



## تعیین مقادیر ضریب کاهش نیروی رسیده به اعضای نیرو کنترل، ضریب $J$ ، مورد استفاده در بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، با بررسی سیستم قاب خمشی ویژه فولادی

فراز احمدی صوفیوند<sup>1</sup>، بهرخ حسینی هاشمی<sup>2</sup>، سعید قربانی<sup>3</sup>

1- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-گرایش زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

f.ahmadisoofivand@iiees.ac.ir

2- دانشیار، گروه سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

behrokh@iiees.ac.ir

3- دانشجوی کارشناسی ارشد مهندسی عمران-گرایش زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی

زلزله، تهران، ایران

s.ghorbani@iiees.ac.ir

### چکیده

ضریب  $J$  از جمله ضرایب کاهش است که نیروهای ناشی از زلزله‌ی روش‌های تحلیل خطی، ایجاد شده در اعضای با تلاش نیرو کنترل را به مقادیر واقعی طراحی کاهش می‌دهند. ترکیب مقادیر حاصله با نیروهای ثقلی و مقایسه با ظرفیت اعضای با تلاش‌های نیرو کنترل، به عنوان معیار پذیرش و مبنایی برای بهسازی این اعضا به حساب می‌آید. در این مقاله، ضریب  $J$  برای تلاش فشاری (به عنوان تلاش عمده نیرو کنترل) ستون‌های چهار سازه با سیستم قاب خمشی ویژه مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج ارزیابی‌های صورت گرفته، مقادیر متنوع و در مواردی کوچکتر از مقادیر پیشنهاد شده آیین‌نامه‌های مطرح بهسازی که مقدار این ضریب را عدد 2 قرار داده‌اند، نشان می‌دهد.

**واژه‌های کلیدی:** بهسازی لرزه‌ای، ضریب  $J$ ، تلاش نیرو کنترل، تحلیل خطی استاتیکی، تحیل غیر خطی دینامیکی.

### 1- مقدمه

انسان در طول تاریخ همواره با بلایای طبیعی مواجه بوده است و تلاش نموده تا با مدیریت و و کنترل این وقایع طبیعی و یا ایمن‌سازی ساخته‌های دست خود، خسارات و صدمات این وقایع را کاهش دهد. زلزله از جمله بلایای طبیعی است که در قرن گذشته و هم‌چنین سال‌های اخیر به دلایلی نظیر افزایش تعداد تعداد شهرها و روستاها و گسترش آنها در مناطق فعال لرزه‌خیز، افزایش تراکم جمعیت شهرها و روستاها و به تبع آن افزایش کمی و کیفی تأسیسات و امکانات مختلف مورد توجه قرار گرفته



است زیرا که عدم حفاظت و ایمن سازی در مقابل آن، تلفات و خسارات مالی زیادی را به همراه خواهد داشت. ایمن سازی و مقاوم سازی و هم چنین بهسازی با توجه به پیشرفت دانش زلزله شناسی و مهندسی زلزله از جمله اقدامات جهت کاهش تلفات و خسارات ناشی از زلزله های آتی می باشد.

بهسازی سازه ها و ساختمان ها با توجه به نوع سیستم و کاربری که دارند، جهت رساندن شان به سطح عملکردی مورد نظر، امروزه از اهمیت زیادی برخوردار شده است. روش های تحلیل موجود جهت بهسازی و مقاوم سازی مدل های سازه ای به دو دسته کلی خطی (الاستیک) و غیر خطی (غیر الاستیک) دسته بندی می شوند. روش های خطی به دلیل سادگی از اهمیت زیادی برخوردارند، البته محدودیت هایی نیز دارند. روش های غیر خطی از دقت بالاتری (نزدیک به واقعیت) برخوردارند اما به دلیل پیچیدگی های موجود کمتر مورد استقبال مهندسان قرار گرفته اند. آیین نامه های مطرح بهسازی، رفتار اعضا در تلاش - های ایجاد شده را به دو دسته کلی نیرو کنترل و تغییر شکل کنترل تقسیم بندی کرده اند. برای رفتار کنترل شونده توسط نیرو، با اعمال ضرایب کاهش (به صورت عددی بزرگتر یا مساوی یک در مخرج) به نیروی ناشی از زلزله حاصله از روش های خطی تعریف شده در مراجع و آیین نامه های مرجع بهسازی لرزه ای (FEMA 356، ASCE41-06 و نشریه 360) و ترکیب آن با نیروهای ناشی از بارگذاری ثقلی، مطابق ترکیب بارهای مشخص شده در آیین نامه های مذکور، مقدار نیروی وارد شده که نماینده واقعیت می باشد، بدست می آید:

