

بررسی پارامتری شکل پذیری در بادبندهای برون محور

دکتر منصور قلعه نوی

استادیار گروه مهندسی عمران ، دانشگاه سیستان و بلوچستان ، زاهدان

** ناصر نصرت زهی

کارشناس ارشد سازه ، عضو هیات علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد سراوان

* تلفن ۰۹۱۵۱۴۱۵۰۲ ، پست الکترونیک ghalehnovi@yahoo.com

** تلفن ۰۹۱۵۳۴۸۰۱۳۶ ، پست الکترونیک nnosratzehi@yahoo.com

چکیده :

خسارتهای جانی و مالی ناشی از زلزله در سالهای اخیر اهمیت مقاوم سازی ساختمان در برابر زلزله را بیش از پیش آشکار نموده است. آمارها نشان داده است که تقریباً ۹۰٪ تلفات جانی زمین لرزه بر اثر خرابی ساختمانها حادث میشود. بنابراین ساخت ساختمانهای مقاوم در برابر زلزله بهترین راه کاهش تلفات جانی زلزله می باشد. در کشور ما اکثر ساختمانهای شهری با اسکلت فلزی ساخته میشوند و در اکثر آنها نیز از سیستم مهاربندی بعنوان سیستم لرزه بر استفاده می شود که لزوم توجه و مطالعه بیشتر بر روی این سیستم را نشان می دهد. پیشرفتهای حاصل شده در تئوری طرح ظرفیت زمینه را برای دستیابی به راهکارهایی اصولی جهت تلفیق محاسن سیستمهای قاب خمشی (MRF) و سیستمهای مهاربندی شده هم مرکز (CBF) و تشکیل سیستم مهاربندی شده خارج از مرکز (EBF) که مزایای دو سیستم را بطور همزمان داشته باشد، فراهم نموده است. در این مقاله با توجه به ضوابط بارگذاری زلزله ارائه شده در ویرایش سوم آیین ۲۸۰۰ ایران نوع ۳ قاب EBF در طبقات ۴، ۸ و ۱۴ با کمک نرم افزار sap۲۰۰۰ طراحی و به کمک انجام تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی برنامه 2DX - DRAIN و آنالیز Push-over ، پارامترهای مربوط به شکل پذیری هر سری محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده اند در تحلیلهای فوق علاوه بر تغییر نوع بادبند تحلیلهایی در زمینه تغییر پارامترهای فوق به تبع تغییرات طول تیر پیوند در سیستمهای EBF نیز صورت گرفته است. در انتها نتایج مورد مقایسه قرار گرفته و توصیه هایی کاربردی در این خصوص ، بخشهایی از نتایج این پژوهش را نیز تشکیل میدهند.

