فصلنامه پژوهش در علوم، مهندسی و فناوری
دوره ۷، شماره ۱، بهار ۱۴۰۰
صفحات ۱۰۹-۱۲۳
ISSN: 2476-5082
www.uctjournals.com

بررسی کارآیی روش مستقیم در طراحی ستون های دارای خطای ناشاقولی ساخت

سعید قبادی بیگوند
کارشناس ارشد، گروه علوم فنی مهندسی، عمران گرایش سازه، دانشگاه پردیس بین المللی، دانشگاه خوارزمی، کرج، ایران
En.saeed65@gmail.com

چکیده

گسترش شهرها، افزایش جمعیت و محدود بودن سطح شهرها سبب شده است که ساختمان سازی از بعد افقی به بعد قائم تغییر جهت دهد. با ارتفاع گرفتن سازه ها، خطاهای اجرایی از جمله ناشاقولی ستون ها، موجب گردید تحقیقاتی در این زمینه انجام گردد. به منظور بررسی اثرات ناشاقولی ستونها در قابهای خمشی، ابتدا قاب های دو بعدی سه دهانه ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه به صورت قاب خمشی با استفاده از روش پوش اُور و سپس تحت تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی تحت 10 رکورد زلزله قرار گرفتند. به منظور بررسی تاثیر نا شاقولی در ستون های کناری و میانی ساختمان با قاب خمشی، ستون های مورد نظر را با ناشاقولی هایی به میزان 1.25 cm، 2.5 cm و 5 cm و مقایسه آن ها با دستورالعمل آئین نامه مبنی بر استفاده از بار فرضی جانبی به مقدار Ni=0.002Yi مورد بررسی قرار گرفتند. برای بررسی عملکرد کلی سازه از تحلیل تاریخچه زمانی غیر خطی بهره گرفته شد. مهمترین خروجی این آنالیزها منحنیIDA و همچنین برش پایه می باشند. نتایج این تحقیق نشان میدهد که این مقدار ناشاقولی تاثیر چندانی بر عملکرد لرزه ای ساختمانها نمی گذارد.

کلیدواژه: ناشاقولی ستونها، قاب خمشی، عملکرد لرزه ای، تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی.

۱- مقدمه

مهندسی سازه همواره به گونه‌ای اجتناب ناپذیر با عیوب و نواقص اجرایی در سازه‌ها عجین بوده است. به طور کلی این گونه نواقص و خطاهای اجرایی زمانی که در حد رواداری‌های مجاز باشند تاثیر شدیدی بر واکنش سازه و المان‌های آن ندارد اما در سایر شرایط اثر نواقص موجود قابل چشم پوشی نیست. آن چیز که در مباحث آتی این مقاله سرلوحه کار خواهد بود یافتن پاسخی جامع بر سئوالاتی است که با ایجاد خطا و نواقص اجرائی سازه در ذهن متبادر می‌گردد.

چنانچه به طور اجمال به این گونه سئوالات اشاره شود می‌توان نوشت:

۱- آیا خطاهای اجرایی ناشاقولی ستون ها تاثیر سوئی بر عملکرد و رفتار سازه و المان‌های آن دارد؟

۲- آنچه در آئین نامه‌های معتبر بین‌المللی تحت عنوان رواداری‌های مجاز ساخت آورده شده است تا چه حد قابل اطمینان می‌باشد؟ آیا در این مقادیر ضریب اطمینان بصورت دست بالا لحاظ گردیده است؟

۳- اگر در محدوده خطاهای اجرایی از محدوده رواداری‌های مشخص شده تجاوز نمود چه خطراتی برای سازه می‌توان متصور شد؟

۴- آیا می‌توان مقادیر رواداری مشخص شده در آیین نامه‌ها را تغییر داد؟

۵- محتوای فرکانسی شدت نگاشت ها چه تأثیری روی پاسخ سازه می گذارد؟

پاسخ به سئوالات فوق‌الذکر از اهداف این مقاله خواهد بود.

تحقیقات گذشته نشان می‌دهد که ثبات یک سازه رابطه مستقیمی با المان‌بندی آن دارد و نحوه قرار گیری المان‌ها در توزیع بار و توزیع نیروهای سازه‌ای تاثیر بسزایی در پایداری سازه خواهند داشت، تحقیقات بسیاری بر روی این مطلب متمرکز گردید و نگرانی‌ها از آنجا شروع شد که مغایرت و اختلاف‌هایی بین نیروهای تئوری المان‌ها و نیروهای آزمایشی مدل‌ها مشاهده شد.

در سال ۱۹۴۵، Koiter فرض کرد که کلیه سازه‌ها از ابتدای اجرا دارای نواقص ساخت می‌باشند. که این نواقص هر چند بسیار کوچک اجتناب ناپذیر است و موجب ایجاد اختلافاتی بین نتایج تئوری یک سازه و عملی همان سازه می‌گردند. وی گفت که یکی از مشخصه‌های ناپایداری در سازه وجود یک سری نواقص اجرایی در نقاط حساس سازه می‌باشد. آن چیزی که بسیار مهم جلوه می‌کند آن است که نقاط حساس سازه کجا هستند؟ و کدام یک از المان‌ها در سازه با در بر گرفتن یک نوع خاص از خطا، سازه را در مقابل ناپایداری حساس می‌کنند؟

لذا جهت نیل به این اهداف بایستی ابتدا خطاهایی را به مدل‌های در نظر گرفته شده اعمال نمود که به حقیقت نزدیک‌تر باشد و عملکرد و رفتار سازه را در مقابل آن‌ها بدست آورد. تحلیل دقیق نتایج می‌تواند ما را به هدف نزدیک‌تر کند.[1]

آن چیز که در این قسمت مورد بحث قرار می‌گیرد آن است که با توجه به تصادفی بودن نواقص هندسی چگونه می‌توان این عامل مهم را در تحقیقات در نظر گرفت.

