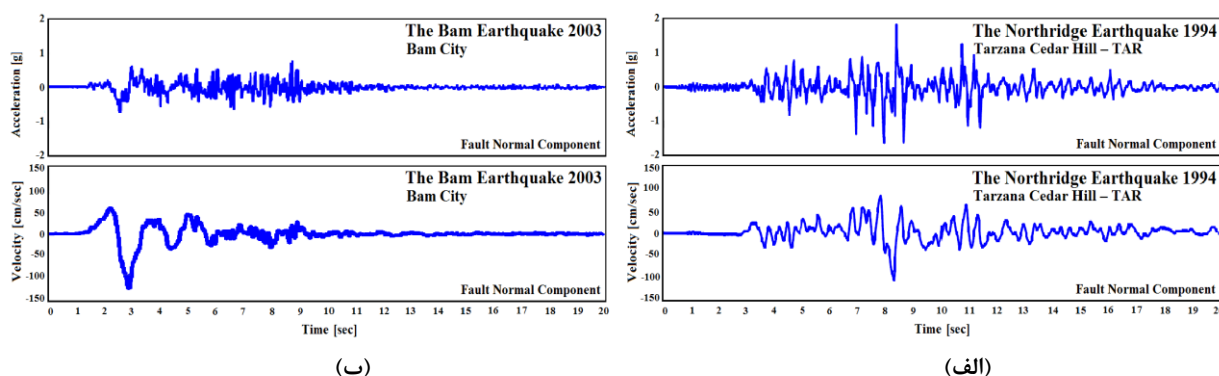
⁴ Flange and Web Parts

⁵ Shear Lag

⁶ Tube in Tube

⁷ Forward & Backward Directivity Effects

موازی با راستای عمومی صفحه شکست گسل، با نماد ^{LN} معرفی شده و مولفه نیرومندتر عمود بر جهت صفحه مذکور نیز با نشانه ^{TR} شناخته و معرفی می‌شود.



شکل ۱: نمود متفاوت اثرات نیرومند فرایند جهت‌داری در تاریخچه زمانی مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (مولفه TR) از دو رکورد BAM 2003 و TAR 1994: (الف): شتاب و سرعت زمین متناظر با رکورد اصلی زلزله شهر بم ایران، (ب): شتاب و سرعت زمین متناظر با رکورد تارزانا از زلزله نورتریج کالیفرنیا

پژوهش دباغی و همکاران (۲۰۱۸) دربرگیرنده یک گروه روابط پیشنهادی برای ساخت مدل برازشی جنبش‌های پالس‌گونه است. پارامترهای موثر در این روابط شامل نوع گسل، بزرگی زلزله، پیکره فیزیکی صفحه شکست گسل، فاصله سایت از منبع لرزه‌زا، ویژگی‌های خاک ساختگاه و پارامترهای جهت‌داری است [۱۱]. همچنین در مطالعه گیانچو و همکاران (۲۰۱۴) به بررسی اثر زلزله‌های حوزه نزدیک در اندازه تغییرشکل‌های ایجاد شده در المان‌های اسکلت مقاوم سازه، از طریق تحلیل ارتباط میان انتشار امواج زلزله و تشکیل مکانیزم‌های مفاصل پلاستیک پرداخته شده است. دامنه تغییرات این اثرات در المان‌های اسکلت مقاوم سازه، با بررسی تغییرات نرخ کرنش و شکل-پذیری اجزا و افزایش احتمال گسیختگی، مطالعه شده است [۱۲].

تفاوت اثرات بار وارده ناشی از زلزله‌های حوزه دور و نزدیک را می‌توان در دامنه تغییرات پاسخ سازه ملاحظه کرد. چنانچه یک رکورد حوزه دور به سازه اعمال شود، رفتار آن با نمود خطی و بصورت چرخه‌های پاسخ در دامنه الاستیک است. ساختار پاسخ سازه تحت رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، با توجه به وجود پالس و اسپایک‌های موجود در تاریخچه بارگذاری دینامیکی ناشی از زلزله، بیشتر متأثر از فرایند انتشار امواج لرزه‌ای در پیکره اسکلت مقاوم می‌باشد [۱۳ و ۱۴]. روند به نسبت کوتاه مدت آزاد شدن شدید انرژی رکورد ناشی از پالس سرعت و تحمیل آن به سازه، موجب تقاضای لرزه‌ای بزرگ در اسکلت مقاوم شده و نمود این اثر تحت مولفه شتاب عمود بر صفحه شکست گسل (TR) نسبت به مولفه شتاب موازی با صفحه مذکور (LN)، شدیدتر خواهد بود. اثرات لرزه‌ای ناشی از مولفه‌های شتاب زلزله و پالس-های سرعت نیز به صورت موج‌گونه در محیط ساختگاه و پیکره سازه منتشر می‌شوند. این فرایند منجر به نیاز شکل‌پذیری زیاد، تغییرشکل-های بزرگ غیرخطی و بروز شکست (احتمالی) ترد در المان‌های اسکلت مقاوم خواهد شد [۱۵ و ۱۶].

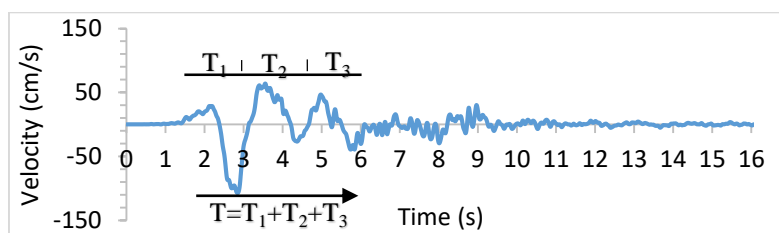
۳- رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی

نمود اثرات جهت‌داری در تاریخچه زمانی سرعت مربوط به مولفه TR از رکورد BAM در شکل (۲) نشان داده شده است. ملاحظه می‌شود که پالس پیوسته سرعت شامل سه ساختار موجی شکل به ترتیب با گام‌های زمانی برابر با $T_1=2s$ ، $T_2=1.5s$ و $T_3=1.4s$ می‌باشد. تعیین و تشخیص پالس پیوسته سرعت بر اساس روش پیشنهادی بیکر صورت گرفته و متناظر با موجک اصلی بوده که بیشترین میزان انرژی جنبشی را آزاد می‌نماید [۱۷ و ۱۸]. انرژی جنبشی آزاد شده در طی تحریک زلزله، متناظر با بازه زمانی پالس پیوسته سرعت است که در شکل (۳) دیده می‌شود. بیشترین سهم آزاد شدن انرژی جنبشی در طی گام زمانی $T_1=2s$ و در حدود ۵۵ درصد از کل انرژی مولفه TR رکورد BAM است. دو ساختار موجی شکل بعدی با گام‌های زمانی $T_2=1.5s$ و $T_3=1.4s$ به ترتیب در حدود ۲۵ درصد و ۱۲ درصد از

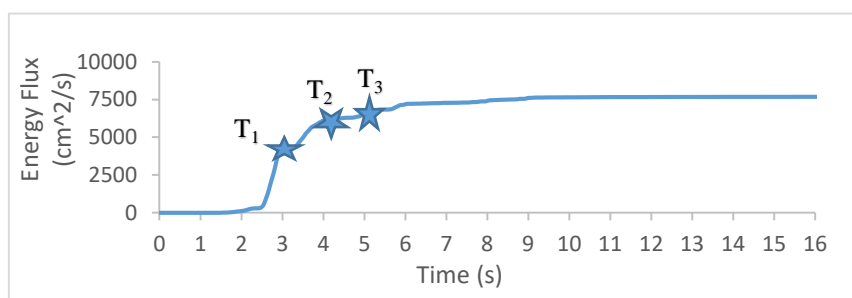
⁸ Longitudinal Component (LN)

⁹ Transverse Component (TR)

سهام انرژی جنبشی ناشی از تحریکات زلزله را شامل می‌شوند. همچنین ۸ درصد از انرژی مولفه TR رکورد BAM نیز سهم اسپایک‌ها و موجک‌های بعد از پالس اصلی سرعت می‌باشد. شایان ذکر است با توجه به ضریب مقیاس اعمالی به رکوردها، اسپایک‌های بعد از پالس اصلی سرعت دارای انرژی قابل توجهی خواهند بود. مشخصات طیفی رکوردهای مورد استفاده در این پژوهش در جدول (۱) آورده شده است [۱۹]. پارامتر T در این جدول برابر با بازه زمانی در برگیرنده پریود پالس بزرگ سرعت و اسپایک‌های پردامنه پیش و پس از آن است. همگی رکوردها به صورت مقیاس شده و سه مولفه ای به مدل مطالعاتی اعمال شده است. مولفه موازی با صفحه شکست گسل (LN) در راستای X پلان سازه، مولفه نیرومندتر عمود بر صفحه شکست گسل مولفه (TR) در راستای Y و مولفه قائم (UP) در جهت Z وارد گردیده اند.



شکل ۲: تاریخچه زمانی سرعت مولفه TR رکورد BAM حاوی پالس پیوسته سرعت با سه ساختار موجی شکل به ترتیب با گام‌های زمانی $T_1=2s$ ، $T_2=1.5s$ ، $T_3=1.4s$ ؛ پارامتر T برابر با پریود پالس سرعت، بدون احتساب بازه زمانی اسپایک‌های پس از آن است.