$$Q_{UF} = Q_G \mp \frac{Q_E}{C_1 C_2} \quad (1)$$

در این رابطه،  $Q_{UF}$  تلاش کنترل شونده توسط نیرو طراحی به دلیل ترکیب بارهای ثقلی با بارهای ناشی از زلزله،  $C_1$  ضریب اصلاحی برای ارتباط دادن حداکثر تغییر مکان های غیرالاستیک مورد انتظار به مقدار تغییر مکان محاسبه شده نظیر پاسخ الاستیک خطی می باشد.  $C_2$  ضریب اصلاحی برای نشان دادن اثرات کاهش سختی و زوال مقاومت و پینچینگ در حداکثر تغییر مکان پاسخ می باشد [1].

$\mp$  ضریب کاهش نیروی رسیده، بزرگتر یا مساوی یک، عبارتست از کوچکترین  $DCR$  اعضای موجود در مسیر انتقال نیرو که نیرو را به عضو مورد نظر می رسانند. هم چنین، برای مناطق با خطر لرزه ای بالا مقدار  $\mp$  برابر 2، برای مناطق با خطر لرزه ای متوسط مقدار  $\mp$  برابر 1/5، برای مناطق با خطر لرزه ای کم مقدار  $\mp$  برابر 1 می باشد. لرزه خیزی وقتی که بر اساس مقادیر  $DCR$  محاسبه شده نباشد، مجاز است. برای



سطح عملکرد سازه‌ای استفاده بی‌وقفه  $I$  برابر 1 در نظر گرفته شود، در هر موردی که اعضای رساننده نیروی  $Q_{UF}$  به عضو مورد نظر الاستیک بمانند،  $I$  باید برابر 1 در نظر گرفته شود [1، 2].

روش دیگر در تعیین مقدار نیروی ایجاد شده در عضو با تلاش کنترل شونده توسط نیرو، انجام تحلیل حالت حدی است (مفهوم یک تحلیل حالت حدی این است که شدت حرکت زمین (لرزه‌خیزی) حاکم بر بیشترین نیروی رسیده به عضو نمی‌باشد). با مقایسه مقدار حاصله از روش‌های مذکور، با ظرفیت عضو در تلاش نیرو کنترل مورد نظر، اطلاع از نیاز یا عدم نیاز عضو به بهسازی حاصل می‌شود [3]. از جمله این ضرایب کاهشی، ضریب  $I$ ، ضریب کاهشی نیروی رسیده در تلاش مورد نظر ناشی از رفتار غیرخطی اعضای رساننده تلاش به عضو مورد نظر، می‌باشد. در بررسی سیستم قاب خمشی، تلاش عمده کنترل شونده توسط نیرو، نیروی فشاری ستون‌ها می‌باشد که در این مقاله مورد توجه قرار گرفته شده است.

توجه فنی ضریب  $I$  در نشریات و تفسیر آیین‌نامه‌های مرتبط با بهسازی لرزه‌ای [4] شرح داده نشده است، در نتیجه این ضریب کاملاً شناخته شده نیست. قصد از اعمال ضریب  $I$  فراهم آوردن روشی جایگزین برای محاسبه بیشینه مقدار نیاز براساس نیروی جانبی فرضی می‌باشد. ضریب  $I$ ، ضریب کاهش نیرویی است که نیروهای اعضا را به دلیل تلاش‌های غیرخطی اعضای شکل‌پذیر دیگر موجود در سیستم، محدود می‌کند. هدف به حساب آوردن شکل‌پذیری ذاتی در سیستم‌هایی است که اعضای دارند که غیرخطی رفتار می‌کنند، حتی اگر عضو مورد بررسی شکل‌پذیر نباشد [3]. مقادیر لحاظ شده برای ضریب  $I$ ، مقادیری محافظه‌کارانه انتخاب شده‌اند که بر مبنای قضاوت اعضای کمیته استاندارد آمریکا لحاظ شده‌اند و هم‌چنین انجام مطالعات و بررسی‌های بیشتر در مورد این ضریب توصیه گشته است [3].