با توجه به تصادفی بودن خطاها، وجود یک ضریب اطمینان ضروری است که بایستی نسبت به نوع سازه و حساس بودن آن این ضریب را به گونه‌ای افزایش یا کاهش داد.

کلیه مدل‌های سازه‌ای مورد بحث در این مقاله به نحوی نواقص هندسی را در خود جای دادند.

لیکن آن چیز که در این قسمت مورد بحث است آن است که مقادیر اولیه نقص جهت اعمال به مدل‌های ریاضی در نظر گرفته شده در این مقاله را چگونه مشخص نمایم.

۲- معرفی فرضیات مدل و نحوه طراحی آن ها

در این تحقیق به منظور مقایسه مدل های بدون نقص اجرایی و مدل های با نقص اجرایی، یک پارامتر اصلی مورد مطالعه قرار گرفته است. این پارامتر عملکرد لرزه ای می باشد.

فرضیات این طراحی در جدول ۱ ارائه شده است:

جدول ۱. مشخصات قاب ها و نوع بارگذاری

ارتفاع طبقه اول= ۴,۶ متر
ارتفاع سایر طبقات= ۴ متر
تعداد دهانه ها= ۳ دهانه
بار مرده کف= ۶۵۰ kg/m^2
بار مرده سقف= ۶۵۰ kg/m^2
بار زنده کف= ۲۰۰ kg/m^2
بار زنده سقف= ۱۵۰ kg/m^2

جدول ۲. سناریوها و میزان اعوجاج ستون ها

PORTAL	IMPERFECTION SCENARIO			
4	12.5%	37.5%	50%	80%
8	12.5%	37.5%	50%	80%
12	12.5%	37.5%	50%	80%
20	12.5%	37.5%	50%	80%
Distortion of the Columns				
1.25 cm	2.5 cm		5 cm	

در این مقاله از ۵۲ قاب استفاده شده است که ۴۸ قاب دارای اعوجاج با سناریوهای مختلف طبق جدول(۲) می باشند و ۴ قاب بدون اعوجاج می‌باشند.

۲-۱- صحت سنجی نرم افزار

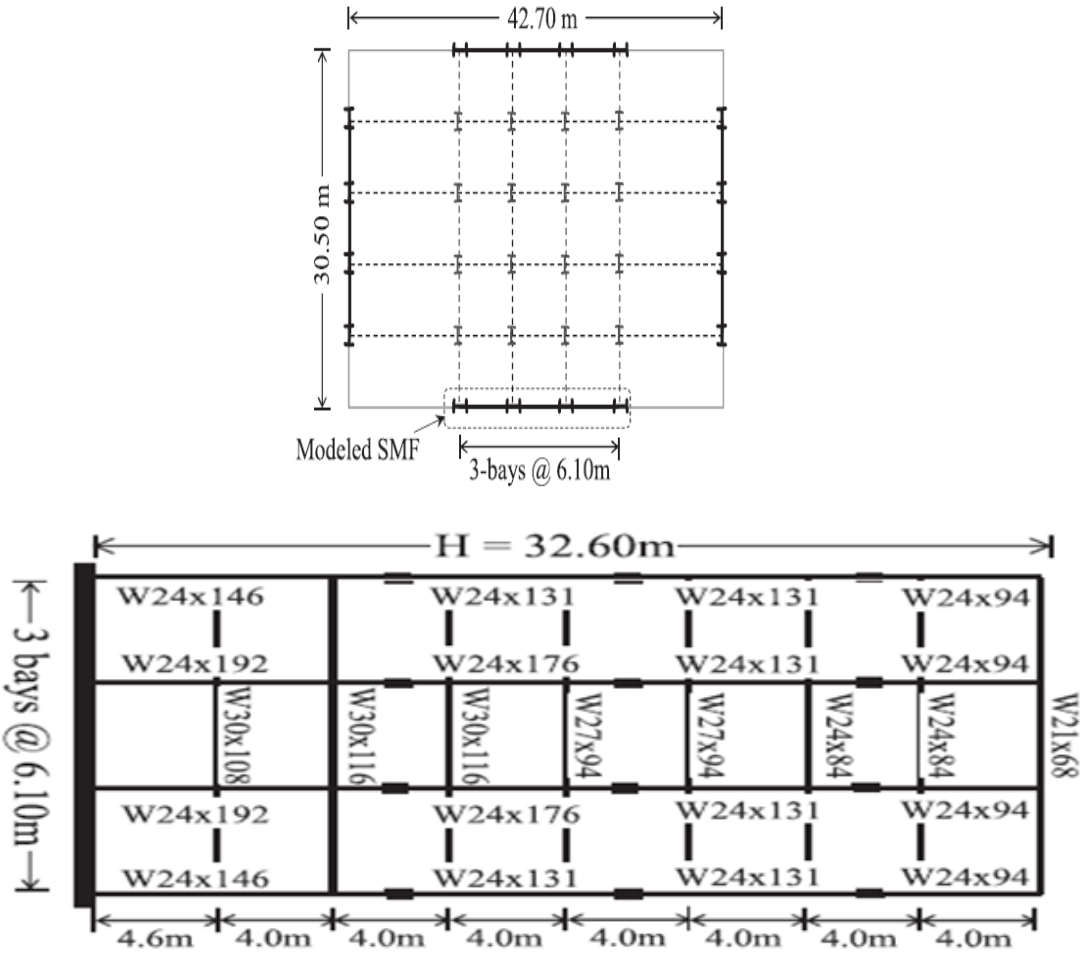
به منظور صحت سنجی نرم افزار ابتدا قاب های طراحی شده در مقاله Ahmed Elkady استخراج شده را در برنامه Opensees مدلسازی شدند.[۳]