شکل ۳: تاریخچه زمانی روند تجمعی آزاد شدن انرژی جنبشی مولفه TR رکورد BAM شامل سه ساختار موجی شکل که به ترتیب سهم معادل ۵۵، ۲۵ و ۱۲ درصد از کل انرژی را شامل می‌شوند.

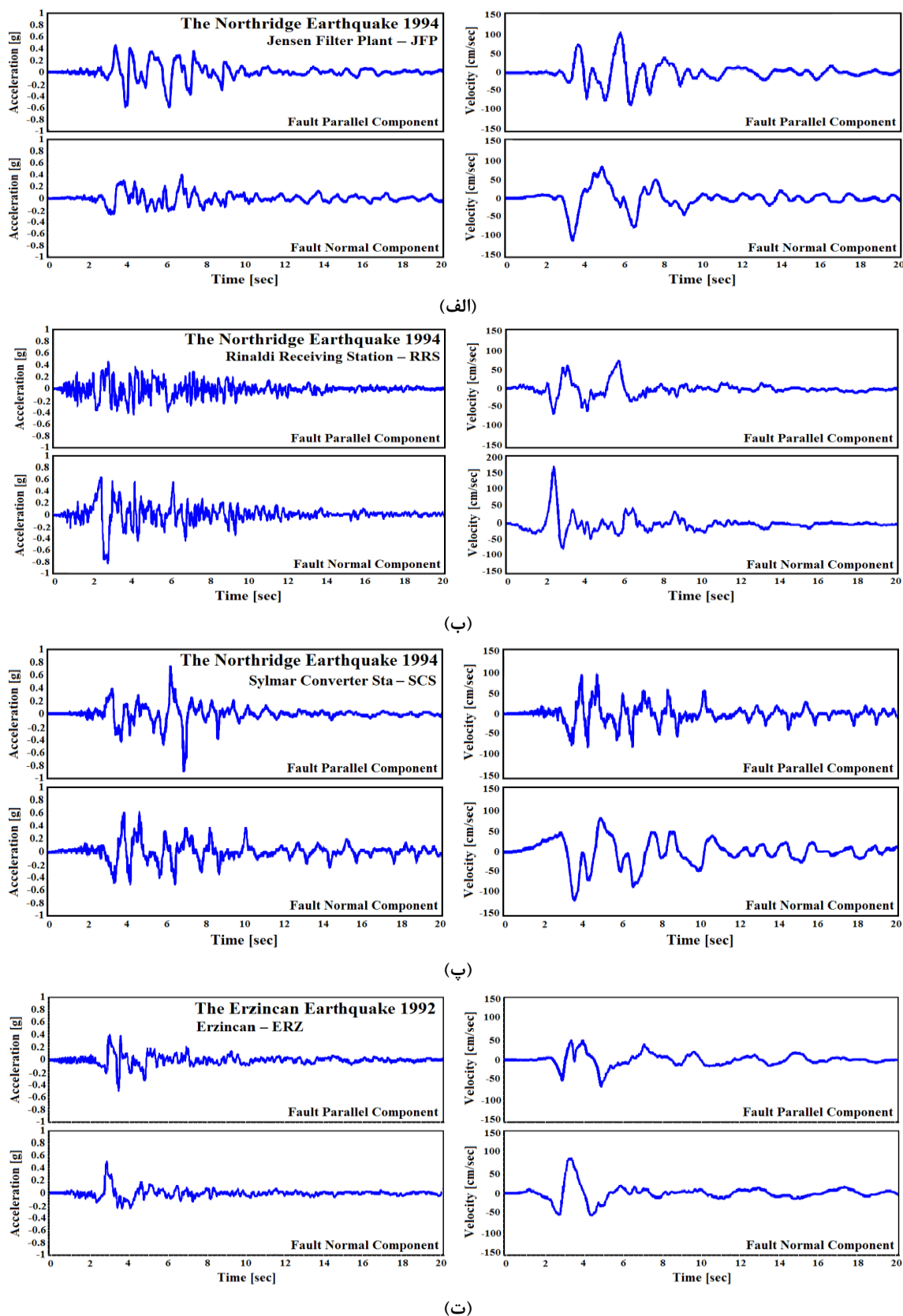
مطابق شکل (۴) اثرات جهت‌داری پیش‌رونده به روشنی در تاریخچه زمانی رکوردهای ^{13}ERZ و ^{11}SCS ، ^{11}RRS ، ^{10}JFP می‌شود. نمودارهای شتاب و سرعت رکوردهای انتخابی در شکل (۴) حاوی پالس پیوسته و مجموعه‌ای از اسپایک‌های پردامنه و متوالی می‌باشند. ساختارهای مذکور در تاریخچه زمانی هر دو مولفه LN و TR ملاحظه می‌شود. بررسی این رکوردها نشان می‌دهد که پالس‌های شتاب حاوی چندین اسپایک متوالی پردامنه با گام زمانی ۰/۵ تا ۱ ثانیه است و پالس‌های بزرگ و پیوسته سرعت نیز با پریود بیش از ۱/۵ ثانیه و در شکل ساختارهای ترکیبی موج‌گونه پدیدار شده اند.

¹⁰ Jensen Filter Plant

¹¹ Rinaldi Receiving Station

¹² Sylmar Converter Station

¹³ Erzincan



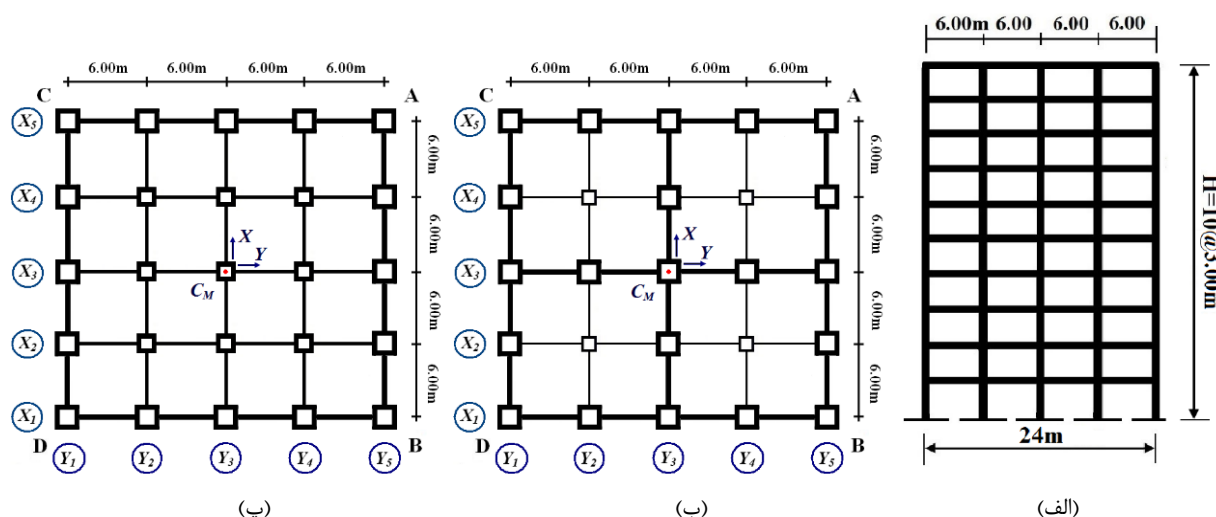
شکل ۴: نمایش پالس بزرگ و اسپایک‌های پردامنه در تاریخچه زمانی سه رکورد نیرومند از زلزله نورتریج ۱۹۹۴ کالیفرنیا و نیز رکورد اصلی زلزله ارزینکن ۱۹۹۲ ترکیه؛ (الف): رکورد جنسن فیلتر JFP، (ب): رکورد رینالدی RRS، (پ): رکورد سیلمار SCS، (ت): رکورد ERZ، (جدول ۱)

جدول ۱: مشخصات طیفی شتاب‌نگاشت‌های انتخابی در این پژوهش

رکورد زلزله	مولفه	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	T (s) پالس + اسپایک	بزرگا M _w
BAM 2003 (BAM) - 1.0km	LN	0.635	59.60	20.7	4.8	6.6
	TR	0.793	123.7	37.4	6.2	
	UP	0.999	37.66	10.1	-	
Tabas 1978 (TAB) - 3.0km	LN	0.836	97.70	39.9	12.2	7.4
	TR	0.851	121.3	104.5	16.2	
	UP	0.688	43.50	24.2	-	
Chi Chi 1999 (TCU 102) - 1.5km	LN	0.169	76.32	47.7	17.5	7.3
	TR	0.298	114.8	88.4	19.4	
	UP	0.189	56.98	51.8	-	
Erzincan 1992 (ERZ) - 2.0km	LN	0.496	64.37	22.89	5.4	6.9
	TR	0.515	83.36	27.15	6.8	
	UP	0.248	18.16	7.67	-	
Northridge 1994 Jenson Filter (JFP) 6.2km	LN	0.593	99.07	24.7	6.8	6.7
	TR	0.424	106.6	44.8	7.8	
	UP	0.399	33.90	9.75	-	
Northridge 1994 Newhall (NWH) 7.1km	LN	0.583	74.93	17.55	6.5	6.7
	TR	0.589	97.32	37.9	8.4	
	UP	0.548	31.15	15.9	-	
Northridge 1994 Rinaldi (RRS) 7.1km	LN	0.472	72.72	19.8	5.5	6.7
	TR	0.838	166.8	29.8	6.8	
	UP	0.852	51.01	11.7	-	
Northridge 1994 Sylmar (SCS) 6.2km	LN	0.897	101.3	41.1	6.1	6.7
	TR	0.612	119.5	49.8	9.2	
	UP	0.586	35.28	27.33	-	

