

## بررسی ضریب رفتار قاب‌های با مهاربندی شورون زانویی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

نادر فنائی<sup>۱</sup>، مهدی فرحانی نژاد<sup>۲</sup>، ابراهیم افسردیزج<sup>۳</sup>، بهزاد قهرمانپورسومایی<sup>۴</sup>

۱- استادیار دانشکده عمران دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۲- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۳- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

۴- کارشناس ارشد سازه دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی

Mehdi.omran@yahoo.co.uk

### خلاصه

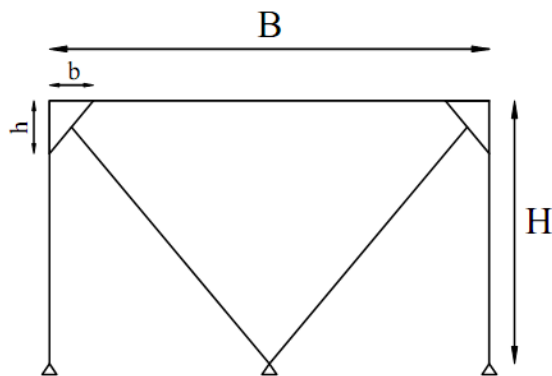
این مطالعه به تعیین ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت و ضریب شکل‌پذیری سیستم مهاربند شورون هفتی زانویی در قاب‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه پرداخته است. برای این منظور از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی خطی و غیرخطی افزایشی، IDA، استفاده شده است. آنالیزهای دینامیکی افزایشی با ۱۷ رکورد مهم زلزله‌های دنیا و با استفاده از نرم افزار OpenSees انجام شده است.

کلمات کلیدی: مهاربند کمانش تاب، تحلیل دینامیکی افزایشی، ضریب رفتار، ضریب اضافه مقاومت.

### ۱. مقدمه

از ویژگی‌های مهم سیستم سازه‌ای سختی و شکل‌پذیری آن به شمار می‌رود که نقش موثری در رفتار سازه هنگام وقوع زلزله ایفا می‌کند. سیستم قاب خمشی با تسلیم عضو خمشی تیر، شکل‌پذیری خوبی از خود نشان می‌دهد در حالی که سختی آن پایین می‌باشد. سیستم مهاربند هم مرکز، سختی بیشتری داشته ولی به دلیل کمانش مهاربند قطری از شکل‌پذیری آن کاسته می‌شود. برای مقابله با این مشکل رودر و پوپوف در سال ۱۹۷۸ سیستم قاب مهاربند غیر هم مرکز (EBF) را پیشنهاد دادند [۱]. این سیستم در عین حالی که عملکرد مناسبی دارد اما دارای معایبی می‌باشد، لذا سیستم مهاربند زانویی توسط ارستیزابل-آچوا به عنوان راه حل پیشنهادی جهت ارتقای سیستم مهاربندی مورد بررسی قرار گرفت [۲]. از محاسن این سیستم، تأمین شکل‌پذیری و اتلاف انرژی از طریق تسلیم عضو زانویی و تعویض پذیری راحت و سریع المان زانویی می‌باشد.

قاب با مهاربند زانویی از جمله سیستم‌های مقاوم فولادی با سختی و شکل‌پذیری مناسب می‌باشد. مطابق شکل ۱ سیستم بادبند شورون زانویی از دو جزء اصلی زانویی و قطری تشکیل شده است. عضو زانویی به تیر و ستون متصل شده و عضو قطری از یک طرف به عضو زانویی و از طرف دیگر به وسط تیر متصل می‌گردد. در این نوع بادبند عضو قطری تأمین مننده سختی سیستم است در حالیکه عضو زانویی با جاری شدن خود در زلزله‌های شدید شکل‌پذیری لازم را فراهم نموده و مانع کمانش عضو قطری می‌شود. بدین طریق سختی و شکل‌پذیری توأم برای سازه فراهم می‌گردد [۳ و ۴]. در این سیستم المان زانویی به عنوان یک فیوز شکل‌پذیر برای جلوگیری از فرو ریزش سازه تحت زلزله‌های شدید با جذب انرژی در طی تسلیم خمشی یا برشی عمل می‌کند. همچنین با توجه به کارهای لطف‌اللهی و مفید نیز می‌توان دریافت که مود تسلیم برشی دارای عملکرد مناسبتری نسبت به مود تسلیم خمشی می‌باشد [۵].