کلید واژه ها : مهاربند برون محور، تیر رابط ، شکل پذیری

Group: Earthquake Eng. Paper Code: 2056

بررسی پارامتری شکل پذیری در بادبندهای برون محور

د کتر منصور قلعه نوی^۱، ناصر نصرت زهی^۲

۱ - استادیار گروه مهندسی عمران، دانشگاه سیستان و بلوچستان، زاهدان

۲- کارشناس ارشد سازه، دانشگاه آزاد اسلامی واحد زاهدان

۱ - تلفن ۰۹۱۵۱۴۱۱۵۰۲، پست الکترونیک ghalehnovi@yahoo.com

۲ - تلفن ۰۹۱۵۳۴۸۰۱۳۶، پست الکترونیک nnosratzahi@yahoo.com

خلاصه

در کشور ما اکثر ساختمانهای شهری با اسکلت فلزی ساخته می شوند و در اکثر آنها نیز از سیستم مهاربندی بعنوان سیستم لرزه بر استفاده می شود که لزوم توجه و مطالعه بیشتر بر روی این سیستم را نشان می دهد. پیشرفتهای حاصل شده در تئوری طرح ظرفیت زمینه را برای دستیابی به راهکارهایی اصولی جهت تلفیق محاسن سیستمهای قاب خمشی (MRF) و سیستمهای مهاربندی شده هم مرکز (CBF) و تشکیل سیستم مهاربندی شده خارج از مرکز (EBF) که مزایای دو سیستم را بطور همزمان داشته باشد، فراهم نموده است. در این مقاله با توجه به ضوابط بار گذاری زلزله ارائه شده در ویرایش سوم آیین نامه ۲۸۰۰ ایران سه نوع قاب EBF در طبقات ۴، ۸، و ۱۴ با کمک نرم افزار Sap 2000 طراحی و به کمک انجام تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی برنامه DRAIN-2DX و آنالیز push-over، پارامترهای مربوط به شکل پذیری هر سری محاسبه و با یکدیگر مقایسه شده اند. در تحلیلهای فوق علاوه بر تغییر نوع بادبند تحلیلهایی در زمینه تغییر پارامترهای فوق به تبع تغییرات طول تیر پیوند در سیستمهای EBF نیز صورت گرفته است. در انتها نتایج مورد مقایسه قرار گرفته و توصیه هایی کاربردی در این خصوص، بخشهایی از نتایج این پژوهش را نیز تشکیل میدهند.

کلید واژه ها : مهاربند برون محور ، تیر رابط ، شکل پذیری

مقدمه

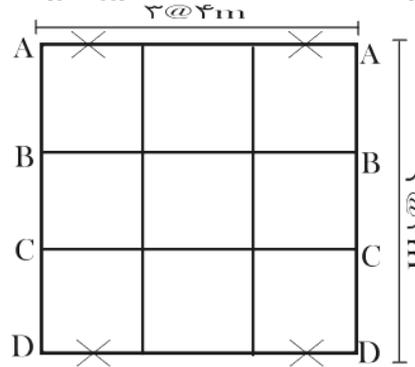
از دیدگاه طرح های معماری، انعطاف پذیری خاصی در سیستم های EBF دیده می شود و عامل خروج از مرکزیت مهاربند ها ، آزادی عمل بالایی را به معماران در اجرای طرحهایشان می دهد. گونه ای که اجرای بعضی از آن طرحها در قابهای مهاربندی شده هم مرکز (CBF) غیر ممکن می باشد. این نکته در سیستم های (EBF) هیچ اجباری در این نیست که حتماً محور مهاربند ها از راستای برخورد محور تیر ها با ستون ها عبور کند، مزیت دیگر سیستم های (EBF) در مقایسه با سیستم های CBF است زیرا در این حالت پیچیدگی که اجرای اتصال تیر به ستون در سیستم های CBF دارد در اجرای اتصالات سیستم های EBF دیده نمی شود.

در اینجا این سوال پیش می آید که با توجه به مزایایی که از قبل در این سیستم مشاهده می شود ، چرا در گذشته از جانب طراحان هیچ توجهی به این سیستم نمی شد. در جواب این سوال می توان چنین گفت که اولاً رفتار واقعی و مکانیزم تخریب این سیستم به طور دقیق مشخص نشده بود. ثانیاً چنان فکر می شد که یک سیستم EBF در مقایسه با یک سیستم CBF دارای سختی بسیار کمی است و آن را به عنوان یک طرح مناسب قبول نداشتند و نهایتاً چنین تصور می شد که یک طراحی خوب و مناسب این است که تمامی اتصالات موجود در آن هم مرکز باشد. در چند دهه اخیر تحقیقات لرزه ای محققین بر روی رفتار سیستم های EBF به بسیاری از سئوالات موجود در این زمینه پاسخ داده اند. در پی این تحقیقات متوجه شده اند که سختی این سیستم خیلی بهتر از آن مقداری که تصور می کردند، می باشد.

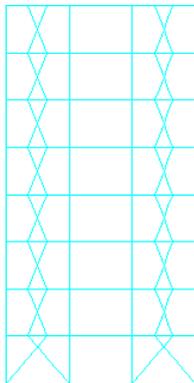
همچنین این بررسی ها نشان داده اند که عامل خروج از مرکزیت مهاربند ها یک عامل مخرب سیستم و یک نقص در سیستم سازه ای نیست بلکه دقیقاً بر عکس این تصور، در صورت طراحی مناسب آن افزایش بازده بالایی در میزان شکل پذیری سیستم بوجود خواهد آمد و حتی با ایجاد یک فضای مناسب جهت تعبیه باز شو در درون قاب، تنزل سختی نا چیزی را در مقایسه با یک سیستم CBF بدنبال خواهد داشت. [۶]