پس از مدلسازی، پریود قاب مدلسازی در Opensees را با پریود همان مقاله طبق جدول (۳) مقایسه گردید. پس از مدل سازی، قاب های مفروض تحلیل پوش اُور، تک زلزله ای و IDA شدند. پس از انجام تحلیل جذب انرژی مدل ها در مدت زمان زلزله مقایسه ای در لنگر های جذب شده در قاب ها شده است. مشخصات هندسی، سطح مقطع تیر و ستون ها و ضخامت ورق در پانل های مختلف در شکل1 نشان داده شده است .

جدول ۳. مقدار پریود سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه [3]

	4-story				8-story				12-story				20-story			
	Bare	Composite			Bare	Composite			Bare	Composite			Bare	Composite		
SCWB ratio	1.0	1.0	1.5	2.0	1.0	1.0	1.5	2.0	1.0	1.0	1.5	2.0	1.0	1.0	1.5	2.0
T_1 (s)	1.51	1.37	1.33	1.30	2.00	1.82	1.75	1.69	2.70	2.46	2.41	2.25	3.44	3.17	3.05	2.94
Ω	2.00	2.29	2.41	2.57	2.63	3.13	3.32	3.52	2.09	2.52	2.52	2.77	1.89	2.27	2.34	2.39
μ_T	4.60	4.57	4.56	4.91	3.30	2.91	3.41	3.62	2.70	2.38	2.93	3.36	2.61	2.21	2.62	2.81

با توجه به فرضیات فوق مدل سازی انجام گردید. برای کلیه مقاطع تیر و ستون در قاب های فوق از مقاطع W استفاده شده است. شکل(۱) نمونه قاب ۸ طبقه خمشی بوده و دیگر قاب ها همانند جدول‌های (4) و (5) مدل سازی شده در نرم افزار OPENSEES را نشان می دهد.



شکل (۱) نمونه قاب ۸ طبقه خمشی

جدول ۴. مشخصات مقاطع قاب های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه [2]

Story	Elevation [m]	Beam size	Column size		Doubler Plate Thickness [mm]	
			Exterior	Interior	Exterior	Interior
2-Story						
2	8.2	W16x31	W24x131	W24x162	0.0	0.0
1	4.2	W30x132	W24x131	W24x162	9.5	30.2
4-Story						
4	16.3	W21x57	W24x62	W24x62	0.0	7.9
3	12.3	W21x57	W24x103	W24x103	0.0	7.9
2	8.3	W21x73	W24x103	W24x103	0.0	7.9
1	4.3	W21x73	W24x103	W24x103	0.0	7.9
8-Story						
8	32.2	W21x68	W24x94	W24x94	0.0	7.9
7	28.2	W24x84	W24x131	W24x131	0.0	14.3
6	24.2	W24x84	W24x131	W24x131	0.0	11.1
5	20.2	W27x94	W24x131	W24x176	0.0	14.3
4	16.2	W27x94	W24x131	W24x176	0.0	7.9
3	12.2	W30x116	W24x146	W24x192	1.6	15.9
2	8.2	W30x116	W24x146	W24x192	1.6	11.1
1	4.2	W30x108	W24x146	W24x192	0.0	9.5
12-Story						
12	48.2	W24x84	W24x84	W24x94	1.6	14.3
11	44.2	W24x84	W24x131	W24x131	1.6	14.3
10	40.2	W27x94	W24x131	W24x131	0.0	14.3
9	36.2	W27x94	W24x131	W24x176	0.0	14.3
8	32.2	W30x116	W24x131	W24x176	1.6	15.9
7	28.2	W30x116	W24x162	W24x207	1.6	15.9
6	24.2	W30x116	W24x162	W24x207	0.0	11.1
5	20.2	W30x116	W24x192	W24x250	0.0	11.1
4	16.2	W30x132	W24x192	W24x250	0.0	9.5
3	12.2	W30x132	W24x229	W24x279	1.6	9.5
2	8.2	W30x132	W24x229	W24x279	1.6	4.8
1	4.2	W30x124	W24x229	W24x279	0.0	1.6

جدول ۵. مشخصات مقاطع قاب ۲۰ طبقه [2]