شکل ۱- مهاربند شورون هفتی زانویی

## ۲. مشخصات هندسه مهاربندهای زانویی

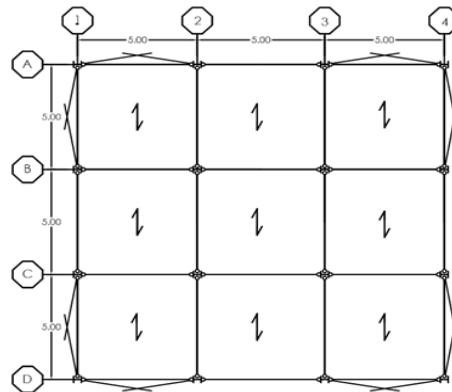
گام نخست در طراحی زانویی‌ها، تعیین هندسه و نحوه قرارگیری این اعضا می‌باشد. بهینه‌ترین حالت قرارگیری عضو زانویی در این سیستم‌ها حالتی است که امتداد مهاربندها از تقاطع تیر و ستون بگذرد و عضو زانویی در هر سوی قاب، با مهاربند در سوی دیگر موازی باشد. در چنین حالتی میزان لنگر خمشی در وسط و انتهای زانویی و میزان برش زانویی در دو سوی مهاربند یکسان خواهند شد و نیروی محوری در این حالت نیز در محدوده قابل قبولی قرار خواهد گرفت [۶]. در قاب‌های مورد بررسی، فواصل  $h$  و  $b$  طبق مطالب فوق برای نمونه‌های مورد بررسی به صورت زیر فرض می‌شود.

$$H = 3m, \quad B = 5m, \quad \frac{h}{H} = \frac{b}{B/2} = 0.2 \rightarrow h = 0.6m, \quad b = 0.5m$$

در زانویی‌ها با مد تسلیم برشی باید از مقاطعی بهره برد که مدول مقطع بزرگتری نسبت به سطح مقطع برشی داشته باشند. با توجه به اینکه در این مطالعه برای زانویی‌ها مد تسلیم برشی در نظر گرفته شده بهترین مقطع برای اینکه مقطع قبل از خمش در برش تسلیم شود مقطع I شکل می‌باشد.

## ۳. معرفی ساختمان‌های مورد مطالعه

به منظور ارزیابی رفتار غیرخطی قاب‌های فولادی دارای مهاربند شورون هفتی زانویی، به بررسی ضریب رفتار این نوع سازه‌ها می‌پردازیم. در این مطالعه سازه‌های مورد بررسی شامل سازه‌های ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه است که به صورت سه بعدی و با فرض شرایط پهنه با خطر نسبی زیاد  $A=0.35g$  با کاربری ساختمان مسکونی بر روی زمین نوع II ساخته شده‌اند. ضریب رفتار اولیه جهت طراحی این سازه‌ها با توجه به مقادیر ضریب رفتار برای مهاربند فولادی هم محور، ۶ فرض شده است. در این قاب‌ها ارتفاع طبقات ۳ متر و طول هر دهانه ۵ متر لحاظ شده است و قاب‌ها دارای ۳ دهانه بوده که دو دهانه کناری در کل ارتفاع قاب دارای مهاربند می‌باشد. پلان سازه‌ها و محل قرارگیری مهاربندها در شکل ۲ ارائه شده است. قابل ذکر است که کلیه اتصالات تیر به ستون و همچنین مهاربند به محل اتصال تیر و ستون مطابق عرف مفصلی می‌باشد.



