



ارزیابی ضریب کاهش نیروی رسیده به اعضای با رفتار کنترل شونده توسط نیرو، J در سیستم قاب‌های مهاربندی شورون

سعید قربانی¹، بهرخ حسینی هاشمی²، فراز احمدی صوفی‌وند³

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

Saeed.ghorbani67@gmail.com

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

b.hosseinihashemi@iiees.ac.ir

3- دانشجوی کارشناسی ارشد، زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران

f.ahmadisoofivand@iiees.ac.ir

چکیده

ضریب J ضریب کاهش است که نیروهای ایجاد شده ناشی از زلزله به روش تحلیل خطی را به مقادیر واقعی (که معیاری برای پذیرش اعضای نیرو کنترل می‌باشد) کاهش می‌دهند. در این مطالعه ضریب J برای تلاش فشاری ستون‌های سازه‌های با سیستم باربر جانبی قاب مهاربندی همگرای شورون مطابق با تعریف مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران، به کمک تحلیل استاتیکی غیر خطی (NSP) و دینامیکی غیرخطی (NDP) مورد ارزیابی قرار گرفته است. نتایج ارزیابی‌های صورت گرفته، مقادیر متنوع و در خیلی از موارد کوچکتر از مقادیر پیشنهاد شده آیین‌نامه‌های ASCE41-06 و نشریه 360 (دستور العمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود) را نشان می‌دهد.

واژه‌های کلیدی: بهسازی، ضریب J ، استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی

1. مقدمه

مقاله حاضر در راستای بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها است و در پی پاسخ به این سوال، که ساختمان‌های فولادی که با سیستم قاب ساختمانی ساده همراه با مهاربندی‌های همگرای شورون (Λ شکل) و با استفاده از ضوابط ویرایش سوم استاندارد 2800 ایران [1] و مبحث دهم (ویرایش 1387) [2]، طراحی و ساخته می‌شوند، در صورت ارزیابی آسیب‌پذیری و بهسازی لرزه‌ای به روش تحلیل خطی براساس آیین‌نامه ASCE41-06 [3]، آیا مقادیر ارائه شده برای ضریب کاهش نیروی اعضای با رفتار کنترل شونده توسط نیرو، J ، در هنگام کنترل و برآورد نیروها، جهت پذیرش اعضای مانند ستون‌های فشاری، مناسب می‌باشند یا خیر؟ برای این منظور چهار ساختمان 4، 8، 12، 16 طبقه با سیستم قاب ساختمانی ساده همرا با مهاربندی‌های همگرای شورون مورد بررسی



قرار داده شده است و بر اساس ضوابط آیین نامه ASCE41-06 با استفاده از تحلیل استاتیکی خطی، استاتیکی غیر خطی و نیز دینامیکی غیرخطی تحت سطح خطر 1، میانگین ضریب \bar{z} برای ستون‌های هر طبقه محاسبه شده است. برای محاسبه ضریب \bar{z} مربوط به ستون‌های فشاری، نسبت نیروی ناشی از زلزله که از روش تحلیل استاتیکی خطی بدست آمده است را به مقادیر متناظر برای هر ستون در روش‌های استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی محاسبه شده است که این امر، همان مفهوم ضریب \bar{z} به عنوان ضریب تبدیل نیروی زلزله ایجاد شده‌ی حاصل از تحلیل خطی به نیروهای واقعی مورد انتظار در اعضای با رفتار کنترل‌شونده توسط نیرو در هنگام وقوع زلزله‌ای با سطح خطر معادل سطح خطر مدنظر می‌باشد [4]. ضریب \bar{z} در آیین نامه ASCE41-06 و نیز نشریه 360 ایران برای کل سازه و نیز برای همه‌ی سیستم‌های مقاوم جانبی متداول تنها به لرزه‌خیزی منطقه وابسته شده است. برای انجام این مطالعه نتایج مربوط به تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای ستون‌های گوشه که شامل اثرات همزمانی مولفه‌های زلزله می‌باشند و نیز ستون‌های کناری (پیرامونی به غیر از گوشه‌ها) قاب‌های مهاربندی شده که شامل اثرات همزمانی مولفه‌های زلزله نمی‌باشند، به‌طور جداگانه بررسی شده اند تا اثر همزمانی مولفه‌های دو راستا بر روی ضریب \bar{z} دیده شود. مقادیر ضریب \bar{z} عموماً برای همه سازه‌ها همان‌طور که در آیین نامه ASCE41-06 و نیز نشریه 360 ملاحظه می‌شود مقادیر کوچکی در محدوده یک تا دو $1 \leq \bar{z} \leq 2$ می‌باشند، از این رو به این دلیل که در واقعیت ارتعاشات زلزله تنها در دو راستای متعامد به سازه وارد می‌شوند، مقادیر میانگین ضریب \bar{z} را برای هر طبقه برای یک حالت بارگذاری در تحلیل دینامیکی غیرخطی نیز محاسبه شده است، تا میانگین مورد نیاز برای این ضریب علاوه بر بحرانی‌ترین حالات در نظر گرفته شده در این حالت نیز دیده شود. در نهایت نتایج این تحقیق نشان می‌دهد که مقادیر ارائه شده در آیین نامه‌ها برای ضریب \bar{z} برای سیستم قاب‌های مهاربندی شورون مناسب نیست که علت آن نادیده گرفته شدن رفتار متفاوت لرزه‌ای و شکل‌پذیری سیستم‌های مقاوم جانبی مانند قاب‌های خمشی یا سیستم‌های مهاربندی شده با مهاربندی برون‌محور... [5]، که بر روی مقادیر ضریب \bar{z} موثر بوده می‌باشد. از این رو نتایج بدست آمده از این مطالعه می‌تواند مورد توجه تدوین کنندگان نشریه 360 قرار گیرد.