۴- توصیف مدل‌های مطالعاتی

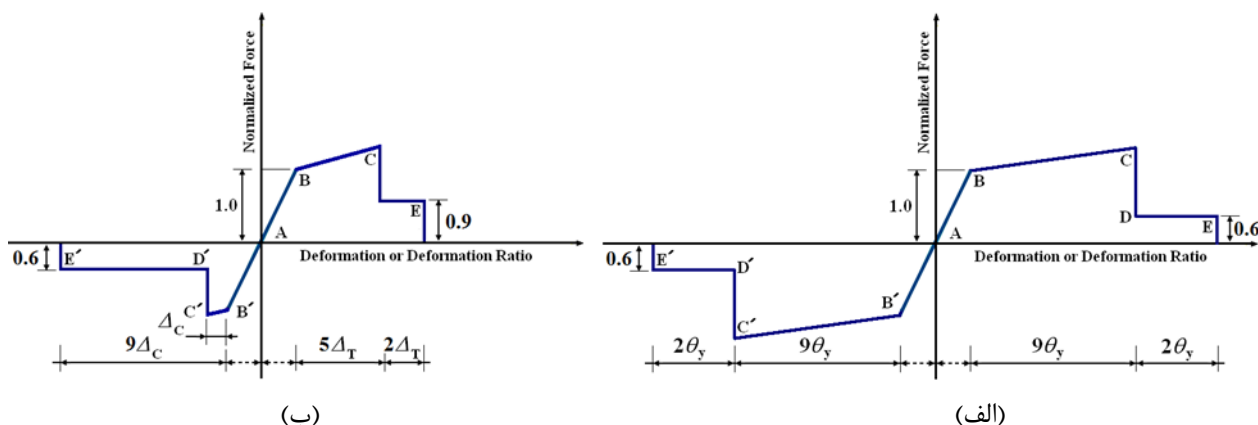
هر دو مدل مطالعاتی این پژوهش، سازه‌های میان مرتبه فولادی با اسکلت مقاوم قاب خمشی ۱۰ طبقه هستند. پلان سازه‌ها بصورت متقارن نسبت به هر دو معیار سختی و جرم بوده و چهار دهانه ۶ متری در دو جهت x و y وجود دارند. تفاوت هندسی سازه مطالعاتی اول (قاب خمشی دسته شده) با مورد دوم (قاب خمشی ترکیبی سه بعدی) در پیکربندی و آرایش ستون‌ها و شاه تیرهای اسکلت مقاوم است. مجموعه‌ای از اتصالات مفصلی و ممان‌گیر در ساختار اسکلت مقاوم، همراه با ماهیت تحلیلی تعریف شده در حوزه رفتار غیرخطی، قرار دارند. شکل (۵) نمایش‌گر هر دو سازه مطالعاتی است. خاک ساختمانی از نوع تیپ ۲ و پروژه در منطقه با پهنه بندی خطر نسبی خیلی زیاد فرض شده است. ضریب رفتار برای دو سازه مطالعاتی این پژوهش با قابلیت شکل‌پذیری متوسط، برابر با ۵ لحاظ شد. بارگذاری سازه‌ها بر پایه مبحث ششم مقررات ملی صورت گرفته است [۲۰]. بارگذاری‌های مرده و زنده اعمالی برای طبقات به ترتیب برابر ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و برای تراز بام ۵۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. مشخصات مقاطع و اعضا اسکلت مقاوم هر دو سازه مطالعاتی در جداول (۲) تا (۴) آورده شده است. روند طرح لرزه‌ای بر اساس مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران صورت گرفته و دو معیار محدودیت جابجایی نسبی طبقات و رعایت اصل ستون قوی-تیر ضعیف در اتصالات نیز لحاظ گردیده است [۲۱]. طراحی المان-های اسکلت مقاوم هر دو سازه مطالعاتی با معیار برابری پارامتر سختی جانبی طبقات انجام گردید. بدین ترتیب، امکان مقایسه و ارزیابی پاسخ‌های لرزه‌ای هر دو اسکلت مقاوم (شکل ۵) وجود دارد. مدلسازی سازه‌های مطالعاتی جهت توصیف رفتار غیرخطی المان‌های تیر و ستون، بر اساس ضوابط FEMA356 و FEMA440 انجام شده است [۲۲ و ۲۳].



شکل ۵: نما و پلان سازه های مطالعاتی با اسکلت مقاوم میان مرتبه ؛ (الف) پیکربندی نمای سازه؛ (ب) سازه قاب خمشی دسته شده (مدل ۱)؛ (پ) سازه قاب خمشی ترکیبی سه بعدی (مدل ۲)، خطوط ضخیم نمایش دهنده محور قاب های خمشی بوده و خطوط نازک نیز نشان دهنده قاب های دارای اتصالات مفصل است. اتصالات مفصل فقط در بخش داخلی چهار سلول سازه قاب خمشی دسته شده وجود دارد [۲۵].

ضرایب مقیاس در نظر گرفته شده مطابق با روش استاندارد ۲۸۰۰، با ترکیب طیف پاسخ شتاب زوج مولفه های افقی به روش جذر مجموع مربعات برای هر رکورد بدست آمده، سپس با مقایسه طیف بازتاب استاندارد ۲۸۰۰ در محدوده ۰٫۲T تا ۱٫۵T و آرون کوچکترین مقادیر عددی حاصل از کمترین فاصله میان طیف پاسخ شتاب هر رکورد با ۱٫۳ برابر طیف بازتاب، برابر با ضریب مقیاس خواهد شد.

ساختار تحلیلی و مشخصات رفتار غیرخطی برای المان های هر دو سازه مطالعاتی در (شکل ۶) ملاحظه می شود. دو مدل رفتار غیرخطی M3 و P-M2-M3 به ترتیب برای المان های تیر و ستون با اتصالات ممان گیر در هر دو سازه مطالعاتی، تعریف شده و مدل P نیز برای توصیف عملکرد غیرخطی محوری اعضای ستون در قاب های داخلی با اتصالات مفصل (قاب خمشی دسته شده) بکار برده می شوند. رکوردهای سه مولفه ای انتخابی در این پژوهش با توجه به پیرو مود اصلی سازه های مطالعاتی (جدول ۵) و رعایت ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ مقیاس شده اند [۲۴]. مقادیر ضرایب مقیاس در جدول (۶) آمده است [۲۵].



شکل ۶: معیارهای رفتار غیرخطی المان های سازه ای [۲۲ و ۲۳]؛ (الف) مفاصل غیرخطی خمشی M3 و خمشی-محوری P-M2-M3، (ب) مفصل غیرخطی محوری P

جدول ۲: مقاطع ستون‌ها در سازه ۱۰ طبقه با اسکلت قاب خمشی سه بعدی (برحسب cm)

ستون Y5	ستون Y4	ستون Y3	ستون Y2	ستون Y1	طبقه	قاب
B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	1-2	X1&X5
B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	3-4	
B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	5-6	
B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	7-8	
B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	9-10	
B50x2.5	B43x2.5	B43x2.5	B43x2.5	B50x2.5	1-2	X2&X3 &X4
B48x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B48x2.0	3-4	
B40x2.0	B34x2.0	B34x2.0	B34x2.0	B40x2.0	5-6	
B39x1.5	B34x1.5	B34x1.5	B34x1.5	B39x1.5	7-8	
B29x1.5	B25x1.5	B25x1.5	B25x1.5	B29x1.5	9-10	

جدول ۳: مقاطع ستون‌ها در سازه ۱۰ طبقه با اسکلت قاب خمشی دسته شده (برحسب cm)

ستون Y5	ستون Y4	ستون Y3	ستون Y2	ستون Y1	طبقه	قاب
B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	B50x2.5	1-2	X1&X3 &X5
B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	B48x2.0	3-4	
B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	B40x2.0	5-6	
B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	B39x1.5	7-8	
B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	B29x1.5	9-10	
B50x2.5	B36x2.5	B50x2.5	B36x2.5	B50x2.5	1-2	X2&X4
B48x2.0	B30x1.5	B48x2.0	B30x1.5	B48x2.0	3-4	
B40x2.0	B23x1.5	B40x2.0	B23x1.5	B40x2.0	5-6	
B39x1.5	B23x1.0	B39x1.5	B23x1.0	B39x1.5	7-8	
B29x1.5	B16x1.0	B29x1.5	B16x1.0	B29x1.5	9-10	

یک نکته جامع حاصل از مطالعات رفتار لرزه ای سازه ها، آن است که تحت رکوردهای حاوی اثرات ضعیف جهت داری، مشخصات و معیار غیرخطی هندسی در ایجاد تغییرشکل ها و دوران های با دامنه بزرگ حاکمیت دارد. موضوع دیگر آن که پالس پیوسته و اسپایک های پردامنه موجود در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند زلزله سبب ایجاد رفتار لرزه ای با نمود غیرخطی هندسی-مادی خواهد شد. اثرات تشدید یافته فرایند انتشار امواج زلزله در اسکلت سازه می تواند سبب بروز مشخصات بسیار متفاوت رفتار غیرخطی المان ها در حوزه تغییرشکل های بزرگ بشود.