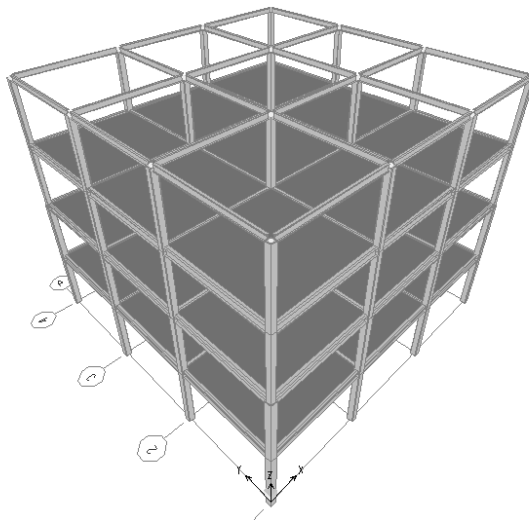
برای حصول مقادیر ضریب  $I$ ، چهار سازه 4، 8، 12 و 16 طبقه با سیستم قاب خمشی ویژه مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران طراحی و ارزیابی شده‌اند. تحلیل‌های استفاده شده جهت حصول مقادیر ضریب  $I$ ، تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مطابق با استاندارد ASCE41-06 می‌باشد. مقادیر نیروهای فشاری ستون‌ها ناشی از تحلیل غیرخطی، مقادیر واقعی می‌باشند، بنابراین با انجام تحلیل خطی با نیروهای جانبی فرضی و مقایسه نیروها با یکدیگر، می‌توان مطابق معادله (1) مقادیر نظیر ضریب  $I$  را مطابق رابطه (2) بدست آورد:

$$Q_{E,Nonlinear} = \frac{Q_{E,Linear}}{C_1 C_2} \quad (2)$$

در این رابطه:  $Q_{E,Nonlinear}$  از کم کردن مقادیر نیروی فشاری ناشی از بارگذاری ثقلی از مقادیر حاصله روش غیرخطی می‌باشد.

## 2- مدلسازی

ابعاد سازه‌ها برابر با 15 متر در 15 متر می‌باشد. هر قاب شامل 3 دهانه به طول 5 متر می‌باشد، و سازه‌ها در پلان متقارن می‌باشند. ارتفاع طبقات برابر با 3/2 متر در نظر گرفته شده است (شکل (1)). بارگذاری ثقلی طبق مبحث ششم مقررات ملی ساختمان ایران انجام شده است. سقف‌ها به صورت دیافراگم صلب مدل شده‌اند. طراحی سازه‌ها بر مبنای آیین‌نامه  $UBC97^1$  صورت گرفته است. مقاطع اعضای سازه، فشرده لرزه‌ای می‌باشند [5]. مدلسازی رفتار غیر خطی سازه‌ها، با تعریف مفاصل پلاستیک در نقاط بحرانی تیرها و ستون‌ها، و مطابق با ضوابط استاندارد  $ASCE41-06$  می‌باشد. مفاصل تیرها از نوع خمشی و مفاصل ستون‌ها نیز از نوع اندرکنشی نیروی محوری و لنگرهای خمشی در دو جهت می‌باشد. پارامترهای مدلسازی و هم‌چنین رویه اندرکنشی نیز مطابق با  $ASCE41-06$  تعریف شده است. مدلسازی و انجام تحلیل‌های خطی و غیر خطی در نرم‌افزار  $SAP2000 Advanced 14.2.2$  انجام شده است.