2. معرفی ساختمان‌های مورد مطالعه

تعداد طبقات: 4، 8، 12، 16 طبقه؛

تعداد دهانه‌ها: 3 دهانه 5متر؛

نوع کاربری: مسکونی؛

نوع سیستم سازه: قاب ساختمانی ساده به همراه مهاربندی‌های همگرا شورون فولادی؛

ارتفاع طبقات: 3متر؛

نوع خاک زمین: خاک نوع C یا III؛

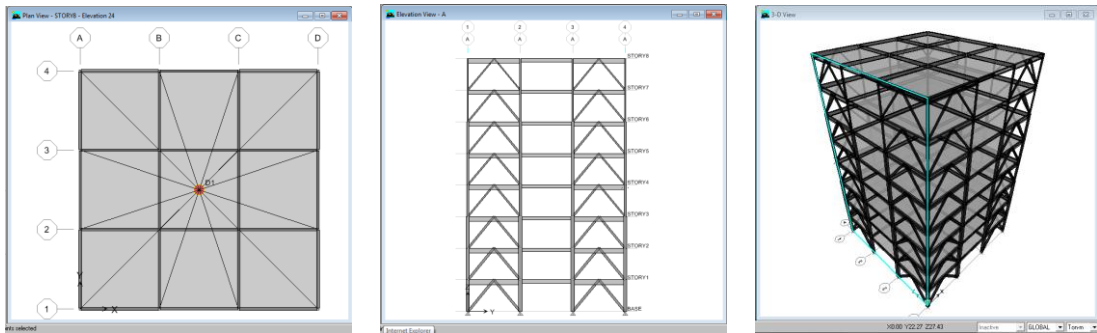
نسبت شتاب مبنای طرح: پهنه با خطر نسبی زیاد بر اساس استاندارد 2800؛

$$F_U = 3600 \text{ kg/cm}^2, F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

تنش تسلیم و تنش نهایی فولاد:

با توجه به فرضیات فوق ساختمان‌ها بر اساس ضوابط مبحث ششم و دهم [6] ویرایش سوم استاندارد 2800 به روش استاتیکی خطی طراحی شده اند و کلیه نکات مربوط به طرح لرزه‌ای صحیح قاب‌های شورون مدنظر قرار گرفته است [7].