بررسی مدل های مورد مطالعه

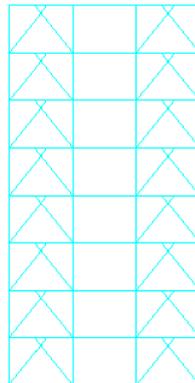
جهت تحلیل سیستمها ابتدا پلان یک سازه متقارن و متعارف که در شکل ۵-۱ مشخص شده است در نظر می گیریم از آنجایی که موضوع تحقیق بررسی پارامتری در خصوص آیتم های موثر بر شکل پذیری است، سازه های با تعداد طبقات ۴، ۸ و ۱۴ طبقه در نظر گرفته شده است که با توجه به شکل ۱ در دهانه های کناری A-A و D-D از مهاربندهای EBF استفاده شده است. (برون محوری e در وسط دهانه در نظر گرفته شده است)



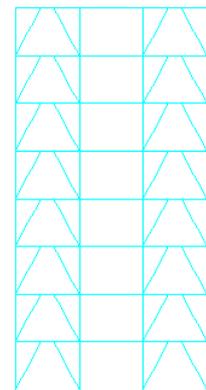
شکل ۱ پلان سازه های مورد مطالعه



شکل ۴: بادبند نوع سوم (B3)



شکل ۳: بادبند نوع دوم (B2)

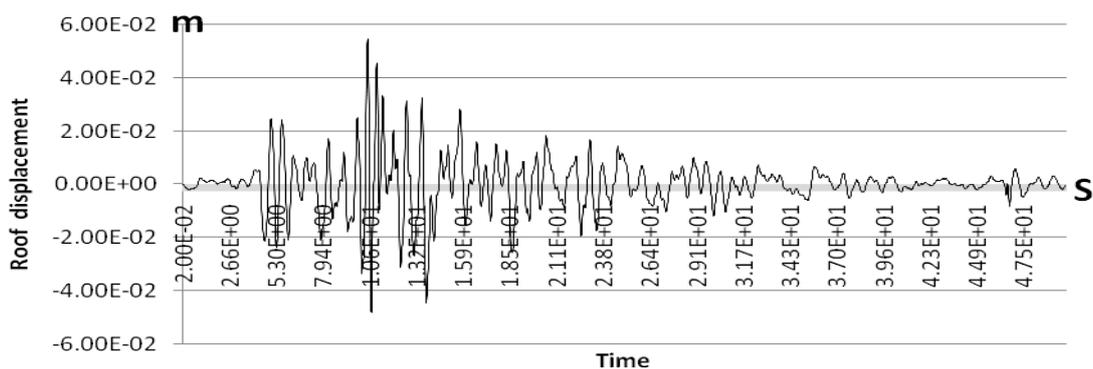


شکل ۲: بادبند نوع اول (B1)

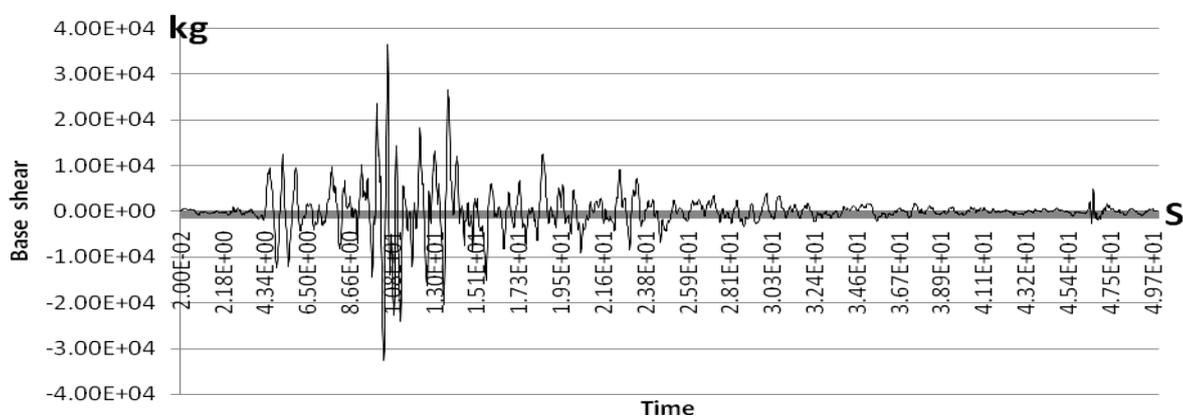
نما و نیز سه نوع بادبند های مورد مطالعه این قابها در شکلهای ۲ تا ۴ نشان داده شده است. در این تحقیق از لحاظ هندسی به جز در تعداد طبقات و نوع بادبند هر سری از بقیه جهات این قابها با هم شبیه هستند. اتصالات تیر به ستون به صورت مفصل در نظر گرفته شده است.