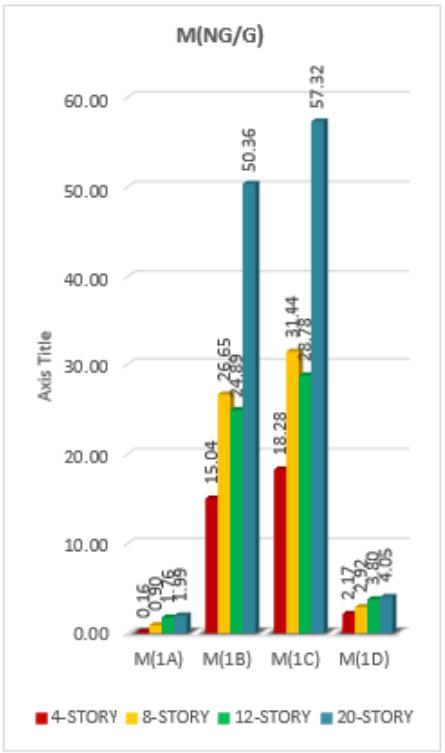
Story	Elevation [m]	Beam size	Column size		Doubler Plate Thickness [mm]	
			Exterior	Interior	Exterior	Interior
20-Story						
20	80.2	W24x68	W14x132	W27x129	1.6	0.0
19	76.2	W24x68	W14x193	W27x194	1.6	0.0
18	72.2	W33x130	W14x193	W27x194	25.4	25.4
17	68.2	W33x130	W14x233	W36x232	25.4	25.4
16	64.2	W33x130	W14x233	W36x232	15.9	20.6
15	60.2	W33x130	W14x283	W36x262	3.2	7.9
14	56.2	W33x152	W14x283	W36x262	0.0	9.5
13	52.2	W33x152	W14x311	W36x330	0.0	9.5
12	48.2	W33x152	W14x311	W36x330	0.0	6.4
11	44.2	W33x152	W14x370	W36x361	0.0	6.4
10	40.2	W33x152	W14x370	W36x361	0.0	3.2
9	36.2	W33x152	W14x370	W36x395	0.0	3.2
8	32.2	W33x152	W14x370	W36x395	0.0	0.0
7	28.2	W33x152	W14x455	W36x441	0.0	0.0
6	24.2	W33x141	W14x455	W36x441	0.0	0.0
5	20.2	W33x141	W14x455	W36x487	0.0	0.0
4	16.2	W33x141	W14x455	W36x487	0.0	0.0
3	12.2	W33x141	W14x500	W36x529	0.0	0.0
2	8.2	W33x130	W14x500	W36x529	0.0	0.0
1	4.2	W33x130	W14x500	W36x529	0.0	0.0

4- معیارهای انتخاب شتاب نگاشت ها

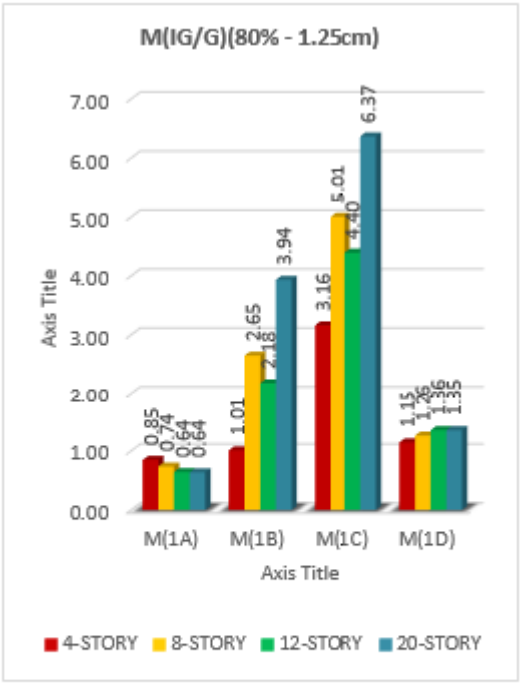
در این تحقیق از ۱۰ رکوردر معرفی شده توسط FEMAP695 برای انجام تحلیل IDA استفاده شده است. ۱۰ رکوردر FEMAP695 به گونه ای انتخاب شده اند که بتوانند شرایط زلزله طرح را ارضاء کنند و در آن ها آثار: بزرگا، فاصله از گسل، ساز و کار چشمه لرزه را در نظر گرفته باشند. [۴-۵]

5- خروجی آنالیزها

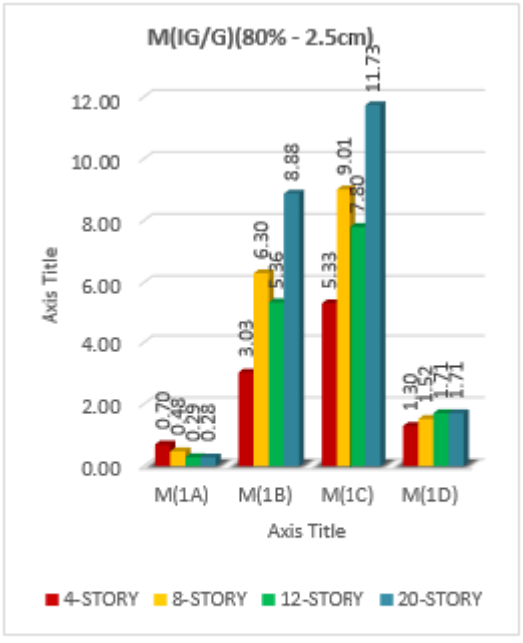
نتایج تحلیل لنگر خمشی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی و زلزله با شاقولی کامل و ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای، مجاز آئین نامه‌ای و دوبرابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ناشاقولی ستون‌ها:



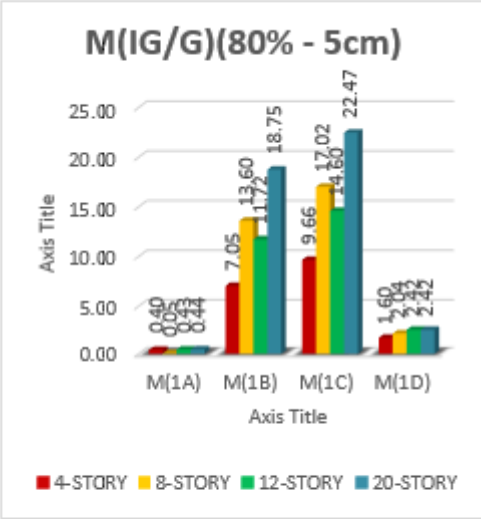
شکل (2) نمودار مقایسه لنگر خمشی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی و بار جانبی فرضی با شاقولی کامل ستون‌ها



شکل (3) نمودار مقایسه لنگر خمشی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروی ثقلی با شاقولی و ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌ها



شکل (4) نمودار مقایسه لنگر خمشی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروی ثقلی با شاقولی و ناشاقولی مجاز آئین نامه‌ای به همراه ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌ها



شکل (5) نمودار مقایسه لنگر خمشی قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروی ثقلی با شاقولی و ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌ها

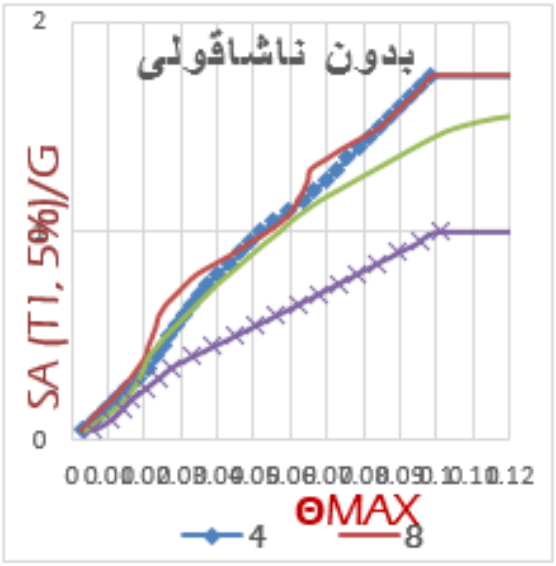
با توجه به نمودار شکل های (۲) الی (۵) نتایج زیر حاصل می شود:

- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب۱۵و ۱۸ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب ۸ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب۲۶ و ۳۱ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب ۱۲ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب۲۴ و ۲۸ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب ۵۰ و ۵۷ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب۰,۱۶ و ۲ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب 8 طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب۰,۹و ۳ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب 12 طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب ۱,۸۰ و ۳,۸۰ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (NG/G) قاب 20 طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی برای ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب۲ و ۴ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب ۷ تا ۱۰ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۸ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب ۱۳ تا ۱۷ می باشد.

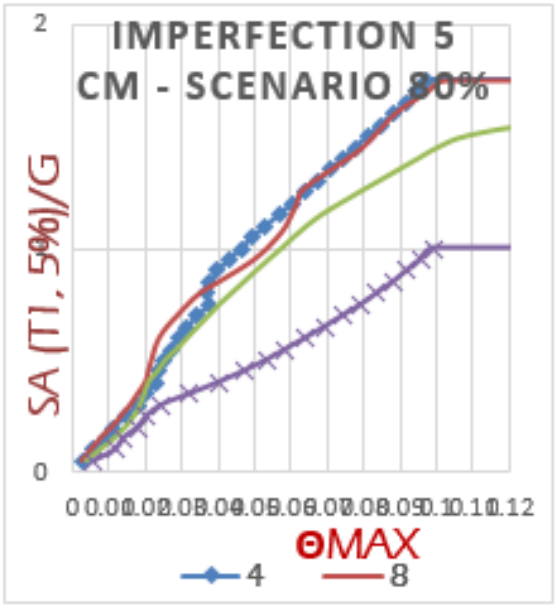
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۱۲ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب ۱۲ تا ۱۴,۵ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) به ترتیب ۱۹ تا ۲۲,۵ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب ۰,۴۰ تا ۱,۶۰ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۸ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب ۰,۰۵ تا ۲ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۱۲ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب ۰,۴۳ تا ۲,۵ می باشد.
- نسبت لنگر خمشی (IG/G) قاب ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D) به ترتیب ۰,۴۵ تا ۲,۵ می باشد.

6- نتایج تحلیل IDA

نتایج تحلیل IDA قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی و زلزله با شاقولی کامل و ناشاقولی دوبرابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریو ناشاقولی ستون‌ها:



شکل (۶) نتایج میانگین نمودارهای IDA قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰طبقه
تحت اثر نیروهای زلزله FEMPP695 با شاقولی کامل ستون‌ها



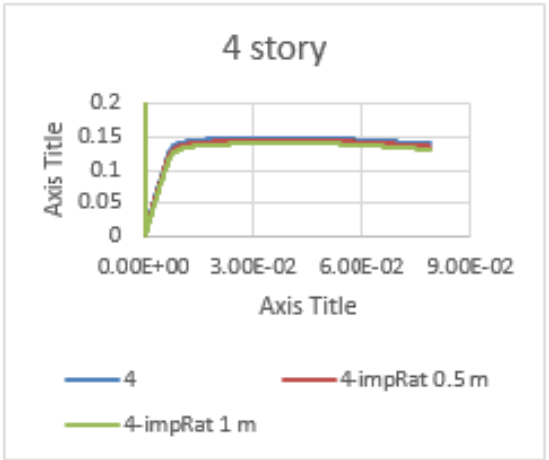
شکل (۷) نتایج میانگین نمودارهای IDA قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای زلزله FEMPP695 با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌ها

با توجه به نمودار شکل های (۶) و (۷) نتایج زیر حاصل می شود:

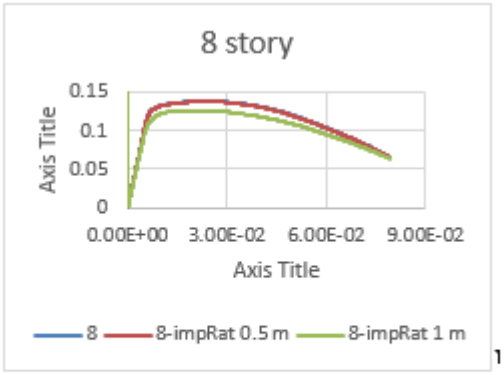
- در سازه بدون اعوجاج نمودار IDA میانگین (نسبت سازه با اعوجاج) دارای شیب یکنواخت است.
- نمودار سازه‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، تطابق نسبی دارند، اما نمودار سازه ۲۰ طبقه با اختلاف زیادی از این سازه‌ها و با شیب کمتری مشاهده می‌شود.

۷. نتایج تحلیل برش پایه

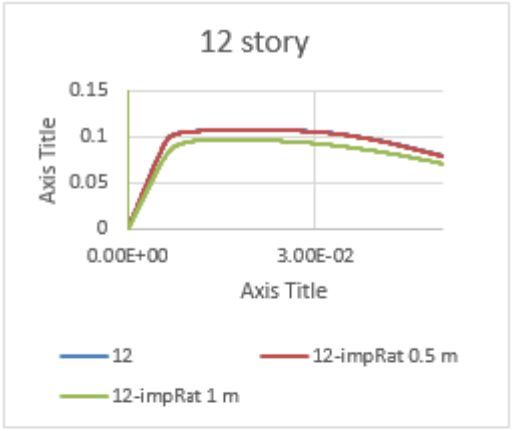
نتایج تحلیل برش پایه، با شاقولی کامل و ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر با ۱۰۰ سانتیمتر برای قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه با سناریو ۸۰٪ نشان داده می شود:



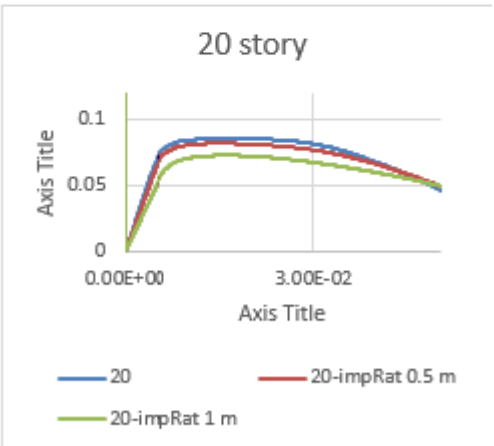
شکل (۸) نمودار برش پایه قاب ۴ طبقه با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه شاقولی کامل ستون ها، ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر و ۱۰۰ سانتیمتر



شکل (۹) نمودار برش پایه قاب ۸ طبقه با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه شاقولی کامل ستون ها، ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر و ۱۰۰ سانتیمتر



شکل (۱۰) نمودار برش پایه قاب ۱۲ طبقه با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه شاقولی کامل ستون ها، ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر و ۱۰۰ سانتیمتر

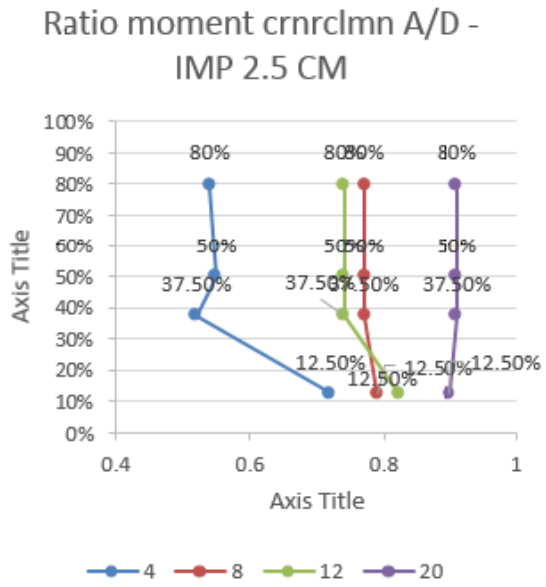


شکل (۱۱) نمودار برش پایه قاب ۲۰ طبقه با ناشاقولی دو برابر مجاز آئین نامه‌ای به همراه شاقولی کامل ستون ها، ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر و ۱۰۰ سانتیمتر

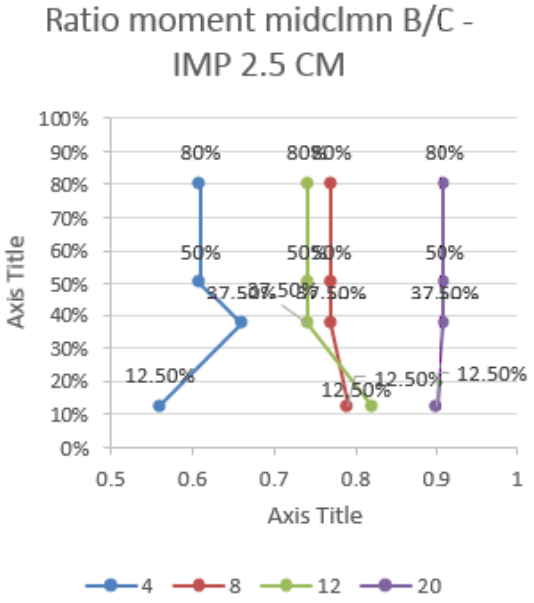
با توجه به نمودار شکل های (۸) الی (۱۱) نتایج زیر حاصل می شود:

- با افزایش ناشاقولی ستون ها در قاب های دو بعدی منظم ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه و با فرضیات طراحی مورد نظر در صورتی که اتصالات قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بطور استاندارد اجرا شده باشد برای تمامی قاب های این تحقیق و در سناریوهای موجود تا ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر، برش پایه حداکثر، برای هر یک از قاب ها چه بصورت شاقول و یا ناشاقولی تغییر قابل توجه ای نداشته است.

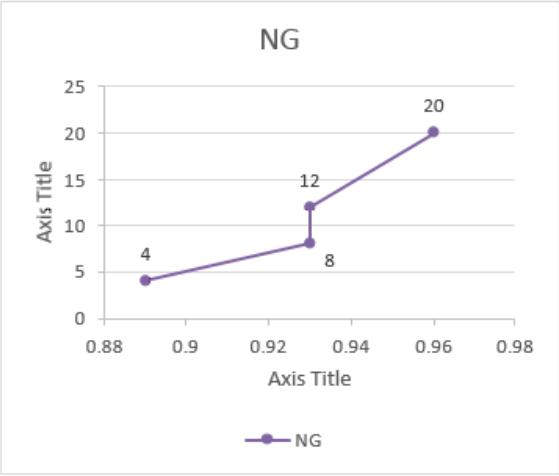
۸. نتایج نسبت لنگرهای ستون های کناری و ستون های میانی



شکل (۱۳) نمودار مقایسه نسبت لنگر خمشی IG قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ٪۱۲.۵، ٪۳۷.۵ ٪۵۰ و ٪۸۰ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D)



شکل (۱۲) نمودار مقایسه نسبت لنگر خمشی IG قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ٪۱۲.۵، ٪۳۷.۵ ٪۵۰ و ٪۸۰ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C)



شکل (۱۴) نمودار مقایسه نسبت لنگر خمشی NG قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی ستون‌های میانی (B & C)

با توجه به نمودار شکل های (۱۲) الی (۱۴) نتایج زیر برای مقایسه نسبت لنگر خمشی NG و IG ستون های کناری و میانی حاصل می شود:

- نسبت لنگر خمشی IG/G در ستون A قاب ۱۲ طبقه با شاقولی کامل و ناشاقولی نصف مجاز آئین‌نامه ای به همراه ۱۲,۵٪ ناشاقولی ستون‌ها ۰,۶۰ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) در محدوده ۰,۵ تا ۰,۶ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۸۹ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۸ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) در محدوده ۰,۷۸ تا ۰,۸ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۳ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۱۲ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) در محدوده ۰,۷۵ تا ۰,۸۲ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۳ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های میانی (B & C) در محدوده ۰,۹۰ تا ۰,۹۲ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۶ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۴ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌هایکناری (A & D) در محدوده 0.52 تا 0.72 می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۸۹ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۸ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D) در محدوده ۰,۷۸ تا ۰,۸ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۳ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۱۲ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌های کناری (A & D)در محدوده ۰,۷۵ تا ۰,۸۲ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۳ می باشد.

- نسبت لنگر خمشی IG قاب ۲۰ طبقه تحت اثر نیروهای ثقلی، بار جانبی با ناشاقولی نصف مجاز آئین نامه‌ای به همراه سناریوهای ۱۲,۵٪، ۳۷,۵٪ ۵۰٪ و ۸۰٪ ناشاقولی ستون‌هایکناری (A & D) در محدوده ۰,۹۰ تا ۰,۹۲ می باشد و لی نسبت لنگر خمشی NG برابر ۰,۹۶ می باشد.

۱. با توجه به بررسی قاب های خمشی منظم ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه مشاهده می شود وجود ناشاقولی با سناریوهای مفروض برای ستون ها در طبقات مختلف (ناشاقولی مختلف الجهت در طبقات) تاثیری در رفتار کلی این سازه ها نداشته است.
بنابراین دستورالعمل آئین نامه مبنی بر استفاده از بار فرضی جانبی به مقدار $Ni=0.002Yi$ کاملا محافظه کارانه است.

۲. در صورتی که ستون ها با ناشاقولی مفروض جزء سیستم باربر جانبی نباشند و یا جزو سیستم دوگانه‌ای باشند که سهم بار لرزه ای کمی را تحمل کنند و بار ثقلی مهم ترین بار طراحی آن ها باشد مقدار$Ni=0.001Yi$ می تواند برای در نظر گرفتن اثر ناشاقولی های مفروض کفایت کند.

۳. به دلیل مختلف الجهت بودن ناشاقولی ستون ها در طبقات مشاهده شد که رفتار قاب ها با تغییر سناریو (۱۲,۵٪ تا ۸۰٪ ستون ها ناشاقول باشند) تفاوتی محسوس در مقابل بار جانبی ظاهر نمی شود. از این رو به نظر می رسد در صورت مشاهده

اجرای ناشاقولی ستون ها در یکی از طبقات یک قاب خمشی (تا حد دو برابر رواداری مجاز) مـی تـوان بـا اصـلاح ناشـاقولی در طبقه فوقانی به نحوه مناسبی اثرات سوء خطاهای اجرایی را بر عملکرد سازه بر طرف کرد.