جدول ۴: مقاطع تیرها در هر دو سازه ۱۰ طبقه با اسکلت قاب خمشی ترکیبی سه بعدی و قاب خمشی دسته شده (برحسب cm)

تیر (با دو ورق جان) X4-X5 & Y4-Y5	تیر (با دو ورق جان) X3-X4 & Y3-Y4	تیر (با دو ورق جان) X2-X3 & Y2-Y3	تیر (با دو ورق جان) X1-X2 & Y1-Y2	طبقه	قاب
2WPG 40x20x3.0	2WPG 40x20x3.0	2WPG 40x20x3.0	2WPG 40x20x3.0	1-4	X1 - X5
2WPG 40x20x2.5	2WPG 40x20x2.5	2WPG 40x20x2.5	2WPG 40x20x2.5	5-6	
2WPG 40x20x2.0	2WPG 40x20x2.0	2WPG 40x20x2.0	2WPG 40x20x2.0	7-8	Y1 - Y5
2WPG 30x15x1.5	2WPG 30x15x1.5	2WPG 30x15x1.5	2WPG 30x15x1.5	9-10	

جدول ۵: پریود سه مود اول ارتعاشی سازه های مطالعاتی شکل ۴ (بر حسب ثانیه)

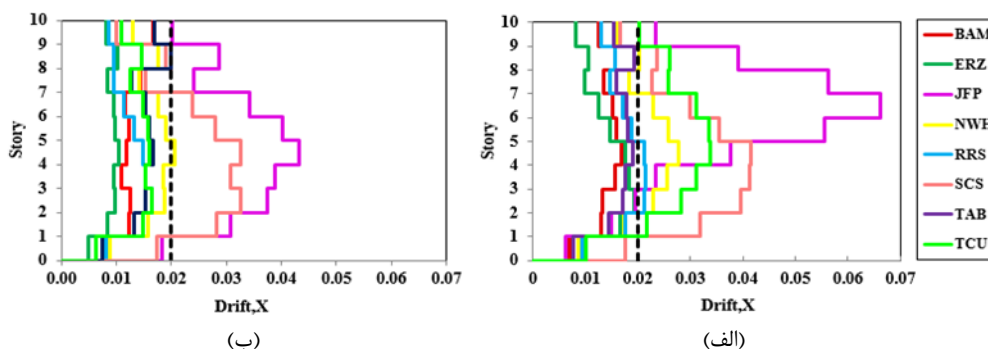
سازه مطالعاتی	مود انتقالی اول (محور X)	مود انتقالی اول (محور Y)	مود پیچشی اول (محور Z)
قاب خمشی دسته شده (مدل ۱)	1.80	1.80	1.33
قاب خمشی ترکیبی سه بعدی (مدل ۲)	1.52	1.52	1.24

جدول ۶: ضرایب مقیاس محاسباتی رکوردها برای سازه‌های مطالعاتی

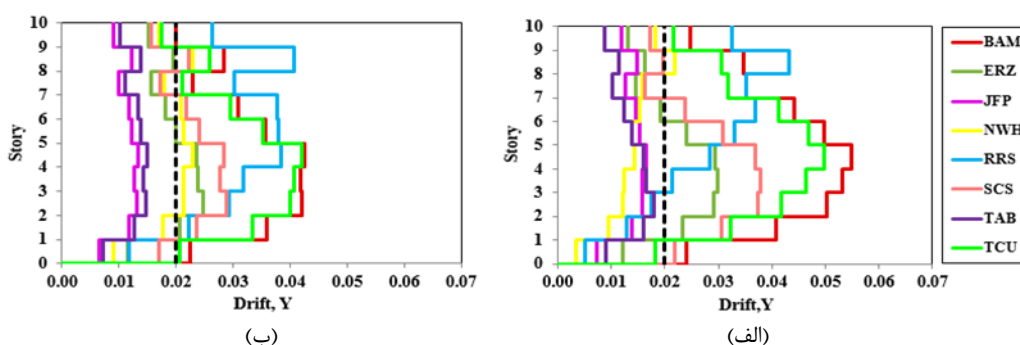
TCU 102	SCS	RRS	NWH	JFP	ERZ	TAB	BAM	ضرایب مقیاس رکورد زلزله
2.85	1.90	1.65	1.65	1.65	1.35	1.66	2.24	قاب خمشی دسته شده (مدل ۱)
2.92	2.09	1.65	1.73	1.61	1.67	1.67	2.24	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی (مدل ۲)

۵- پارامترهای پاسخ سازه‌های مطالعاتی

در این مطالعه، پارامترهای رفتار دینامیکی سازه‌های مطالعاتی تحت رکوردهای انتخابی مورد ارزیابی قرار گرفت. همگی تحلیل‌های غیرخطی با نرم افزار SAP2000 انجام گردید [۲۶]. پیوند سه مود اول ارتعاشی سازه‌های مطالعاتی در جدول (۵) آورده شده است. با توجه به بزرگ تر بودن پیوند نخستین مودهای انتقالی محورهای X و Y نسبت به پیوند مود پیچشی، رفتار لرزه‌ای هر دو سازه مطالعاتی بر پایه معیار عملکرد پیچشی سخت خواهد بود. پارامترهای بررسی شده پاسخ لرزه‌ای شامل بیشینه دررفت و تاریخچه زمانی نیروی محوری ستون انتخابی گوشه اکس D در طبقه اول می‌باشد. شکل‌های (۷) و (۸) نمایش گر تغییرات پوش بیشینه دررفت (تغییرمکان نسبی طبقات) هستند. سازه با اسکلت مقاوم قاب خمشی ترکیبی، دررفت‌های کمتری نسبت به سازه با اسکلت مقاوم قاب خمشی دسته شده دارد. سازه قاب خمشی ترکیبی دارای پارامتر مقاومت بیشتری نسبت به سازه قاب خمشی دسته شده است و دامنه تغییرات پاسخ لرزه‌ای آن نیز تا حدودی کمتر می‌باشد.

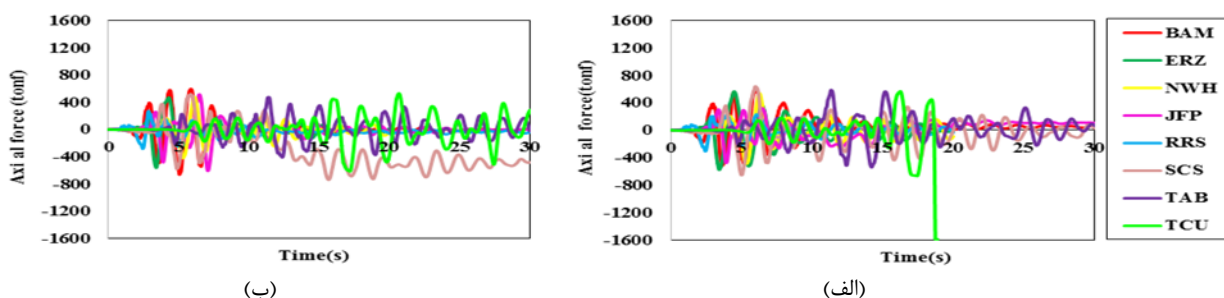


شکل ۷: پوش بیشینه جابجایی نسبی (دررفت) طبقات در راستای X پلان؛ (الف) سازه قاب خمشی دسته شده، (ب) سازه قاب خمشی ترکیبی.



شکل ۸: پوش بیشینه جابجایی نسبی (دررفت) طبقات در راستای Y پلان؛ (الف) سازه قاب خمشی دسته شده، (ب) سازه قاب خمشی ترکیبی.

نکته دیگر آن که رکوردهای مقیاس شده، دارای اثرات افزایشی در اندازه دامنه اسپایک‌های شتاب و سرعت هر سه مولفه می‌باشند. این موضوع برای رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت‌داری پیش‌رونده، دارای نمود به مراتب بزرگتری است. همچنین در راستای Y نیز دامنه دررفت بیشتری تحت برخی رکوردها در پاسخ هر دو سازه مشاهده می‌شود. تاریخچه زمانی مؤلفه عمود بر صفحه شکست گسل (مؤلفه TR) رکوردهای جدول (۱)، حاوی ساختارهای موج‌گونه بزرگتر و با دامنه بیشتر می‌باشد. شکل (۹) تاریخچه زمانی تغییرات نیروی محوری ستون گوشه اکس D (شکل ۵) تحت رکوردهای جدول (۱) را نشان می‌دهد.