شکل ۲- پلان سازه‌ها و محل قرار گیری مهاربندها

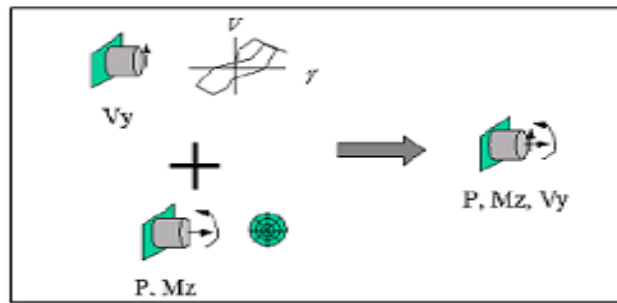
بار گذاری ثقلی براساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان (بارهای وارده بر ساختمان) [۷]، انجام گرفته است. بار مرده ناشی از سقف و پارتیشن بندی برای طبقات  $600 \text{ kg/m}^2$  و برای بام برابر  $550 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. همچنین با توجه به مسکونی بودن کاربری ساختمان، بار زنده طبقات برابر  $200 \text{ kg/m}^2$  و برای بام برابر  $150 \text{ kg/m}^2$  در نظر گرفته شده است. برای قاب‌های کناری علاوه بر بار مرده طبقات، بار مرده ناشی از دیوارهای پیرامونی  $800 \text{ kg/m}$  با احتساب  $30\%$  بازشو در نظر گرفته شده است. برای محاسبه نیروی استاتیکی معادل زلزله از استاندارد ۲۸۰۰ (آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش سوم) [۸] استفاده شده است. در تحلیل استاتیکی قاب‌ها از نرم افزار ETABS NonLinear v9.5.0 به روش تنش مجاز استفاده شده است. در طراحی از آیین نامه AISC-ASD استفاده گردیده که اصول و روابط حاکم بر آن با روابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان که مرجع طراحی سازه‌های فولادی در کشور است، مشابه می‌باشد.

#### ۴. فرضیات مدل سازی در نرم افزار OpenSees

جهت انجام تحلیل دینامیکی، قاب واقع در محور D از پلان هر یک از قاب‌های سه بعدی استخراج شده و در نرم افزار OpenSees ویرایش ۲،۲،۲ مدل سازی شده است. برای تطبیق رفتار قاب دو بعدی با قاب سه بعدی طراحی شده در نرم افزار OpenSees، فرضیاتی برای مقاطع و مصالح در نظر گرفته شده است که در ادامه بیان می‌گردد.

در این مطالعه از مدل مصالح Steel02 در مدل کردن اعضاء قاب (تیرها، ستون‌ها و قطری‌ها)، استفاده شده است. با توجه به اینکه مصالح فولادی در این مطالعه، فولاد ساختمانی St-37، در نظر گرفته شده است، تنش تسلیم، تنش گسیختگی و مدول الاستیسیته فولاد به ترتیب  $E=2.1 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  و  $F_u=3700 \text{ kg/cm}^2$ ،  $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$  و شیب ناحیه غیرالاستیک ۲ درصد شیب ناحیه الاستیک در نظر گرفته شده است.

برای کلیه اعضاء سازه‌ای از مقاطع Fiber استفاده شده است. برای اینکه امکان اعمال خواص تسلیم برشی فراهم آید، از المان تیرستون غیرخطی با مقطع Section Aggregator ارائه شده در شکل ۳ استفاده شده است. این رشته‌ها (الیاف) با توجه به نوع رفتار مصالح تعریف شده (الاستوپلاستیک با در نظر گرفتن سخت‌شدگی)، قابلیت ایجاد پلاستیسیته گسترده را در المان فراهم می‌سازند. در مدل سازی اتصالات مفصلی تیرها و مهاربندها از المان‌های با طول صفر (Zero-Length element) استفاده شده است و فقط درجات آزادی انتقالی مقید شده‌اند.



شکل ۳- مقطع استفاده شده برای المان زانویی

برای تأمین شرایط بروز رفتار غیرخطی هندسی در ستون‌ها و مهاربندها، در وسط طول هر یک از این اعضا به مقدار یک هزارم طول المان، خروج از مرکزیت لحاظ شده است. این عمل علاوه بر لحاظ کردن خطای ساخت، امکان کمانش ستون و مهاربندها را در اثر بارهای محوری فراهم می‌سازد. همچنین جهت در نظر گرفتن میرایی در تحلیل‌های دینامیکی غیر خطی از تعریف میرایی رایلی استفاده گردیده است.

## ۵. کاربرد روش تحلیل دینامیکی افزایشی در تعیین ضریب رفتار

در حقیقت منشأ ضریب رفتار، ضریب شکل پذیری  $R_{\mu}$  و اضافه مقاومت  $R_s$  می‌باشد. محاسبه ضریب اضافه مقاومت با استفاده از روش استاتیکی غیرخطی دارای محدودیت‌هایی از جمله الگوی بارگذاری جانبی می‌باشد. از طرف دیگر پدیده مقاومت افزون در هنگام بروز زلزله اهمیت می‌یابد و هر قاب تحت تأثیر زلزله‌های مختلف، اضافه مقاومت متفاوتی را از خود نشان می‌دهد. می‌توان با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی ضریب اضافه مقاومت را محاسبه نمود. در این روش که توسط موافای و الناشای [۹] ابداع شده است برای بدست آوردن ماکزیمم برش پایه از تحلیل دینامیکی غیرخطی افزایشی استفاده می‌شود و نسبت برش پایه نهایی،  $V_{b(Dyn,u)}$  به برش پایه معادل اولین جاری شدن،  $V_{b(Dyn,y)}$  به عنوان ضریب اضافه مقاومت معرفی می‌گردد. این روش با توجه به نتایج بدست آمده در مرجع [۱۰] به صورت زیر اصلاح شده است:

$$R_s = \frac{V_{b(Dyn,u)}}{V_{b(St,y)}} \quad (1)$$

یعنی ضریب اضافه مقاومت برابر نسبت برش پایه دینامیکی که منجر به تشکیل مکانیزم (ناپایداری) در سازه می‌شود به برش پایه استاتیکی معادل تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه می‌باشد. در این روش ضریب شکل پذیری  $R_{\mu}$ ، به طور مستقیم و با استفاده از نتایج آنالیز دینامیکی افزایشی و نیز آنالیز دینامیکی خطی مطابق رابطه ۲ بدست می‌آید.

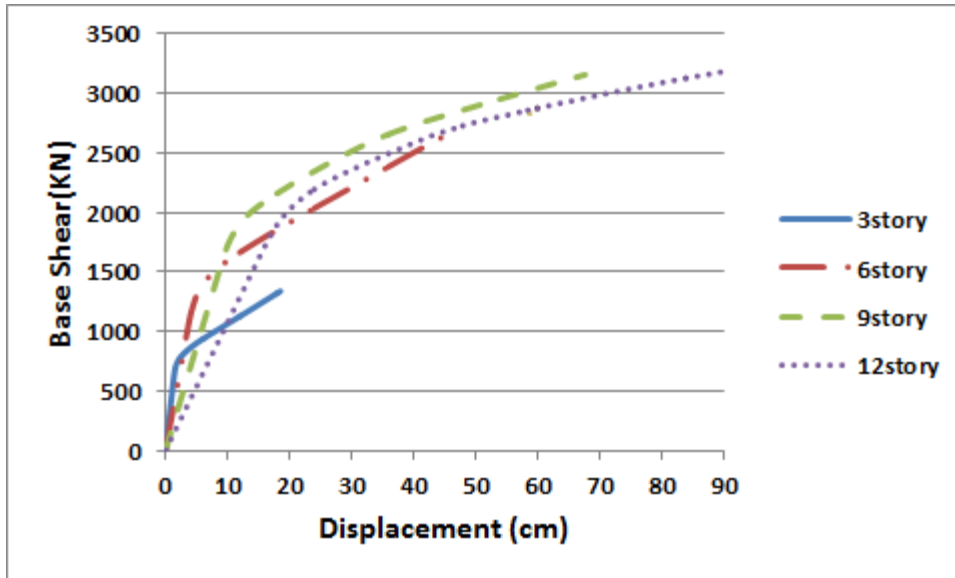
$$R_{\mu} = \frac{V_{b(Dyn,e)}}{V_{b(Dyn,u)}} \quad (2)$$

برای بدست آوردن  $V_{b(Dyn,u)}$ ، شتاب طیفی (معیار شدت لرزه ای استفاده شده در این مطالعه) رکورد زلزله استفاده شده را تا مرحله‌ای که در سازه مکانیزم (ناپایداری) به وجود آید و یا به حد خرابی مورد نظر در سازه برسیم، افزایش می‌دهیم. شتاب طیفی ای را که منجر به تشکیل مکانیزم و یا رسیدن به حد خرابی مورد نظر شده است به عنوان حد نهایی پذیرفته و برش پایه معادل آن را بدست می‌آوریم. همچنین با آنالیز دینامیکی سازه با فرض رفتار الاستیک آن تحت همین شتاب طیفی، ماکزیمم برش پایه خطی،  $V_{b(Dyn,e)}$  محاسبه می‌گردد. با توجه به مطالب ذکر شده در بخش‌های پیشین و نیز روابط (۱) و (۲)، مقدار ضریب رفتار هر یک از قاب‌های مورد بررسی تحت اثر هر کدام از رکوردهای زلزله از روابط زیر محاسبه می‌گردد:

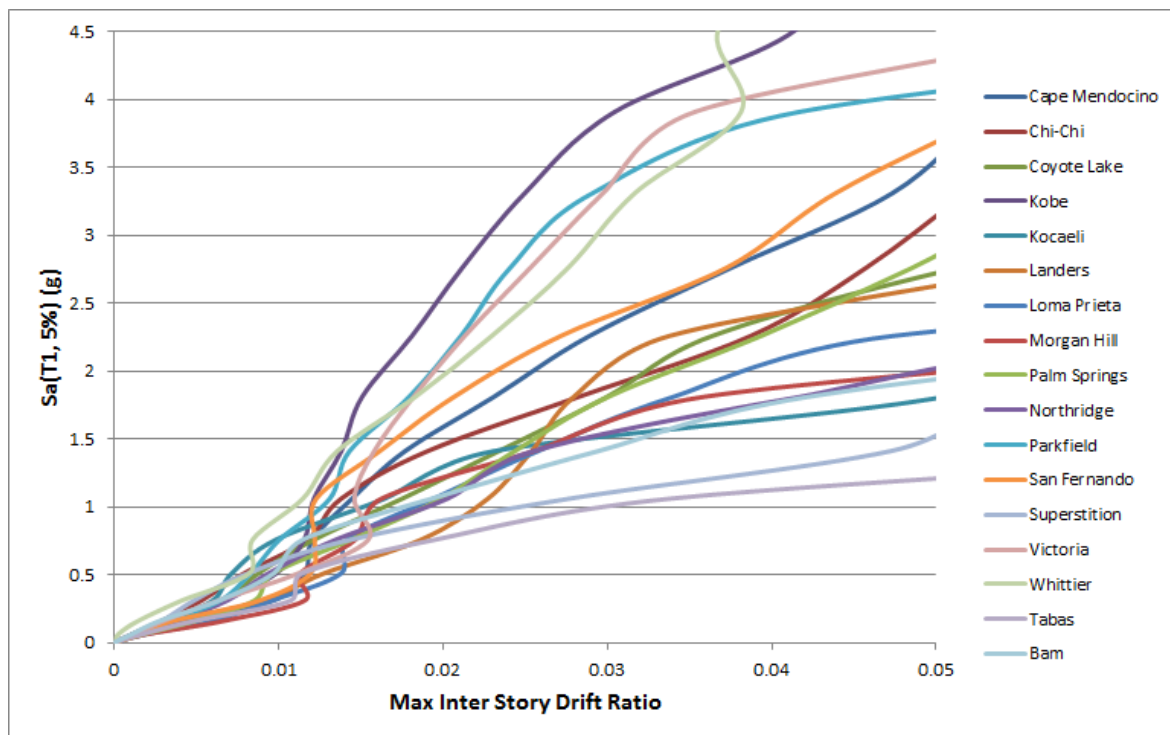
$$R_{LRFD} = R_{\mu} \times R_s \quad (3)$$

$$R_{ASD} = R_{\mu} \times R_s \times Y \quad (4)$$

در روابط بالا،  $Y$  ضریب تنش مجاز می‌باشد که برابر ۱/۴۴ در نظر گرفته شده است. [۱۱]  
به عنوان نمونه در شکل ۴ نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی غیر خطی و در شکل ۵ دسته منحنی‌های IDA مربوط به قاب ۶ طبقه آورده شده است.



شکل ۴- منحنی های برش پایه-تغییر مکان بام بدست آمده از تحلیل استاتیکی غیر خطی مدل های مورد بررسی



شکل ۵- دسته منحنی های IDA برای قاب ۹ طبقه [۱۲]

با توجه به مطالب ذکر شده و نیز روابط (۳) و (۴)، برای ۴ مدل مورد مطالعه به تفکیک تمامی رکوردها، ضریب رفتار محاسبه شده و ضریب رفتار نهایی با میانگین گیری از نتایج رکوردهای مختلف بدست آمده است. مقادیر ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار برای هر یک از قاب های مورد بررسی در جداول ۱ تا ۴ آورده شده است.

جدول ۱- ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۳ طبقه با مهاربند شورون زانویی