شکل (1): نمای 3 بعدی سازه 4 طبقه، موقعیت ستون‌های گوشه (4 ستون)، پیرامونی (8 ستون) و مرکزی (4 ستون)

<sup>1</sup> Uniform Building Code (1997)

### 3- تحلیل‌ها

روش تحلیل استاتیکی خطی تعریف شده در استانداردهای مذکور، با فرض رفتار خطی سیستم یکدرجه آزاد با پیوند طبیعی معادل با پیوند اصلی سازه چند درجه آزادی می‌باشد که ضرایب اصلاحی برای تقریب رفتار معادل سیستم چند درجه آزادی نیز در محاسبه مقدار برش پایه اعمال می‌شوند. برش پایه روش استاتیکی خطی از رابطه (3) محاسبه شده است [1]:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W$$

در این رابطه:  $C_m$  ضریب جرم موثر می‌باشد که برای اعمال اثر مشارکت جرمی موثر موده‌های بالاتر اعمال می‌شود،  $W$  برابر با وزن موثر لرزه‌ای می‌باشد و همچنین،  $S_a$  شتاب طیفی به ازای زمان تناوب اصلی  $T$  است.

محاسبات مربوط به تعیین ضرایب برش پایه در جدول (1) نشان داده شده است:

جدول (1) مقادیر ضرایب تعریف شده جهت تعیین مقدار برش پایه سازه‌ها

نوع سازه	$C_1$	$C_2$	$C_m$	$T(sec)$	$k$	$S_a$	$C=C_1.C_2.C_m.S_a$	$V(tonf)$
4 طبقه	1.02	1	0.9	0.88	1.19	0.83	0.745	620
8 طبقه	1	1	1.0	1.29	1.39	0.64	0.642	1114
12 طبقه	1	1	1.0	1.72	1.61	0.53	0.528	1403
16 طبقه	1	1	1.0	2.09	1.80	0.47	0.464	1687

نحوه توزیع برش پایه در سطح طبقات نیز از رابطه (4) حاصل شده است [1]:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} \quad (4)$$

در این رابطه:  $F_i$  نیروی جانبی وارد بر طبقه  $i$  ام،  $W_i$  وزن موثر لرزه‌ای طبقه  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  ام از تراز پایه طبق تعریف استاندارد 2800 ایران است و مقدار  $k$  برابر است با:

$$1 \leq k = 0.5T + 0.75 \leq 2 \quad (5)$$

مواردی که در انتخاب شتابنگاشت باید در نظر گرفت شامل بزرگی چشمه‌ی لرزه‌زا، نوع چشمه‌ی لرزه‌زا (مکانیزم گسلش)، شرایط ساخت گاه (نوع زمین منطقه)، فاصله‌ی چشمه تا ساخت گاه و مدت زمان حرکت شدید زمین می‌باشند [5].

جدول (2): مشخصات شتابنگاشت‌های انتخاب شده

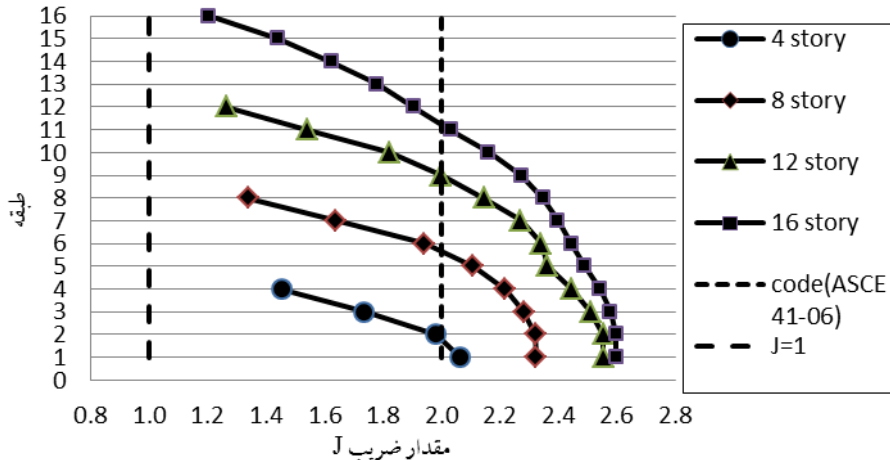
زلزله	ایستگاه	$V_{s30}$ (m/s)	مکانیزم گسلش	(joyner-boore) فاصله (km)	بزرگی
Chalfant Valley-02	54171 Bishop-LADWP south St	271.4	Strike	14.38	6.19
Chi-Chi, Taiwan-04 1999-09020	CHYo3o	204.7	Strike	30.46	6.2
Hector Mine 1999- 10-16	Amboy	271.4	Strike	41.82	7.13
Imperial Valley 1979-10-15	5154 EC County Center FF	192.1	Strike	7.31	6.53
Kobe 1995/01/16	O Shin-Osaka	256	Strike	19.14	6.9
Kocaeli, Turkey 1999/08/17	Duzce	276	Strike	13.6	7.51
Landers 1992/06/28	22074 Yermo Fire Station	353.6	Strike	23.62	7.3
Superstition Hills(B) 1987/11/24	01335 El Centro Imp.Co.Cent	192.1	Strike	18.2	6.54
Victoria, Mexico 1980-06-09	Chihuahua	274.5	Strike	18.53	6.33
Westmorland 1981/04/26	5051 Parachute Test Site	348.7	Strike	16.54	5.9