نحوه انجام تحلیل

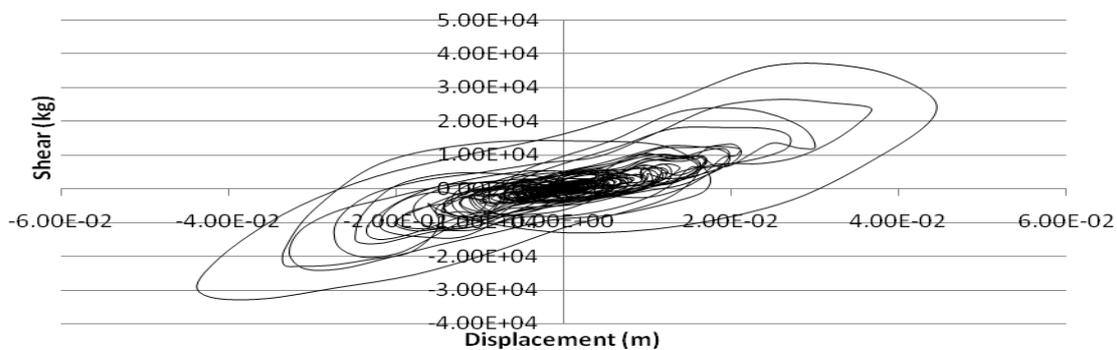
پس از مدل نمودن سازه های ۴، ۸ و ۱۴ طبقه و با لحاظ نمودن ترکیبات بار (UBC)، طراحی آنها را توسط برنامه SAP ۲۰۰۰ انجام میدهم. مقاطع بدست آمده در این قسمت را با نوشتن ورودی برنامه DRAIN - ۲DX جهت تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی آماده می نمایم. تحلیل کلیه مدل های مورد مطالعه تحت رکورد زلزله طبس با شتاب $0.93g$ (حداکثر شتاب زلزله طبس) انجام شده است. در هر مرحله از تحلیل مثلاً برای چهار طبقه بدون تغییر مقاطع تیر و ستون فقط نوع بادبند را تغییر میدهم همچنین طول تیر رابط مقادیر 0.06 ، 0.08 و 0.12 متر متغیر در نظر گرفته می شود (توجه شود که مقاطع بادبند در هر مرحله با تغییر نوع بادبند ثابت مانده و تغییر نمی کند). برای مدل های ۸ طبقه و ۱۴ طبقه کلیه مراحل فوق مجدداً انجام می شود.



نمودار ۱: زمان تغییر مکان بام مدل 4B1E0.6



نمودار ۲: زمان برش پایه مدل 4B2E1



نمودار ۳: منحنی هیستریزیس مدل 4B2E0.8

جدول ۱: مقادیر سختی حاصل از تحلیل دینامیکی در بادبند نوع اول (B1)

	e = 0.6	e = 0.8	e = 1	e = 1.2
	K (t/cm)	K (t/cm)	K (t/cm)	K (t/cm)
طبقه ۴	5.927	5.409	4.620	4.263
طبقه ۸	3.079	2.752	2.476	2.382
طبقه ۱۴	2.067	1.901	1.635	1.438

روش ضریب شکل پذیری

همانطور که در شکل ۵ دیده می‌شود رفتار واقعی غیرخطی با یک رابطه دو خطی مدل می‌شود. در این مدل دو خطی نیروی حد جاری شدن سازه با V_y و تغییر مکان حد جاری شدن با Δ_y نشان داده شده است. در صورت فرض رفتار خطی سازه در هنگام زلزله ماکزیمم برش پایه در آن برابر V_e خواهد بود. این نیرو به دلیل رفتار غیرخطی سازه به نیروی V_y کاهش می‌یابد. حداکثر جابجایی سازه قبل از خرابی نیز Δ_{max} می‌باشد. در نتیجه با توجه به شکل ۵ ضریب شکل پذیری از رابطه ۱ بدست می‌آید.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (1)$$

به دلیل شکل‌پذیری و رفتار غیرخطی سازه نیروی خطی V_e می‌تواند به نیروی V_y کاهش یابد. بنابراین می‌توان ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری را مطابق رابطه ۲ تعریف نمود.