رکورد	DM Max Drift	IM Sa(T <sub>1</sub> ,5%)	V <sub>b</sub> (Dyn ,u) (N)	V <sub>b</sub> (st ,y) (N)	V <sub>b</sub> (Dyn ,e) (N)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	R <sub>ASD</sub>	R <sub>LRFD</sub>
Cape Mendocino	0.025	0.761	1681358.85	454591.8	8262351	3.699	4.914	26.172	18.175
Chi-Chi	0.025	1.903	1667743.66		3363738.85	3.669	2.017	10.655	7.399
Coyote Lake	0.025	0.833	1638550.48		4426745.8	3.604	2.702	14.023	9.738
Kobe	0.025	1.820	1685046.29		4550556.4	3.707	2.701	14.415	10.010
Kocaeli	0.025	0.351	1694029.31		4700271.2	3.726	2.775	14.889	10.340
Landers	0.025	0.900	1678115.43		4136558.76	3.691	2.465	13.103	9.100
Loma Prieta	0.025	0.959	1687955.03		4946656	3.713	2.931	15.669	10.882
Morgan Hill	0.025	0.262	1673685.33		11409974	3.682	6.817	36.143	25.099
N. Palm Springs	0.025	0.519	1663563.2		6810167.8	3.659	4.094	21.572	14.981
Northridge	0.025	0.501	1665109		6375963.4	3.663	3.829	20.197	14.026
Parkfield	0.025	0.207	1698307.47		9017179	3.736	5.310	28.564	19.836
San Fernando	0.025	0.127	1734917.46		5869815.3	3.816	3.383	18.594	12.912
Superstition Hills	0.025	1.126	1485090.17		2701002.5	3.267	1.819	8.556	5.942
Victoria	0.025	0.794	1654552.89		5480520.4	3.640	3.312	17.361	12.056
Whittier Narrows	0.025	0.305	1695294.69		8355219.4	3.729	4.928	26.467	18.380
Tabas	0.025	1.074	1637583		6452804.1	3.602	3.940	20.440	14.195
Bam	0.025	1.055	1640338.9		3233265.59	3.608	1.971	10.242	7.112
Average						3.660	3.524	18.651	12.952
σ						0.112	1.319	7.143	4.961
C.V.						0.030	0.374	0.383	0.383

جدول ۲- ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۶ طبقه با مهاربند شورون زانویی

رکورد	DM Max Drift	IM Sa(T <sub>1</sub> ,5%)	V <sub>b</sub> (Dyn ,u) (N)	V <sub>b</sub> (st ,y) (N)	V <sub>b</sub> (Dyn ,e) (N)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	R <sub>ASD</sub>	R <sub>LRFD</sub>
Cape Mendocino	0.025	0.761	2990913.99	948290.7	9296941.95	3.154	3.108	14.118	9.804
Chi-Chi	0.025	1.903	2908531.57		9374472.8	3.067	3.223	14.235	9.886
Coyote Lake	0.025	0.833	2894057.72		9327548.51	3.052	3.223	14.164	9.836
Kobe	0.025	1.820	2687258.7		12647204.3	2.834	4.706	19.205	13.337
Kocaeli	0.025	0.351	2995093.2		7333676.5	3.158	2.449	11.136	7.734
Landers	0.025	0.900	2711032		9534636.12	2.859	3.517	14.479	10.055
Loma Prieta	0.025	0.959	2957793.87		10182393.2	3.119	3.443	15.462	10.738
Morgan Hill	0.025	0.262	3218199		11085763.7	3.394	3.445	16.834	11.690
N. Palm Springs	0.025	0.519	2955563.08		8623593	3.117	2.918	13.095	9.094
Northridge	0.025	0.501	2851884.95		15254077.8	3.007	5.349	23.164	16.086
Parkfield	0.025	0.207	3100062.9		7897899.5	3.269	2.548	11.993	8.329
San Fernando	0.025	0.127	3089305.8		13921118.6	3.258	4.506	21.140	14.680
Superstition Hills	0.025	1.126	2862937.3		6013247.6	3.019	2.100	9.131	6.341
Victoria	0.025	0.794	2407923.3		8490763.99	2.539	3.526	12.893	8.954
Whittier Narrows	0.025	0.305	3027892.5		11658684.9	3.193	3.850	17.704	12.294
Tabas	0.025	0.589	2890460.5		10923575.8	3.048	3.779	16.588	11.519
Bam	0.025	0.867	2832474.16		5177119.8	2.987	1.828	7.862	5.459
Average						3.063	3.383	14.894	10.343
σ						0.189	0.884	3.873	2.690
C.V.						0.062	0.261	0.260	0.260

جدول ۳- ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۹ طبقه با مهاربند شورون زانویی