شکل ۹: تاریخچه نیروی محوری ستون گوشه (آکس D) طبقه اول (شکل ۵): (الف) سازه قاب خمشی دسته شده، (ب) سازه قاب خمشی ترکیبی.

نتایج مطالعات این پژوهش نشان می‌دهد که تحت اثر رکوردهای نیرومند مقیاس شده، یک روند مشخص تشکیل و گسترش مشخصات رفتار غیرخطی با دامنه بزرگ در شاه تیرها و بویژه المان‌های ستون در قاب‌های خمشی هر دو سازه مطالعاتی پدیدار می‌شود. این فرایند نیز همراه با وقوع تدریجی کاهش سختی و زوال مقاومت در اسکلت مقاوم سازه است. بدین ترتیب با بزرگ شدن دامنه پاسخ المان‌های اصلی سازه در حوزه غیرخطی هندسی و مادی، پدیدار شدن وضعیت کمانش‌های پلاستیک و ناپایداری دینامیکی نیز افزایش شدید خواهد یافت. بدین ترتیب، یک روند تشدید یافته شکل‌گیری و توسعه حوزه‌های غیرخطی با مولفه‌های تنش نزدیک به حد تسلیم و دامنه تغییرشکل‌های به نسبت بزرگ در اسکلت سازه ایجاد خواهد شد. نمود و مشخصه این فرایند نیز در قالب کاهش سختی، نرم‌شدگی و تسلیم‌های موضعی، بویژه در المان‌های اصلی و ستون‌های طبقات پایینی سازه، اتفاق می‌افتد.

ستون گوشه آکس D (شکل ۵) تحت رکورد TCU^{14} در سازه با اسکلت قاب خمشی دسته شده و نیز تحت رکورد SCS در سازه با اسکلت قاب خمشی ترکیبی، پس از وارد شدن اثرات شدید دینامیکی حاصل از پالس بزرگ سرعت این شتاب‌نگاشت‌ها در وضعیت تسلیم قرار گرفته است. همچنین، تحت اعمال رکورد TCU بر سازه قاب خمشی دسته شده در ثانیه ۱۹م این شتاب‌نگاشت، نیروی محوری ستون به حدود ۱۶۰۰ تن رسیده و این مقدار تا پایان بازه زمانی رکورد بصورت ثابت می‌ماند. عملکرد نهایی این المان ستون در نزدیک سطح فروریزش قرار دارد.

۶- فرمول‌بندی ضریب رفتار

مفهوم روش طراحی لرزه ای بر پایه نیرو با استفاده از طیف الاستیک که با یک ضریب کاهش به معیار سیستم غیرخطی معادل تبدیل شده، توضیح داده می‌شود. این ضریب کاهش نیرو یا ضریب اصلاح پاسخ (ضریب R یا q) نقش مهمی در تخمین نیروهای طراحی سازه دارد. مقدار آن نیز به پارامترهایی که به صورت مستقیم تحت تاثیر ظرفیت اتلاف انرژی سازه است، بستگی دارد. این پارامترها عبارت از شکل‌پذیری، میرایی ویسکوز و ظرفیت مقاومتی ناشی از نامعینی و مقاومت افزون اعضا می‌باشند. یک تعریف جامع از ضریب رفتار بر پایه مولفه وابسته شکل‌پذیری و مقاومت افزون و میرایی به صورت زیر است:

$$R = R\Omega \times R\mu \times R\zeta \quad (1)$$

در این رابطه، فاکتور $R\Omega$ ضریب مقاومت افزون، $R\mu$ ضریب کاهش و $R\zeta$ ضریب کاهش میرایی است که برای پاسخ‌های خطی و غیرخطی بطور تقریبی برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود. بدین ترتیب، رابطه محاسباتی ضریب رفتار به صورت زیر است [۲۷]:

$$R = R\mu \times R\Omega \quad (2)$$

¹⁴ Taiwan Chi Chi 1999 - Unit 102

۷- ضریب کاهش مقاومت

نتایج مطالعات نشان می‌دهد که ضریب کاهش مقاومت به طور عمده تحت تاثیر سیستم سازه و شرایط خاک در ساختمان می‌باشد. همچنین کاهش نیروها به علت رفتار هیسترتیک غیرخطی از طریق ضریب کاهش مقاومت بیان شده است. دستیابی به مینیمم ظرفیت مقاومت جانبی که منجر به کنترل کافی تغییرشکل‌های غیرالاستیک در طول جنبش‌های قوی زمین بشود، در گرو تخمین مناسبی از ضریب کاهش مقاومت می‌باشد. در این مقاله نتایج پارامتری حاصل از تحقیقات گذشته برای تخمین ضریب کاهش مقاومت هر دو سازه مطالعاتی (شکل ۵) از روش‌های ذکر شده ذیل، مورد بررسی و مقایسه قرار گرفته است. بزرگی ضریب کاهش مقاومت به صورت عمده، تابعی از ماکزیمم نیاز شکل‌پذیری، جابجایی قابل تحمل، پیوند سیستم و شرایط خاک ساختمان می‌باشد. این ضریب به میزان بسیار کمی تحت تاثیر عواملی از قبیل نوع رفتار هیسترتیک و میرایی سازه و فاصله از مرکز سطحی زلزله می‌باشد. بدین ترتیب، ضریب کاهش مقاومت به صورت زیر محاسبه می‌شود [۲۸]:

$$R_{\mu} = R_{\mu}(T, \mu_i) \quad (3)$$

پارامتر T پیوند سازه و μ_i نیز فاکتور شکل‌پذیری می‌باشند.

۷-۱- مرور مطالعات پیشین

Newmark and Hall: نیومارک و هال با بررسی زلزله El Centro کالیفرنیا در سال ۱۹۴۰ میلادی، مشاهده نمودند که در ناحیه فرکانس پایین و متوسط طیف، سیستم‌های الاستیک و غیر الاستیک دارای جابجایی به طور تقریبی برابر می‌باشند و نیز در ناحیه با فرکانس خیلی بالا، برآیند نیروی برابر حاصل می‌شود. این مشاهدات منجر به تدوین روند پیشنهادی برای بدست آوردن طیف غیرالاستیک از طیف الاستیک شد. ضریب کاهش مقاومت (R_{μ}) بر پایه نظر Newmark and Hall به صورت زیر است [۲۹]:

$$R_{\mu} = 1 \quad ; T \leq 0.03 \text{ sec} \quad (4)$$

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1} \quad ; 0.12 \text{ sec} \leq T \leq 0.5 \text{ sec} \quad (5)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad ; T \geq 1 \text{ sec} \quad (6)$$

Lai and Biggs: ضریب کاهش مقاومت پیشنهادی مطابق رابطه زیر می‌باشد:

$$R_{\mu} = \alpha + \beta (\text{Log } T) \quad (7)$$

مقادیر ضرایب α و β برای پیوندهای بین ۰٫۱ تا ۴ ثانیه و مقادیر شکل‌پذیری ۲ تا ۵، در مرجع [۳۰] آمده است. روند تغییرات این ضرایب کاهش مقاومت در صفحه نیمه لگاریتمی به صورت خطی می‌باشند. ضرایب α و β به نسبت شکل‌پذیری و ناحیه طیفی (در بازه پیوند $0.1 \text{ sec} < T < 0.4 \text{ sec}$) وابسته هستند [۳۰].

Riddell, Hidalgo and Cruz: این مطالعه بر پایه طیف غیرالاستیک محاسبه شده برای چهار دسته رکورد زلزله می‌باشد که برای سیستم یک درجه آزاد با رفتار هیسترتیک الاستوپلاستیک با ۵ درصد میرایی محاسبه شده است. ضریب کاهش مقاومت پیشنهادی در تحقیق مذکور شامل دو بخش خطی زیر می‌شوند:

$$R_{\mu} = 1 + [(R^* - 1)/T^*] \times T \quad ; 0 \leq T \leq T^* \quad (8)$$

$$R_{\mu} = R^* \quad ; 0 \leq T \leq T^* \quad (9)$$

مقادیر T^* از ۰,۱ تا ۰,۴ ثانیه برای نسبت‌های شکل‌پذیری ۲ تا ۸ و مقدار R^* در مرجع [۳۱] آمده است.

Arias and Hidalgo: بر پایه متوسط ضرایب کاهش مقاومت محاسبه شده توسط Riddell و همکاران، نتیجه این مطالعه بصورت معادله‌ای برای محاسبه ضریب کاهش مقاومت پیشنهاد شده که شامل منحنی غیرخطی برای هر دامنه پریودیک می‌باشد. عبارت پیشنهادی به صورت زیر است:

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{KT_0 + \frac{T}{\mu-1}} \quad (10)$$

ضریب K و T برای گروه‌های مختلف زمین لرزه متغیر است. مقادیر پارامترهای $K=0.1$ و $T_0=0.2$ در نظر گرفته شده اند [۳۲].