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (2)$$

لازم به یادآوری است که V_y متناظر با نیروی خرابی سازه می‌باشد و به معنای شروع تسلیم شدن سازه نیست. معمولاً یک میرایی لزوج 5 درصد برای محاسبه ضریب کاهش نیرو در رفتار خطی استفاده می‌شود.

اولین جاری شدن در سازه V_s تا ایجاد مکانیزم و خرابی واقعی سازه V_y اضافه مقاومت یا مقاومت افزون نامیده می‌شود و طبق رابطه ۳ تعریف می‌شود

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (3)$$

برای طراحی در حد تنش مجاز، آیین‌نامه‌های طراحی نیروی V_s را به نیروی V_w کاهش می‌دهند. این کاهش توسط ضریب تنش مجاز که طبق رابطه ۴ تعریف می‌شود صورت می‌گیرد.

$$Y = \frac{V_s}{V_w} \quad (4)$$

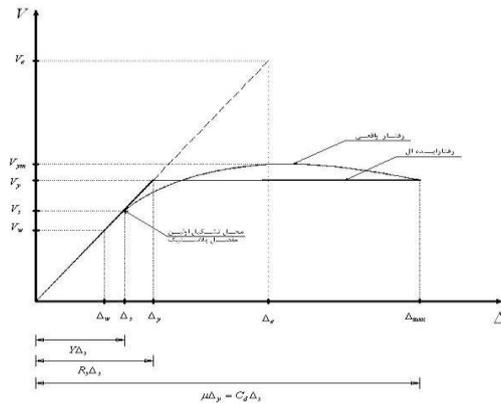
با توجه به مفاهیم در روابط فوق ضریب رفتار سازه که برای تبدیل نیروی خطی اعمالی به سازه به نیروی طراحی به کار می‌رود به ترتیب زیر محاسبه می‌شود:

$$R = \frac{V_e}{V_s} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} = R_\mu \times R_s \quad (5)$$

$$R = \frac{V_e}{V_w} = \frac{V_e}{V_y} \times \frac{V_y}{V_s} \times \frac{V_s}{V_w} = R_\mu \times R_s \times Y \quad (6)$$

معادله ۵ ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش مقاومت نهایی و معادله ۶ ضریب رفتار با دستورالعمل طراحی به روش تنش مجاز می‌باشد.

رابطه تاکاوا، هوانگ و شینوزوکا: در مطالعات تاکاوا و همکاران از سه نوع مختلف سازه‌ای با پایه‌های گیردار به پی و تعدادی زمین لرزه مصنوعی جهت مطالعه کاهش سازه‌های با چند درجه آزادی رابطه پیشنهادی نامبردگان جهت محاسبه ضریب کاهش بر حسب شکل‌پذیری بصورت زیر ارائه شده است.



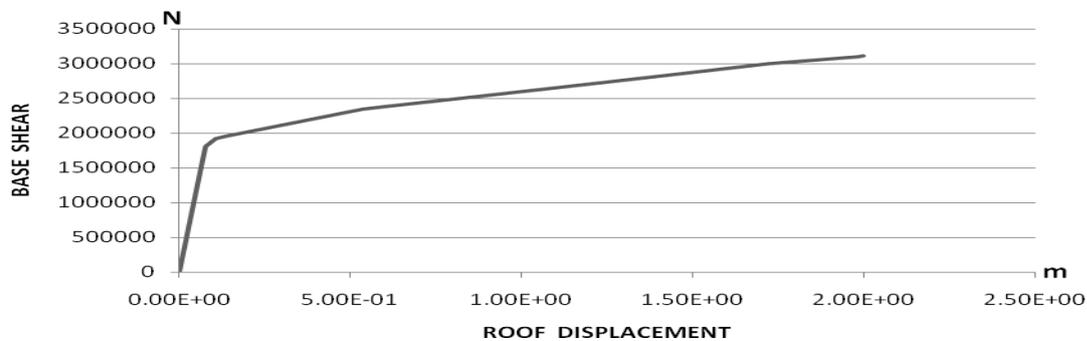
شکل 6: رفتار غیر خطی سازه [7]