رکورد	DM Max Drift	IM Sa(T <sub>1</sub> ,5%)	V <sub>b</sub> (Dyn,u) (N)	V <sub>b</sub> (st,y) (N)	V <sub>b</sub> (Dyn,e) (N)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	R <sub>ASD</sub>	R <sub>LRFD</sub>
Cape Mendocino	0.02	0.391	4092152	1449126	16179320	2.824	3.954	16.077	11.165
Chi-Chi	0.02	1.929	3451275.5		11284702	2.382	3.270	11.214	7.787
Coyote Lake	0.02	0.573	3006835.1		8949229	2.075	2.976	8.893	6.176
Kobe	0.02	1.499	4011286.9		13991488	2.768	3.488	13.903	9.655
Kocaeli	0.02	0.379	3648079.1		8973545.9	2.517	2.460	8.917	6.192
Landers	0.02	0.365	3136456.7		6016092.8	2.164	1.918	5.978	4.152
Loma Prieta	0.02	0.398	3823579.3		13579354.1	2.639	3.551	13.494	9.371
Morgan Hill	0.02	0.136	4592468		14874016	3.169	3.239	14.780	10.264
N. Palm Springs	0.02	0.274	3471694.5		14496453.8	2.396	4.176	14.405	10.004
Northridge	0.02	0.328	3270311.5		9387005.7	2.257	2.870	9.328	6.478
Parkfield	0.02	0.208	4076955.7		19844372	2.813	4.867	19.719	13.694
San Fernando	0.02	0.151	4579992		15710862	3.161	3.430	15.612	10.842
Superstition Hills	0.02	0.970	3621112.5		6303999.7	2.499	1.741	6.264	4.350
Victoria	0.02	0.594	3155063.5		12861069	2.177	4.076	12.780	8.875
Whittier Narrows	0.02	0.233	3823172		13278495.1	2.638	3.473	13.195	9.163
Tabas	0.02	0.485	3512728.8		8329783.4	2.424	2.371	8.277	5.748
Bam	0.02	1.063	3490246		9518848	2.409	2.727	9.459	6.569
Average						2.548	3.211	11.900	8.264
σ						0.312	0.797	3.653	2.537
C.V.						0.122	0.248	0.307	0.307

جدول ۴- ضریب اضافه مقاومت، ضریب شکل پذیری و ضریب رفتار قاب ۱۲ طبقه با مهاربند شورون زانویی

رکورد	DM Max Drift	IM Sa(T <sub>1</sub> ,5%)	V <sub>b</sub> (Dyn,u) (N)	V <sub>b</sub> (st,y) (N)	V <sub>b</sub> (Dyn,e) (N)	R <sub>s</sub>	R <sub>μ</sub>	R <sub>ASD</sub>	R <sub>LRFD</sub>
Cape Mendocino	0.02	0.254	4973592	1492257	30067099	3.333	6.045	29.014	20.149
Chi-Chi	0.02	0.994	2869895.9		5107738.4	1.923	1.780	4.929	3.423
Coyote Lake	0.02	0.271	2986031.4		8424416.68	2.001	2.821	8.129	5.645
Kobe	0.02	0.865	3825203.3		10654016.3	2.563	2.785	10.281	7.140
Kocaeli	0.02	0.236	3803882.2		7035341.2	2.549	1.850	6.789	4.715
Landers	0.02	0.336	2264363.78		3122600.3	1.517	1.379	3.013	2.093
Loma Prieta	0.02	0.212	4865752		10382876.9	3.261	2.134	10.019	6.958
Morgan Hill	0.02	0.071	4588798		14771264.8	3.075	3.219	14.254	9.899
N. Palm Springs	0.02	0.128	3997483		9894543.2	2.679	2.475	9.548	6.631
Northridge	0.02	0.328	4121326		9862849.6	2.762	2.393	9.517	6.609
Parkfield	0.02	0.079	4185622		18988446	2.805	4.537	18.323	12.725
San Fernando	0.02	0.046	6045878		15788780	4.051	2.611	15.236	10.580
Superstition Hills	0.02	1.011	2996582.8		7851739.3	2.008	2.620	7.577	5.262
Victoria	0.02	0.311	3148492		9286590.84	2.110	2.950	8.961	6.223
Whittier Narrows	0.02	0.115	4388526		15071813	2.941	3.434	14.544	10.100
Tabas	0.02	0.387	3559642.2		9280867.8	2.385	2.607	8.956	6.219
Bam	0.02	1.086	3030221.1		7882483.13	2.031	2.601	7.606	5.282
Average						2.588	2.838	10.982	7.627
σ						0.616	1.056	5.857	4.067
C.V.						0.238	0.372	0.533	0.533