Miranda: نتایج آورده شده در مرجع [۳۳] پوشش‌دهنده بررسی تاثیر ویژگی‌های جنبش‌های قوی زمین و تاثیر محلی شرایط سایت بر ضریب کاهش مقاومت است. در این موضوع، تعداد به نسبت زیادی زمین لرزه در گستره وسیعی از خاک‌های مختلف مورد ارزیابی قرار گرفت و این نتیجه حاصل شد که شرایط خاک ساختگاه تاثیر قابل توجهی بر روی ضریب کاهش مقاومت داشته، در حالی که بزرگی و فاصله از رومرکز زلزله تاثیر ناچیزی بر این ضریب دارد. رابطه ارایه شده توسط میراندا برای محاسبه ضریب کاهش مقاومت به صورت زیر است [۳۳]:

$$R_{\mu} = \frac{\mu-1}{\phi} + 1 \geq 1 \quad (11)$$

پارامتر ϕ در رابطه فوق تابعی از T ، μ و شرایط خاک ساختگاه می‌باشد و از فرمول زیر بدست می‌آید:

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T-\mu T} - \frac{2}{5T} \exp\left(-2\left(\ln T - \frac{1}{5}\right)^2\right) \quad \text{ساختگاه با پوشش خاک رس} \quad (12)$$

$$\phi = 1 + \frac{1}{10T-\mu T} - \frac{1}{2T} \exp\left(-\frac{3}{2}\left(\ln T - \frac{3}{5}\right)^2\right) \quad \text{ساختگاه با پوشش سخت و سنگی:}$$

$$\phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp\left(-3\left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4}\right)^2\right) \quad \text{ساختگاه با پوشش خاک نرم:}$$

T_g پریود غالب رکورد است و به عنوان پریود نظیر ماکزیمم سرعت نسبی زمین در سیستم الاستیک خطی با میرایی ۵٪ تعریف می‌شود.

۸- محاسبه ضریب شکل‌پذیری سازه‌های مطالعاتی

بر پایه مطالعات، با ساختارسازی رفتار کلی سازه به شکل یک منحنی ارتجاعی-خمیری کامل (منحنی دو خطی)، ضریب شکل‌پذیری کلی به صورت خارج قسمت حداکثر تغییرمکان جانبی Δ_{max} به تغییرمکان جانبی تسلیم Δ_y تعریف می‌شود [۳۴ و ۳۵].

$$\mu_s = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (13)$$

در این پژوهش، تمامی تحلیل‌ها به صورت دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی انجام شدند. همچنین، وضعیت تسلیم اولیه و تسلیم نهایی از روی روند تشکیل مفاصل غیرخطی FEMA در اسکلت مقاوم سازه‌های مطالعاتی، تشخیص داده شده و تعیین گردید. نکته دیگر آن که وضعیت ایجاد تسلیم اولیه در سطح عملکرد آستانه فروریزش و تسلیم نهایی در حالت فروریزش که بر اساس شکل‌گیری مفاصل غیرخطی FEMA مشخص شده بود، در نظر گرفته شد. شکل‌پذیری طبق رابطه (۱۳) محاسبه شده و مقدار آن برای رکوردهای مختلف زلزله در جدول (۷) آورده شده است. محاسبات پارامترهای ضریب رفتار به صورت میانگین‌گیری از پاسخ غیرخطی حاصل از اعمال

زلزله‌های حوزه نزدیک (جدول ۱) حاوی اثرات نیرومند جهت‌داری پیش‌رونده (Forward Directivity) انجام شد. سپس با محاسبه میانگین مقادیر شکل‌پذیری بدست آمده ذیل (جدول ۷) مقدار شکل‌پذیری نهایی در راستای X پلان سازه (شکل ۵) محاسبه شده و در جدول (۸) مشخص است. همین روش تحلیلی نیز برای محاسبه مقدار شکل‌پذیری نهایی در راستای Y پلان سازه‌های مطالعاتی بکار برده شد، (جدول‌های ۹ و ۱۰).

جدول ۷: ضریب شکل‌پذیری و اجزای تشکیل دهنده آن برای سازه‌های مطالعاتی در راستای X پلان

رکورد زلزله	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی			قاب خمشی دسته شده		
	Δ_{max} (m)	Δ_y (m)	$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$	Δ_{max} (m)	Δ_y (m)	$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$
E06	0.030	0.009	3.34	0.032	0.018	1.78
TCU	0.024	0.021	1.15	0.044	0.013	3.39
BAM	0.005	0.004	1.25	0.020	0.003	6.67
TAB	0.025	0.016	1.57	0.033	0.012	2.75
ERZ	0.020	0.019	1.05	0.022	0.012	1.83
SCS	0.030	0.025	1.20	0.038	0.023	1.65
JFP	0.046	0.045	1.02	0.021	0.019	1.11
NWH	0.024	0.006	4.00	0.054	0.053	1.02
RRS	0.019	0.013	1.46	0.022	0.016	1.38

جدول ۸: شکل‌پذیری نهایی محاسبه شده برای سازه‌های مطالعاتی در راستای X پلان

قاب خمشی دسته شده	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی	ضریب شکل‌پذیری
2.40	1.80	μ

جدول ۹: ضریب شکل‌پذیری و اجزای تشکیل دهنده آن برای سازه‌های مطالعاتی در راستای Y پلان

رکورد زلزله	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی			قاب خمشی دسته شده		
	Δ_{max} (m)	Δ_y (m)	$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$	Δ_{max} (m)	Δ_y (m)	$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$
E06	0.056	0.025	2.24	0.063	0.024	2.62
TCU	0.051	0.020	2.55	0.062	0.059	1.05
BAM	0.0678	0.060	1.13	0.063	0.017	3.70
TAB	0.028	0.015	1.87	0.030	0.018	1.67
ERZ	0.058	0.056	1.04	0.075	0.062	1.21
SCS	0.029	0.020	1.45	0.032	0.024	1.33
JFP	0.047	0.013	3.62	0.021	0.014	1.50
NWH	0.062	0.059	1.05	0.035	0.024	1.46
RRS	0.067	0.052	1.29	0.051	0.010	5.10

جدول ۱۰: شکل‌پذیری نهایی محاسبه شده برای سازه‌های مطالعاتی در راستای Y پلان

قاب خمشی دسته شده	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی	ضریب شکل‌پذیری
2.18	1.81	μ

طبق مقادیر شکل‌پذیری بدست آمده در جدول‌های (۸) و (۱۰) برای سازه قاب خمشی دسته شده، در هر دو راستا مقادیر بزرگتری نسبت به سازه قاب خمشی ترکیبی بدست آمد. همچنین با توجه به نمودارهای پوش بیشینه دریافت در شکل‌های (۷) و (۸)، پاسخ غیرخطی سازه قاب خمشی دسته شده مقادیر بیشتری برای این پارامتر نسبت به سازه قاب خمشی ترکیبی دارد. بدین ترتیب از آنجایی که دریافت رابطه مستقیم با شکل‌پذیری دارد، مقدار تخمین زده شده در جدول‌های (۸) و (۱۰) منطقی می‌باشند.

۹- محاسبه ضریب کاهش مقاومت سازه‌های مطالعاتی

با توجه به مقایسه رابطه ها و استدلال‌های ارائه شده توسط پژوهشگران در بخش قبل، مقادیر ضریب کاهش مقاومت در دو راستا از روش‌های ارائه شده، محاسبه گردیده و در جدول (۱۱) آورده شده است. در پژوهش حاضر برای محاسبه ضریب رفتار سازه‌های مطالعاتی، مقدار ضریب کاهش مقاومت بدست آمده از رابطه میراندا [۳۳] برای خاک رسوبی لحاظ شده است.

جدول ۱۱: ضریب کاهش مقاومت از روش‌های تحقیقاتی برای سازه‌های مطالعاتی در راستای X و Y پلان

روش‌های تخمینی ضریب کاهش مقاومت	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی		قاب خمشی دسته شده	
	(R _μ) x	(R _μ) y	(R _μ) x	(R _μ) y
Newmark and Hall [29]	1.85	1.82	2.38	2.18
Biggs and Lai [30]	1.89	1.89	2.13	2.00
Riddell, Hidalgo, Cruz [31]	2.00	2.18	2.30	2.00
Hidalgo and Arias [32]	1.84	1.82	2.28	2.16
Miranda [33]	2.03	2.00	2.50	2.32

ضریب کاهش مقاومت بدست آمده از روش تحقیق Lai و Biggs برای سازه قاب خمشی دسته شده در هر دو راستای پلان، مقادیر محافظه کارانه‌تری نسبت به روش‌های دیگر دارد. مقایسه مقادیر محاسبه شده در جدول (۱۱) نشان می‌دهد که مقادیر ضریب کاهش مقاومت برای سازه قاب خمشی ترکیبی نسبت به سازه قاب خمشی دسته شده، کمتر می‌باشد. مقایسه نمودارهای پارامترهای پاسخ در شکل‌های (۷) تا (۹) نشان می‌دهد که سازه قاب خمشی ترکیبی ظرفیت مقاومت جانبی بیشتری داشته و دیرتر دچار دامنه‌های بزرگ در حوزه رفتار غیرخطی و ناپایداری دینامیکی می‌شود. بنابراین با فرض یکسان بودن شرایط خاک برای دو سازه، کمتر بودن ضریب کاهش مقاومت سازه قاب خمشی ترکیبی نسبت به سازه قاب خمشی دسته شده، منطقی و قابل توجیه است.