$$R_{\mu} = \xi \sqrt{2\mu - 1} \quad (7)$$

در رابطه فوق ξ ضریب تعدیلی است که مقدار آن در این پژوهش 1.05 تا 1.34 ارائه شده و یادآوری می‌گردد که مقدار متوسط پارامتر $\xi = 1.2$ پیشنهاد می‌گردد. [8]

آنالیز پوش آور

آنالیز پوش آور روشی است که به کمک آن می‌توان مقادیر تغییر مکان نظیر تشکیل اولین مفصل پلاستیک، تغییر مکان نظیر نقطه تسلیم و حداکثر تغییر مکان نظیر گسیختگی را برآورد کرد. این کار در برنامه drain با استفاده از بلوک STAT انجام می‌شود با افزایش هر گام مقدار نیروی وارده و در نتیجه مقدار تغییر مکان طبقه ای افزایش می‌یابد تا اینکه اولین مفصل پلاستیک در سازه تشکیل شود. سپس نیروی وارده افزایش داده می‌شود تا مکانیزم گسیختگی تشکیل شود. نمونه هایی از منحنی های پوش آور مدل‌های مورد مطالعه در زیر آورده شده است.



نمودار ۵: منحنی پوش آور برای مدل ۴B1E۰.۶

جداول محاسبه R

با توجه به نمودار های رسم شده سطح زیر منحنی پوش آور را با یک مدل خطی ایده آل سازی می‌نمائیم بطوری که مساحت زیر منحنی را مساوی مساحت مثلث و مستطیل مدل خطی می‌نمائیم. با حل معادله درجه دو از معادل سازی میزان Δ_y محاسبه می‌شود سایر محاسبات لازم در جدول ۳ تا ۱۱ داده شده است.

جدول ۳: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 4 طبقه بادبند نوع اول (B1)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_{μ}	R
0.6	1.48E6	0.0774	1.81E6	0.0941	1.216	0.6412	7.647	4.537	۸.۲۷۵
0.8	1.74E6	0.1103	2.16E6	0.1307	1.300	0.6665	5.702	3.۸۷۱	۷.۵۴۸
1	1.37E6	0.1005	1.62E6	0.1240	1.234	0.7533	6.027	3.۹۹۰	۷.۳۸۵
1.2	1.23E6	0.1212	1.59E6	0.1438	1.186	0.7919	5.034	3.614	6.429

جدول ۴: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 4 طبقه بادبند نوع دوم (B2)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	1.86E6	0.0853	2.20E6	0.1050	1.231	0.5544	7.04	4.340	۸.۰۱۴
0.8	1.83E6	0.0953	2.28E6	0.1153	1.210	0.5850	6.255	4.071	7.389
1	1.91E6	0.1028	2.32E6	0.1254	1.220	0.5783	5.881	3.937	7.192
1.2	1.92E6	0.1083	2.34E6	0.1340	1.237	0.5733	5.448	3.775	7.005

جدول ۵: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 4 طبقه بادبند نوع سوم (B3)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	5.29E5	0.2275	69E4	0.2892	1.271	1.177	2.585	2.450	4.۶۷۱
0.8	7.14E5	0.2631	1.07E6	0.3146	1.196	0.9475	2.274	2.260	4.054
1	8.7E5	0.2820	1.30E6	0.3364	1.193	0.8139	2.168	2.192	3.۹۲۳
1.2	9.99E5	0.2915	1.51E6	0.3483	1.195	0.7273	2.090	2.140	3.۸۳۶

جدول ۶: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 8 طبقه بادبند نوع اول (B1)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	3.40E6	0.2814	2.14E6	0.3508	1.247	0.7608	4.133	۳.۲۳۵	6.051
0.8	3.23E6	0.2805	2.03E6	0.3513	1.252	0.8049	4.116	3.228	6.062
1	3.03E6	0.3001	1.99E6	0.3644	1.214	0.8386	3.941	3.148	5.733
1.2	2.95E6	0.3206	1.91E6	0.3849	1.201	0.8793	3.843	3.103	5.590