در جداول فوق DM معیار خرابی و IM معیار شدت لرزه‌ای (شتاب طیفی متناظر با مود اول سازه در این مطالعه) می باشد. همچنین  $\sigma$  انحراف معیار و C.V. ضریب تغییرات می باشد که در روابط ۵ و ۶ ارائه شده اند. در یک کار آماری اگر ضریب تغییرات، عددی کوچک باشد نشان دهنده این است که نتایج از دقت بیشتری برخوردار بوده است.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{N}} \quad (5)$$

$$C.V. = \frac{\sigma}{\bar{x}} \quad (6)$$

## ۶. نتیجه گیری

با توجه به مطالعه انجام شده روی سیستم قاب فولادی ساده با مهاربندی شورون زانویی، برخی از نتایج این مطالعه به شرح زیر می باشد:

- ۱- به طور کلی با افزایش ارتفاع سازه‌ها، مقادیر ضریب رفتار کاهش می‌یابد که علت این امر، کاهش ضریب شکل پذیری سازه‌ها ناشی از کاهش سختی و ملایم‌تر شدن شیب ناحیه الاستیک منحنی رفتاری سازه‌ها می‌باشد.
- ۲- مقادیر بدست آمده ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت برای سیستم مهاربند شورون زانویی به ترتیب برابر ۳/۲۱ و ۲/۹۷ می‌باشد.
- ۳- مقادیر بدست آمده ضریب رفتار برای طراحی به روش های تنش مجاز و حد نهایی به ترتیب برابر ۱۳/۹۴ و ۹/۶۸ می‌باشد.
- ۴- مقایسه رفتار قاب‌های با ارتفاع مختلف نشان می‌دهد که ظرفیت  $S_a$  سازه‌ها با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد، به عبارت دیگر سازه‌های بلندتر، تحت اثر میزان کمتری از شتاب طیفی به یک سطح تقاضای لرزه‌ای مشخص می‌رسند که این امر می‌تواند نتیجه کاهش شکل پذیری سازه با افزایش ارتفاع باشد.
- ۵- بر اساس مدل‌های مورد مطالعه، زود جاری شدن زانویی‌ها باعث کمانش نکردن یا دیرتر کمانش کردن قطری‌ها می‌شود که این مسأله باعث می‌شود سازه پایداری خود را حفظ کند.

## ۷. مراجع

1. Roeder, Cw., Popov, Ep., "Eccentrically Brace Steel Frames for Earthquakes", Journal of Structural Division ASCE, pp 391-412.(1978)
2. Aristizabal-Ochoa, J.D., "Disposable Knee Bracing: Improvement In Seismic Design of Steel Frames", Journal of Structural Engineering, pp 1544-1552.(1986)
3. Balendra, T, Sam MT, Liaw CY, "Diagonal Brace With Ductile Knee Anchor for and Seismic Steel Frames", J. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp 847-858.(1990)
4. Balendra T, Lim EL, Lee SL. "Ductile Knee Braced Frames With Shear Yielding Knee For Seismic Resistant Structures", Engineering Structures, 16:263, (1994)
5. Lotfollahi M, Mofid M, "On the Design of New Ductile Knee Bracing", Journal of Constructional Steel Research; 62:252-294.(2006)
6. Lotfollahi M, Mofid M, "On the Characteristics of New Ductile Knee Bracing Systems", Journal of Constructional Steel Research; 62:271-281, (2006)
۷. "مقررات ملی ساختمانی مبحث ششم: بارهای وارد بر ساختمان"، دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان، (۱۳۸۵)
۸. "آیین نامه طرح ساختمان‌ها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن تیرماه (۱۳۸۴)
9. Mwafy, A.M; Elnashai, A.S; "Calibration of Force Reduction Factors of RC Buildings", Journal of Earthquake Engineering, Vol.6,P.239-273, (2002)





۱۰. معصومی، علی "تیین ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با تاکید بر مقاومت افزون و درجه نامعینی"، رساله دوره دکتری مهندسی سازه، دانشکده فنی مهندسی دانشگاه تربیت مدرس. (۱۳۸۲)

11. Uang CM. Establishing  $R$  (or  $R_w$ ) and  $C_d$  factor for building seismic provision Journal of Structure Engineering 117(1):19\_28.(1991)

۱۲. مهدی فرحانی نژاد؛ "بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی شده با بادبند شورون زانویی"، پایان نامه کارشناسی ارشد به راهنمایی دکتر نادر فنائی، دانشگاه صنعتی خواجه نصیرالدین طوسی، ۱۳۹۱