۱۰- محاسبه ضریب مقاومت افزون سازه‌های مطالعاتی

مقاومت ذخیره ای که بین تراز تسلیم کلی سازه و تراز اولین تسلیم وجود دارد، به عنوان ظرفیت مقاومت افزون شناخته می‌شود. از این رو پارامتر R_{Ω} یا همان ضریب مقاومت افزون عبارت از خارج قسمت برش پایه متناظر با حد تسلیم کلی سازه به هنگام تشکیل مکانیزم خرابی (V_y) به برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه (V_s) است [۳۴].

$$R_{\Omega} = V_y / V_s \quad (14)$$

مقادیر ضریب مقاومت افزون برای سازه‌های مطالعاتی (شکل ۵)، بر پایه ارزیابی نتایج تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی تحت رکوردهای حوزه نزدیک مقیاس شده (جدول ۱) و پارامترهای محاسباتی در رابطه (۱۴) حاصل می‌گردد. مقادیر ضریب مقاومت افزون متناظر با اعمال هریک از رکوردهای انتخابی حاوی دو مولفه افقی به ترتیب برای راستاهای X و Y پلان سازه‌های مطالعاتی در جدول‌های (۱۲) و (۱۴) داده شده‌اند. میانگین عددی مقادیر مقاومت افزون بدست آمده در محاسبات فوق نیز به عنوان مقدار مقاومت افزون کلی در راستاهای X و Y پلان، در جدول‌های (۱۳) و (۱۵) تنظیم گردیده‌اند.

جدول ۱۲: ضریب مقاومت افزون و اجزای تشکیل دهنده آن برای سازه های مطالعاتی در راستای X پلان

رکورد زلزله	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی			قاب خمشی دسته شده		
	برش پایه بر حسب تن (آستانه فروریزش)	برش پایه بر حسب تن (آستانه تسلیم)	R_{Ω}	برش پایه بر حسب تن (آستانه فروریزش)	برش پایه بر حسب تن (آستانه تسلیم)	R_{Ω}
E06	2753.12	524.70	5.25	1853.83	858.97	2.16
TCU	2561.75	2222.6	1.15	2044.62	1867.12	1.10
BAM	559.781	175.113	3.20	2018.45	1197.82	1.69
TAB	1176.88	332.55	3.54	2299.89	1183.37	1.94
ERZ	2478.94	2438.06	1.02	1677.28	2018.61	0.83
SCS	2798.93	1707.44	1.64	2150.01	1799.21	1.20
JFP	2087.71	1960.34	1.06	1493.12	488.90	3.05
NWH	1852.73	1522.48	1.22	2973.63	1394.0	2.13
RRS	1939.07	880.52	2.20	1666.36	612.91	2.72

جدول ۱۳: ضریب مقاومت افزون محاسبه شده برای سازه های مطالعاتی در راستای X پلان

ضریب مقاومت افزون	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی	قاب خمشی دسته شده
R_{Ω}	2.25	1.87

شایان ذکر است که پراکندگی مقادیر بدست آمده برای ضریب شکل پذیری و ضریب مقاومت افزون تحت اثر رکوردهای نیرومند مقیاس شده، به دلیل وجود اسپایک های پر دامنه شتاب به همراه پالس بزرگ و پیوسته سرعت در تاریخچه زمانی جنبش زمین است. دامنه فرکانس های پرنرزی موجود در طیف فوریه رکوردهای حوزه نزدیک حاوی اثرات جهت داری، دارای نمود متفاوتی است.

جدول ۱۴: ضریب مقاومت افزون و اجزای تشکیل دهنده آن برای سازه های مطالعاتی در راستای Y پلان

رکورد زلزله	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی			قاب خمشی دسته شده		
	برش پایه بر حسب تن (آستانه فروریزش)	برش پایه بر حسب تن (آستانه تسلیم)	R_{Ω}	برش پایه بر حسب تن (آستانه فروریزش)	برش پایه بر حسب تن (آستانه تسلیم)	R_{Ω}
E06	3757.92	3237.32	1.16	2603.76	2187.07	1.19
TCU	2994.67	2742.29	1.09	2173.10	1569.87	1.39
BAM	4056.03	1795.35	2.26	2726.59	1648.58	1.65
TAB	2786.05	754.146	3.69	2298.15	2265.56	1.01
ERZ	3723.24	2854.20	1.30	3023.94	2349.46	1.29
SCS	2691.87	876.68	3.07	2061.60	422.83	4.88
JFP	3815.357	2345.42	1.63	1795.85	1771.71	1.01
NWH	3693.84	3089.34	1.20	3703.01	3423.07	1.08
RRS	4899.12	2907.44	1.70	3080.25	1750.73	1.76

جدول ۱۵: ضریب مقاومت افزون محاسبه شده برای سازه های مطالعاتی در راستای Y پلان

ضریب مقاومت افزون	قاب خمشی ترکیبی سه بعدی	قاب خمشی دسته شده
R_{Ω}	1.9	1.7

طبق نتایج جدول‌های (۱۳) و (۱۵)، ضریب مقاومت افزون برای سازه با اسکلت مقاوم قاب خمشی ترکیبی مقادیر عمومی بیشتری نسبت به سازه با اسکلت مقاوم قاب خمشی دسته شده دارد. این موضوع نیز با توجه به قابلیت بالاتر اسکلت مقاوم قاب خمشی ترکیبی نسبت به پایداری در برابر دو روند کاهش سختی و زوال مقاومت، استنباط می‌گردد.

۱۱- محاسبه ضریب رفتار سازه‌های مطالعاتی

با محاسبه ضریب مقاومت افزون و ضریب کاهش مقاومت می‌توان با کاربرد رابطه (۲)، ضریب رفتار سازه‌های مطالعاتی را متناظر با هر دو راستای X و Y پلان محاسبه نمود. نتایج محاسبات در جدول (۱۶) آورده شده است.

جدول ۱۶: تخمین ضریب رفتار محاسبه شده برای سازه‌های مطالعاتی در راستای X و Y پلان

قاب خمشی ترکیبی سه بعدی				قاب خمشی دسته شده				جهت
R	R _Ω	R _μ	μ	R	R _Ω	R _μ	μ	
4.56	2.25	2.03	1.80	4.68	1.87	2.5	2.40	X
3.80	1.90	2.00	1.81	3.94	1.70	2.32	2.18	Y

ضریب رفتار لحاظ شده در طرح لرزه‌ای اسکلت متشکل از پانل‌های خمشی هر دو سازه مطالعاتی برابر با ۵ بر طبق استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد. ضریب رفتار تخمینی محاسبه شده برای دو سازه مطالعاتی این پژوهش به این مقدار به نسبت نزدیک است. ضریب رفتار برای هر دو سازه در راستای Y پلان دارای مقدار تخمینی کمتری می‌باشد. این موضوع نیز به علت قوی‌تر بودن مولفه عمود بر صفحه شکست گسل (TR) رکورد زلزله و وجود پالس‌های پرنرژی در تاریخچه زمانی، نسبت به مولفه موازی با صفحه شکست گسل (LN) است. بدین لحاظ، نیاز به برقراری پایداری دینامیکی و بالا بردن قابلیت مقاومت در برابر ایجاد چرخه‌های تغییرمکانی غیرخطی برای ارتعاشات راستای Y اسکلت مقاوم بیشتر بوده و مستلزم نمود ایستایی بیشتر در ناحیه ارتجاعی است. همچنین با نگرش کاربردی بر این موضوع، یکسان بودن ضریب رفتار برای دو راستای اصلی این سازه‌های مطالعاتی با اسکلت متقارن در نظر خواهد بود.

۱۲- نتیجه‌گیری

این پژوهش، در برگزیده یک بررسی تحلیلی بر روی رفتار لرزه‌ای غیرخطی دو سازه میان مرتبه با اسکلت مقاوم قاب خمشی ترکیبی و نیز قاب خمشی دسته شده است. رکوردهای انتخابی حاوی پالس‌های نیرومند و پر دامنه در تاریخچه زمانی سرعت بوده و به صورت سه مولفه‌ای و مقیاس شده به سازه‌های مطالعاتی اعمال گردید. پالس‌های بزرگ و پر دامنه مشخص سرعت در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، توانایی القای انرژی جنبشی بسیار زیاد را در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه به اسکلت مقاوم سازه دارند. مشخصه رفتار لرزه‌ای سازه‌ها تحت اثر رکوردهای نیرومند حوزه نزدیک، به صورت کاهش پارامتر سختی و بیشتر شدن روند زوال مقاومت است. بروز این دو اثر تا نیمه اول پالس بزرگ سرعت، بیشتر با نمود غیرخطی هندسی بوده و عملکرد المان‌های اصلی سازه در زیر حد تسلیم است. ایجاد ماهیت رفتار لرزه‌ای با نمود غیرخطی هندسی-مادی، بویژه با گذر از اوج پالس سرعت و آزاد شدن بخش زیادی از انرژی جنبشی رکورد صورت می‌گیرد. مشخصات تحلیلی این رفتار به شکل روند افزایشی نرم شدن اسکلت مقاوم، تشکیل و گسترش سریع حوزه‌های غیرخطی است. ایجاد دامنه‌های ماندگار و برگشت‌ناپذیر برای تغییرمکان و دریافت جانبی سازه، به همراه حاکمیت وضعیت نیرو کنترل برای تعدادی از المان‌های اصلی اسکلت مقاوم صورت خواهد گرفت.