جدول ۷: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 8 طبقه بادبند نوع دوم (B2)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	3.88E6	0.3335	2.53E6	0.4280	1.283	0.7439	3.292	2.836	5.458
0.8	4.03E6	0.3585	2.62E6	0.4561	1.272	0.7600	3.151	2.763	5.۲۷۲
1	4.28E6	0.3778	2.67E6	0.4856	1.285	0.9004	3.068	2.720	5.۲۹۳
1.2	4.18E6	0.4007	2.76E6	0.5062	1.263	0.9503	2.868	2.۶۱۲	4.948

جدول ۸: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 8 طبقه بادبند نوع سوم (B3)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	1.24E6	0.5598	958240	0.6177	1.103	2.087	2.341	2.۳۰۳	3.8۱۰
0.8	1.58E6	0.6475	1.27E6	0.7295	1.127	1.657	2.014	2.0۸۸	3.۵۳۰
1	1.47E6	0.6181	1.06E6	0.8166	1.321	1.457	1.785	1.۹۲۴	3.۸۱۲
1.2	2.26E6	0.7348	1.81E6	0.8281	1.127	1.275	1.838	1.۹۶۳	3.۳۱۸

جدول ۹: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 14 طبقه بادبند نوع اول (B1)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	6.54E6	0.7556	2.52E6	0.9389	1.243	1.291	2.724	2.531	4.719
0.8	5.90E6	0.8017	2.53E6	0.9474	1.182	1.358	2.583	2.449	4.342
1	5.96E6	0.7571	2.28E6	0.9496	1.254	1.436	2.695	2.514	4.729
1.2	5.57E6	0.7141	2.01E6	0.9590	1.343	1.488	2.652	2.490	5.016

جدول 10: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 14 طبقه بادبند نوع دوم (B2)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	7.23E6	0.9298	2.94E6	1.190	1.280	1.191	2.114	2.156	4.140
0.8	7.61E6	1.025	3.15E6	1.261	1.230	1.211	2.057	2.118	3.908
1	7.50E6	1.049	3.15E6	1.313	1.252	1.264	1.948	2.042	3.835
1.2	7.40E6	1.073	3.17E6	1.354	1.262	1.338	1.866	1.983	3.754

جدول 11: نتایج حاصل از منحنی های پوش آور برای مدل 14 طبقه بادبند نوع سوم (B3)

e	s	Δ_s	V_s	Δ_y	R_s	T	μ	R_μ	R
0.6	2.63E6	1.197	1.05E6	1.521	1.270	2.944	1.797	1.933	3.682
0.8	3.01E6	1.368	1.38E6	1.663	1.216	2.185	1.579	1.763	3.216
1	3.20E6	1.492	1.66E6	1.786	1.197	2.329	1.402	1.612	2.894
1.2	3.63E6	1.587	1.94E6	1.867	1.176	2.217	1.352	1.566	2.762

نتیجه گیری

با در نظر گرفتن این نکته که سطح زیر نمودار و شیب قسمت خطی منحنی عوامل تعیین کننده جهت پارامتر های شکل پذیری است و این موضوع به جهت دخالت داشتن در یک معادله درجه دو اثر گذار است می توان نتایج زیر را بدست آورد:

- 1 - انرژی جذب شده در ناحیه الاستیک برای بادبند نوع اول بیشتر از دوم و سوم است و نوع دوم نیز انرژی جذب شده بیشتری نسبت به نوع سوم دارد و این مطلب برای همه ساختمانهای ۴، ۸ و ۱۴ طبقه صدق می کند.
- 2 - سازه هایی که در ناحیه الاستیک دارای سختی بیشتری هستند در ناحیه پلاستیک نیز رفتار بهتری داشته اند به عبارت دیگر جذب انرژی ناحیه پلاستیک سازه های که در ناحیه الاستیک جذب انرژی بالاتری داشته اند بیشتر بوده و در نتیجه ضریب رفتار بالاتری دارند
- 3 - باتغییر طول تیر رابط و ثابت ماندن ما بقی خصوصیات هندسی و مصالح در ازا افزایش طول تیر رابط Δ_y و همچنین زمان تناوب افزایش و مقدار ضریب کاهش در اثر شکل پذیری و نهایتاً ضریب رفتار کاهش می یابد.
- 4 - میزان R حداکثر که در $e=0.6$ بدست می آید برای مدل ۴ طبقه ۸.۲۷۵ است که برای مدل ۸ طبقه این میزان ۲۷ درصد کاهش و در مدل ۱۴ طبقه نسبت به ۸ طبقه ۲۲ درصد کاهش نشان میدهد.
- 5 - کاهش میزان R به تناسب افزایش طبقات بدلیل کاهش شیب ناحیه خطی و نیز کاهش میزان $\frac{\Delta_{max}}{\Delta_y}$ است.
- 6 - افزایش سختی در مدل های بادبند نوع دوم نسبت به نوع اول در برون محوری ۰/۶ به میزان ۱/۶ برابر در ۴ طبقه ۱/۳ برابر در ۸ طبقه و ۲ برابر در ۱۴ طبقه می باشد این افزایش به دلیل اتصال نقاط فوقانی باد بند در نوع دوم به صورت ضربدری می باشد.
- 7 - مقادیر سختی در کلیه مدل های نوع سوم نسبت به دو نوع دیگر به شدت کاهش می یابد به طوری که مثلاً در برون محوری ۰/۶ مدل ۴ طبقه این کاهش به ۸/۵ برابر می رسد.
- 8 - همانطور که در تحلیل سازه های موجود ملاحظه گردید تعیین زمان تناوب سازه های مهاربندی شده برون محور بر اساس ظواهر سازه و صرفاً ارتفاع مناسب نمی باشد. عواملی مانند تعداد دهانه های مهاربند و نیز نوع مهاربند موثر می باشد.

۹ - در نظریه‌ی یک R واحد جهت سازه‌های با بادبند برون محور مناسب نبوده و می‌بایست طول تیر پیوند با ارائه رابطه‌ی مناسب دخالت داده شود.

۱۰ - حدس اولیه در خصوص سه نوع باد بند، این مساله را به ذهن متبادر می‌نماید که باد بند نوع سوم به دلیل اینکه ساختار خرپا گونه‌ای داشته و دارای برون محوری نیز هست پس با تلفیق هر دو مورد می‌توان مقاومت و همچنین شکل پذیری مناسبتری داشته باشد در حالیکه نتیجه تحلیلها کاملاً مشخص نمود که هم از لحاظ مقاومت و هم به جهت شکل پذیری این بادبند گزینه مناسبی نیست و استفاده از آن توصیه نمی‌شود. در صورت استفاده از این نوع بادبند میزان e متناظر می‌بایست بیش از مقادیر داده شده انتخاب و مقاومت و شکل پذیری آن محاسبه و کنترل گردد. در این تحقیق با توجه به اینکه مقدار ضریب رفتار بادبند نوع دوم نزدیک به نوع اول است ولی سختی آن مطابق ارقام ارائه شده در بند ۶ بیشتر است، بنابراین استفاده از این نوع بادبند توصیه می‌شود.

فهرست منابع

- 1- ناطق الهی، فریبرز، کتاب رفتار طراحی لرزه‌ای قابهای خارج از مرکز، پژوهشگاه زلزله 1375
- 2- روحانی فر، احمد، پایان نامه کارشناسی ارشد، بررسی رفتار بادبند با میله‌های خارج از مرکز، دانشگاه تبریز، 1380
- 3- خسروبرگی، دینامیک سازه‌ها، انتشارات دانشگاه تهران، سال ۱۳۷۹
- 4- آئین نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن
- 5- خسروبرگی، دینامیک سازه‌ها، انتشارات دانشگاه تهران، سال ۱۳۷۹
- 6- Kasai, K. and E.P.Pnpov, "A Study Seismically of Resistant Eccentrically Braced Frames", Report No.UCB/EERC- 87/06, Earthquake Engineering Research Center. University of California, Berkeley, CA, 1987.
- ۷-Freeman S.A. "on the correlation of code Force to Earthquake Demands" Proceeding of 4th U.S-Japan workshop on Improvement of Building Structural and Construction Practices (ATC 15 – 3), 1990.
- ۸-Newmark N.M. & Hall W.J. "Earthquake Spectra and Design" Monograph Earthquake Engineering Research Institute Berkeley , California , 1982 .