۴. با افزایش ناشاقولی ستون ها در قاب های دو بعدی منظم ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه و با فرضیات طراحی مـورد نظـر در صـورتی که اتصالات قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بطور استاندارد اجرا شده باشد برای تمامی قاب های این تحقیق و در سـناریوهای موجود تا ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر، برش پایه حداکثر، برای هر یک از قاب ها چه بصورت شاقول و یا ناشاقولی تغییر قابـل توجـه ای نداشته است.

۵. در صورتی که طراحی قاب واتصالات تیر- ستون بصورت صحیح انجام شده باشد عملکرد قاب‌ها تـا ناشـاقولی حـدود ۱۲,۵٪ نسبت به ارتفاع طبقه، رفتار مشابه قاب‌های معمولی است، اما ناشاقولی بیش از ۱۲,۵٪ منجر به بروز تفاوت قابـل ملاحظـه در منحنی های بار جانبی – تغییر مکان خواهد شد و در این شرایط انحراف ستون از محور قائم باید دقیقاً در مـدل سـازی مـورد توجه قرار گیرد و چنین مدلی همانند سیستم های دایاگرید بررسی شود.

۹. نتیجه گیری

۱. با توجه به بررسی قاب های خمشی منظم ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه مشاهده می شود وجود ناشـاقولی بـا سـناریوهای مفـروض برای ستون ها در طبقات مختلف (ناشاقولی مختلف الجهت در طبقات) تاثیری در رفتار کلی این سازه ها نداشته است.
بنابراین دستورالعمل آئین نامه مبنی بر استفاده از بار فرضی جانبی به مقدار $Ni=0.002Yi$ کاملا محافظه کارانه است.

۲. در صورتی که ستون ها با ناشاقولی مفروض جزء سیستم باربر جانبی نباشند و یا جزو سیستم دوگانه‌ای باشند که سـهم بـار لرزه ای کمی را تحمل کنند و بار ثقلی مهم ترین بار طراحی آن ها باشد مقدار $Ni=0.001Yi$ می تواند برای در نظر گرفتن اثر ناشاقولی های مفروض کفایت کند.

۳. به دلیل مختلف الجهت بودن ناشاقولی ستون ها در طبقات مشاهده شد که رفتار قاب ها بـا تغییـر سـناریو (۱۲,۵٪ تـا ۸۰٪ ستون ها ناشاقول باشند) تفاوتی محسوس در مقابل بار جانبی ظاهر نمی شود. از این رو به نظر مـی رسـد در صـورت مشـاهده اجرای ناشاقولی ستون ها در یکی از طبقات یک قاب خمشی (تا حد دو برابر رواداری مجاز) مـی تـوان بـا اصـلاح ناشـاقولی در طبقه فوقانی به نحوه مناسبی اثرات سوء خطاهای اجرایی را بر عملکرد سازه بر طرف کرد.

۴. با افزایش ناشاقولی ستون ها در قاب های دو بعدی منظم ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه و با فرضیات طراحی مـورد نظـر در صـورتی که اتصالات قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۲۰ طبقه بطور استاندارد اجرا شده باشد برای تمامی قاب های این تحقیق و در سـناریوهای موجود تا ناشاقولی ۵۰ سانتیمتر، برش پایه حداکثر، برای هر یک از قاب ها چه بصورت شاقول و یا ناشاقولی تغییر قابـل توجـه ای نداشته است.

۵. در صورتی که طراحی قاب واتصالات تیر- ستون بصورت صحیح انجام شده باشد عملکرد قاب‌ها تـا ناشـاقولی حـدود ۱۲,۵٪ نسبت به ارتفاع طبقه، رفتار مشابه قاب‌های معمولی است، اما ناشاقولی بیش از ۱۲,۵٪ منجر به بروز تفاوت قابـل ملاحظـه در منحنی های بار جانبی – تغییر مکان خواهد شد و در این شرایط انحراف ستون از محور قائم باید دقیقاً در مـدل سـازی مـورد توجه قرار گیرد و چنین مدلی همانند سیستم های دایاگرید بررسی شود.

مراجع

[۱] هاشمیان، فرشاد، "مطالعه و بررسی تاثیر رواداریهای مجاز ساخت اجـزاء بـاربر، بـر رفتـار و عملکـرد سـازه" وزارت علـوم تحقیقات و فناوری دانشگاه علوم و فنون مازندران- پاییز ۱۳۸۱ .

[۲] AHMED ELKADY "COLLAPSE RISK ASSESSMENT OF STEEL MOMENT RESISTING FRAMES DESIGNED WITH DEEP WIDE-FLANGE COLUMNS IN SEISMIC REGIONS", Department of Civil Engineering and Applied Mechanics Faculty of Engineering McGill University, Montreal May 2016.

[۳] Ahmed Elkady and Dimitrios G. Lignos "Modeling of the composite action in fully restrained beam-to-column connections", implications in the seismic design and

collapse capacity of steel special moment frames, EARTHQUAKE ENGINEERING & STRUCTURAL DYNAMICS Earthquake Engng Struct. Dyn. (2014).

[٤] Quantification of Building Seismic Performance Factors “FEMA P695” / June 2009.

[۵] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن،) ۱۳۸۶ (، " آیین‌نامه طرح ساختمانها در برابر زلزله(استاندارد) ۲۸۰۰ ، "ویرایش چهارم.