نتیجه جامع دیگر این پژوهش در تعیین نمود متفاوت پارامترهای محاسباتی ضریب رفتار بر پایه تحقیقات گذشته، برای دو سازه قاب خمشی دسته شده (مدل ۱) و قاب خمشی ترکیبی (مدل ۲) است. همچنین نتایج این تحقیق بیان‌گر آن است که سازه قاب خمشی دسته شده نسبت به سازه قاب خمشی ترکیبی دارای ظرفیت پایداری دینامیکی کمتر، کاهش سریع‌تر پارامتر سختی و نیز زوال مقاومتی با

دامنه بزرگ تر در حین چرخه های غیرخطی رفتار لرزه ای می باشد. دامنه تغییرات عددی ضریب شکل پذیری، ضریب کاهش مقاومت، ضریب مقاومت افزون و ضریب رفتار برای هر دو سازه مطالعاتی بررسی و تحلیل گردید. پارامترهای محاسباتی نیز بر اساس نتایج تحلیل-های دینامیکی غیرخطی تحت رکوردهای مقیاس شده حوزه نزدیک، مشخص شد. دانسته شد که سازه با قاب خمشی ترکیبی دارای سختی بیشتر، شکل پذیری کمتر و ظرفیت مقاومت جانبی بیشتر نسبت به سازه با قاب خمشی دسته شده می باشد. با توجه به تشکیل ساختار بزرگی از مفاصل غیرخطی تا سطح عملکرد CP، در بازه زمانی نیمه اول پالس مقیاس شده سرعت یک رکورد حوزه نزدیک، مقادیر جابجایی نسبی در تسلیم اولیه Δ_y و ماکزیمم جابجایی نسبی نهایی Δ_{max} به هم نزدیک شده و مقدار عددی شکل پذیری به نسبت کوچک بدست آمد. همچنین تفاوت مشخصات فیزیکی و ماهیت لرزه ای دو مولفه افقی رکوردهای حوزه نزدیک انتخابی، سبب حصول نتایج به نسبت متفاوت در دو راستا شده است. ملاحظه شد که مقادیر محاسباتی ضرایب شکل پذیری، مقاومت افزون و کاهش مقاومت دارای جنبه تحلیلی قابل قبول است. دامنه عددی ضریب رفتار محاسبه شده برای دو سازه مطالعاتی به مقدار توصیه شده استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک است. یک موضوع اصلی در روند طرح لرزه ای سازه آن است که معیارسازی تعریف ضریب رفتار بر اساس حصول پایداری دینامیکی بیشتر، بویژه در بازه ارتعاشات نیرومند زمین و پالس پیوسته سرعت باشد.

۱۳- مراجع

- [1]. Whittaker A.S., Uang C.M., Bertero V.V., (1989). Experimental behavior of dual steel system, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 115(1), 183-200.
- [2]. Gillie J.L., Rodriguez-Marek A., McDaniel C., (2010). Strength reduction factors for near-fault forward-directivity ground motions, *Engineering Structures*, 32, 273-285.
- [3]. Hatzigeorgiou G.D., (2010). Behavior factors for nonlinear structures subjected to multiple near-fault earthquakes, *Computers and Structures*, 88, 309-321.
- [4]. Sehhati, R., Rodriguez-Marek, A., ElGawady, M., Cofer, W.F., (2011). Effects of near-fault ground motions and equivalent pulses on multi-story structures, *Engineering Structures*, 33(3), 767-779.
- [5]. Rodríguez, A.A., Miranda, E., (2015). Assessment of building behavior under near-fault pulse-like ground motions through simplified models, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 79, 47-58.
- [6]. Narayan S., Shrimali M.K., Bharti S.D., Datta T.K., (2018). Collapse of damaged steel building frames because of earthquakes, *Journal of Performance of Constructed Facilities (ASCE)*, DOI: 10.1061/(ASCE)CF.1943-5509.0001125
- [7]. Kildashti K., Mirghaderi R., (2016). A case study on the assessment of response modification coefficient and earthquake-induced collapse potential of a high-rise setback tower, *Structure and Infrastructure Engineering (Maintenance, Management, Life-Cycle Design and Performance)*, 2016, DOI: 10.1080/15732479.2016.1258428
- [8]. Gaur H., Goliya R.K., (2015). Mitigating shear lag in tall building. *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 7, 269-279.
- [9]. Movahed H., Meshkat-Dini A., Tehranizadeh M., (2014). Seismic evaluation of steel special moment resisting frames affected by pulse type ground motions. *Asian Journal of Civil Engineering (BHRC)*, 15, 575-585.
- [10]. Hayden C.P., Bray J.D., Abrahamson N.A., (2014). Selection of near-fault pulse motions, *Journal of Geotechnical and Geo-Environmental Engineering (ASCE)*. 140(7), DOI: 10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001129.
- [11]. Dabaghi M., Der Kiureghian A., (2018). Simulation of orthogonal horizontal components of near-fault ground motion for specified earthquake source and site characteristics. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 47, 1369-1393.
- [12]. Gioncu V., Mosoarca M., Anastasiadis A., (2014). Local ductility of steel elements under near-field earthquake loading. *Journal of Constructional Steel Research*, 101, 33-52.
- [13]. Durucan C., Durucan A.R., (2016). Ap/Vp specific inelastic displacement ratio for the seismic response estimation of sdof structures subjected to sequential near-fault pulse type ground motion record, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering (Elsevier)*, 89, 163-170.
- [14]. Balendra T., Yu C.H., Lee F.L., (2001). An economical structural system for wind and earthquake loads. *Engineering Structures*, 23, 491-501.

- [15]. Tajmir-Riahi H., Amouzegar H., Saheb-Fosoul S.A., (2015). Comparative study of seismic structural response to real and spectrum matched ground motions, *Scientia Iranica*, Sharif University of Technology, 22, 92-106.
- [16]. Ghahari F. and Khaloo R. (2013). Considering rupture directivity effects which structures should be named long-period buildings. *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22, 165-178.
- [17]. Baker, J.W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America (BSSA)*, 5, 1486-1501.
- [18]. Bradley B.A., Pettinga D., Baker J.W., Fraser J., (2017). Guidance on the utilization of earthquake-induced ground motion simulations in engineering practice, *Earthquake Spectra (EERI)*, 33(3), <https://doi.org/10.1193/120216EQS219EP>
- [19]. PEER Ground Motion Database, California, <http://peer.berkeley.edu>
- [20]. Iranian National Building Code. (2014). *Design Loads for Buildings - Issue 6*, Tehran, Iran: Bureau of National Building Regulations.
- [21]. Iranian National Building Code. (2014). *Steel Structures - Issue 10*, Tehran, Iran: Bureau of National Building Regulations.
- [22]. Federal Energy Management Agency (FEMA). (1998). *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356*, Washington D.C., Create Space Independent Publication.
- [23]. Federal Energy Management Agency (FEMA). (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures", *FEMA 440*, Washington D.C., Applied Technology Council (ATC-55 Project) .
- [24]. Iranian Standard No. 2800. (2014). *Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, fourth edition*, Road, Housing and Urban Development Research Center, Tehran, Iran.
- [25]. Shirvani, V. (2018). "The effect of strength reduction factor on seismic demand of moment resisting frames under impulsive strong ground motions", Master of Science Thesis, Kharazmi University, Faculty of Engineering.
- [26]. SAP 2000, Structural Analysis Program (CSI), Computer and Structures, Berkeley, California.
- [27]. Ferraioli M., Lavino A., Mandara A. (2012). Behavior factor for seismic design of moment-resisting steel frames. *The 15th World Conference on Earthquake Engineering (15WCEE)*, Lisbon, Portugal.
- [28]. Miranda E., and Bertero V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 10(2), 357-379.
- [29]. Newmark N.M., and Hall W.J. (1973). *Seismic Design Criteria for Nuclear Reactor Facilities, Building Practices for Disaster Mitigation*, Washington (D.C.), National Bureau of Standards, 209-236.
- [30]. Lai P., and Biggs J.M. (1980). Inelastic response spectra for aseismic building design. *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 106(6), 1296-1310.
- [31]. Riddell R., Hidalgo P., and Cruz E. (1989). Response modification factors for earthquake resistant design of short period structures, *Earthquake Spectra (EERI)*, 5(3), 571-590.
- [32]. Hidalgo P.A., and Arias A. (1990), New Chilean Code Earthquake –Resistant Design of Building. *The 4th U.S. National Conference of Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Palm Springs, California, 927-936.
- [33]. Miranda E. (1993). Site dependent strength reduction factors, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 119(12), 3503-3519.
- [34]. Uang C.M. (1991). Establishing R and Cd factors for building seismic provisions, *Journal of Structural Engineering (ASCE)*, 117(1), 19-28.
- [35]. Massumi A., Tasnimi A.A. and Saatcioglu M. (2004), Prediction of seismic over-strength of concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. *The 13th World Conference on Earthquake Engineering (13WCEE)*, Vancouver, B.C., Canada.