خاک در نظر گرفته شده، خاک نوع نوع III می‌باشد که محدوده سرعت موج برشی آن  $175 \leq \bar{V}_s \leq 375$  متر بر ثانیه می‌باشد [5]. روند مقیاس کردن شتابنگاشت‌ها بر اساس روش ASCE41-06 و با در نظر گرفتن طیف طرح ایران انجام شده است. با توجه به تعداد شتابنگاشت‌های انتخابی، میانگین نتایج تحلیل‌های تاریخچه زمانی، معیار نیروهای واقعی قرار گرفته است.

#### 4- نتایج

##### 4-1- به تفکیک ستون

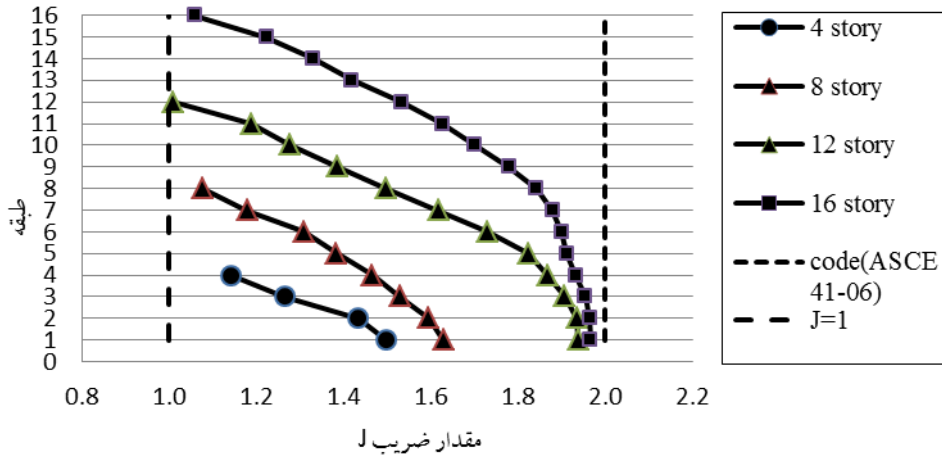
مقدار ضریب  $J$  متناسب با مقدار رفتار غیرخطی اعضای شکل‌پذیر رساننده نیرو به عضو با تلاش کنترل شونده توسط نیرو می‌باشد. موقعیت ستون و در واقع نحوه و راستای اتصال تیرها در طبقات به ستون مورد نظر، با توجه به نحوه تغییر شکل سازه قاب خمشی تحت بار جانبی، عامل تعیین‌کننده در مقدار ضریب  $J$  می‌باشد. ستون‌های مرکزی با توجه به اینکه مقطع و طول تیرهای دو راستا در هر دو جهت گره اتصال یکسان هستند، سهم اندکی از نیروی فشاری ناشی از زلزله را دارا می‌باشند و به مقدار ضریب  $J$  حساس نیستند. توجه این است که با ایجاد انحنای مضاعف در تیرها تحت اعمال نیروی جانبی به دیافراگم طبقات، مقادیر برش تیرهای دو طرف گره اتصال خلاف جهت یکدیگر اعمال شده و اختلافشان تقریباً برابر با مقدار نیروی ثقلی می‌باشد. به ستون‌های پیرامونی غیر از گوشه، در تراز طبقات، در یک راستا دو تیر با مقطع و طول یکسان و در راستای دیگر یک تیر متصل‌اند. بنابراین مقدار نیروی فشاری در ستون پیرامونی برابر با مقدار ظرفیت تک تیر متصل خواهد بود. به ستون گوشه در تراز طبقات، دو تیر متعامد متصل شده‌است. بنابراین مجموع برش‌های قابل انتقال توسط تیرها در تراز طبقات عامل نیروی فشاری در ستون خواهد بود.



شکل (2): روند تغییرات مقادیر ضریب  $J$  ستون‌های پیرامونی در سازه‌ها

نتایج ضریب  $J$  برای ستون‌های پیرامونی طبقات مختلف سازه‌ها، که از میانگین‌گیری مقادیر حاصل از اعمال شتابنگاشت‌های مختلف مذکور بدست آمده‌است، در شکل (2) نشان داده‌است. روند کلی تغییرات ضریب  $J$  در طبقات کاهش می‌یابد. در اکثر سازه‌ها، مقدار ضریب  $J$ ، در بیش از نیمی از

طبقات، از مقدار عدد 2 ( مقدار مشخص شده در آیین نامه های ASCE41-06 و نشریه 360 برای سازه- های در مناطق با خطر نسبی زلزله زیاد می باشد) بیشتر می باشد.



شکل (3): روند تغییرات مقادیر ضریب J، ستون های گوشه در سازه ها

تغییرات مقدار ضریب J، برای ستون های گوشه سازه ها، در محدوده اعداد 1 و 2 می باشند. همانگونه که در شکل (3) مشخص است، مقدار حداکثر این ضریب برای سازه 4 طبقه برابر با 1/5 می باشد و حداکثر مقدار نظیر این ضریب مربوط ستون طبقه اول سازه 16 طبقه می باشد.

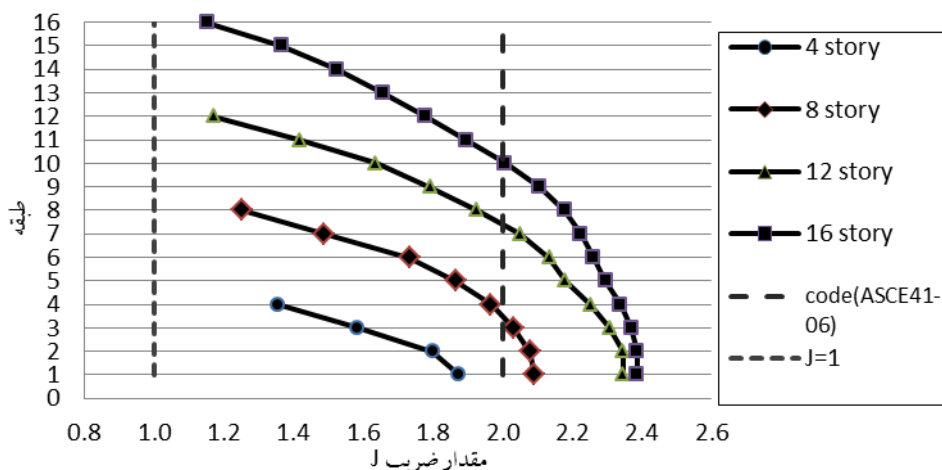
#### 4-2- نتایج میانگین طبقه ای

در هر طبقه، تعداد ستون های پیرامونی 8 عدد و تعداد ستون های گوشه 4 عدد و ستون های مرکزی نیز 4 عدد می باشند. با صرف نظر کردن از ضریب حاصله ستون های مرکزی در میانگین گیری مقدار ضریب J، ستون های موجود در طبقه، طبق رابطه (6) مقادیر میانگین طبقه ای ضریب J بدست می آید:

$$\text{ضریب } J \text{ میانگین طبقه} = \frac{J_{\text{پیرامونی}} + 2J_{\text{گوشه}} + J_{\text{مرکزی}}}{3} \quad (6)$$

با توجه به رابطه (6) و با انجام میانگین گیری، با توجه به شکل (4) خواهیم داشت:



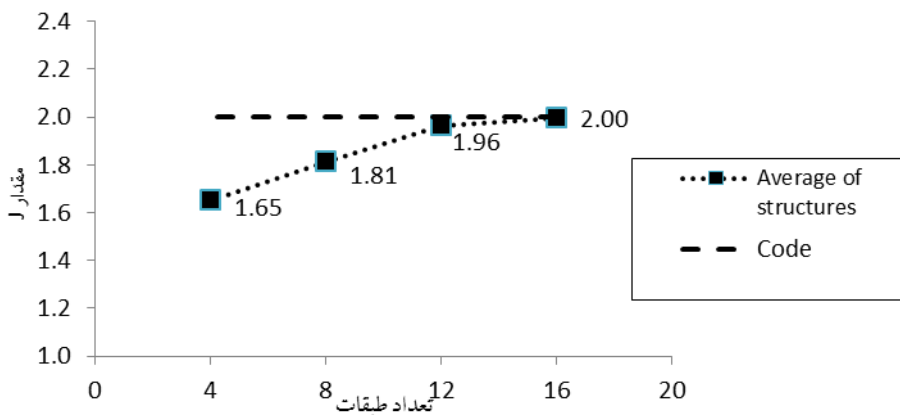


شکل (4): روند تغییرات مقادیر ضریب  $I$  میانگین طبقات سازه‌ها

با توجه به مقادیر حاصل از شکل (4)، مشاهده می‌شود که عدد 2 نمی‌تواند نماینده‌ای از مقادیر محافظه کارانه ضریب  $I$  باشد. البته هرچه که گستردگی رفتار غیرخطی سازه بیشتر شده است (افزایش تعداد طبقات) مقادیر بزرگتر ضریب  $I$  مشاهده می‌شود.

#### 3-4- نتایج میانگین کل

میانگین کل، یعنی عددی که نماینده کل مقادیر ضرایب  $I$  سازه‌ها باشد، نیز با میانگین‌گیری از ضرایب میانگین طبقات بدست می‌آید. نتایج مقادیر میانگین کل سازه‌ها در شکل (5) نشان داده شده است:



شکل (5): روند تغییرات مقادیر میانگین کل ضریب  $J$ ، سازه‌ها

## 5- خلاصه و نتیجه گیری

با توجه به موقعیت ستون‌ها و گستردگی رفتار محدوده غیرخطی اعضای شکل‌پذیر سیستم سازه-ای، مقدار نیروی رسیده به عضو نیرو کنترل نیز متغیر می‌باشد. بیشترین نیروی فشاری در ستون‌های گوشه سازه‌های قاب خمشی ایجاد می‌شود و نیروی فشاری ستون‌های مرکزی بیشتر تحت تأثیر بارهای ثقلی می‌باشد، بنابراین نمی‌توان یک مقدار نظیر ضریب کاهش نیروی رسیده را به همه ستون‌ها اعمال کرد. هم‌چنین مقدار در نظر گرفته شده ضریب  $J$  برابر با 2، همواره محافظه‌کارانه نبوده و تا حدودی برای سازه‌های با تعداد طبقات کمتر، غیر محتاطانه لحاظ شده است. در حالت کلی، معرفی یک عدد برای ضریب  $J$  که نماینده کل مقادیر سازه باشد، نمی‌تواند اطمینان کافی از روند بهسازی لرزه‌ای اعضای با تلاش کنترل شونده توسط نیرو، بر اساس روش‌های تحلیل خطی، را ایجاد نماید. اعمال ضریب  $J$  متناسب با موقعیت ستون‌ها در سازه و وضعیت قرارگیری تیرها نسبت به ستون، پیشنهاد می‌گردد.

## مراجع

- [1] American Society of Civil Engineers(ASCE). *Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, ASCE41-06*. Reston, Virginia 20191. (2007).
- [2] دفتر نظام فنی اجرایی، معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور. دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمانهای موجود، نشریه 360. انتشارات معاونت برنامه ریزی و نظارت راهبردی رئیس جمهور. (1385).
- [3] Federal Emergency Management Agency. *Global topics report on the prestandard and commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA357*. (2000).
- [4] Federal Emergency Management Agency. *NEHRP Commentary on the Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA274*. ( October 1997).
- [5] موسسه استاندارد و تحقیقات صنعتی ایران، آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله. (ویرایش سوم). استاندارد 2800.
- [6] معاونت امور مسکن و ساختمان، وزارت مسکن و شهرسازی، مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران. طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی. نشر توسعه ایران. (1387).