در شکل (1) شمای کلی از نحوه پیکربندی ساختمان 8 طبقه برای نمونه آورده شده است:



شکل (1): شمای کلی پیکر بندی مدل سازه 8 طبقه

3. ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌های مورد مطالعه

از آنجا که هدف بررسی ساختمان‌های طراحی شده بر اساس استاندارد 2800 می‌باشند، لذا سطح عملکرد ایمنی جانی (life safty) و سطح خطر 1 انتخاب می‌گردد. (هدف بهسازی مبنای)

4. تحلیل ساختمان‌های مورد مطالعه

به منظور ارزیابی ساختمان‌ها از تحلیل استاتیکی خطی و تحلیل استاتیکی غیرخطی و دینامیکی غیرخطی استفاده گردیده است. کلیه اثرات از جمله:

1- اثرات $P - \Delta$ ؛

2- همزمانی مولفه‌های متعامد زلزله؛

3- اثرات پیچش اتفاقی (با جابجا کردن مرکز جرم یا اعمال آن در ترکیبات بار)؛

در هر سه روش تحلیل استاتیکی خطی و غیرخطی و دینامیکی غیرخطی دیده شده است.

در سازه‌های مهاربندی همگرای شورون نیروی محوری فشاری در ستون‌ها کنترل شونده توسط نیرو بوده

و نیروی کششی ستون‌ها و نیروی محوری مهاربندها دارای رفتار کنترل شونده توسط تغییر شکل می‌باشند. [8]

1-4 محاسبه‌ی بار زلزله به روش تحلیل استاتیکی خطی

شبه نیروی جانبی محاسبه شده تحت عنوان برش پایه برای ساختمان 4 طبقه بر اساس آیین‌نامه ASCE41-06، بر اساس روابط زیر محاسبه شده است:

$$V = C_1 C_2 C_m S_a W \quad (1)$$

محاسبه زمان تناوب به دو روش تحلیلی با نرم افزار SAP2000 v14.2.0 و روابط تجربی:

$$T_{4STORY} = \begin{cases} T_{Analytical} = 0.3524s \\ T_{Empirical} = 0.05H^{0.75} = 0.05 \times (3 \times 4)^{0.75} = 0.32237s \end{cases} \quad (2)$$

محاسبه‌ی ضریب تصحیح برای اعمال تغییر مکان‌های غیرارتجاعی C_1 بر اساس ASCE41-06:

$$C_1 = 1 + \frac{R-1}{aT_{4STORY}^2} = 1 + \frac{1.4987-1}{90 \times 0.3524^2} = 1.04461 \quad (3)$$

که مقادیر ضرایب این معادله به شرح زیر می‌باشند:

a = ضریب نوع خاک منطقه برای خاک نوع C یا III برابر با 90 است.

محاسبه نسبت مقاومت به کمک معادله (3-15) ASCE41-06:

به کمک نرم افزار SAP2000 v14.2.0

$$R = 1.4987$$

محاسبه‌ی ضریب اصلاحی C_2 برای در نظر گرفتن اثرات باریک شدگی منحنی هیستریزس و اثرات زوال سختی و مقاومت در حداکثر دامنه‌ی جابجایی است و برای زمان تناوب‌های بزرگتر از 0.7 ثانیه $C_2 = 1$ است و برای سایر زمانهای تناوب از رابطه‌ی زیر محاسبه می‌گردد:

$$C_2 = 1 + \frac{1}{800} \left(\frac{1.4987}{0.3524} \right)^2 = 1.0025 \quad (4)$$

محاسبه‌ی ضریب مشارکت جرم موثر است که از جدول 3-1 ASCE41-06 بدست می‌آید:

$$C_m = 0.9$$

محاسبه مقدار شتاب طیفی در زمان تناوب اصلی سازه:

$$S_a(T_{Analytical}) = A \times B = 0.35 \times 2.75 = 0.9625g \quad (5)$$

محاسبه ضریب برش پایه به روش ASCE41-06:

$$V_{4STORY}(ASCE41-06) = 1.04461 \times 1.0025 \times 0.9 \times 0.9625 \times W = 0.9071 \times W \quad (6)$$

ضریب k برای توزیع نیروی جانبی نیز با توجه به اینکه زمان تناوب سازه کمتر از 0.5 ثانیه می باشد برابر با یک در نظر گرفته شده است.

$$T \leq 0.5s \Rightarrow k = 1 \quad (7)$$

این مقدار ضریب برش پایه را به همراه ضریب k برای توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به برنامه می دهیم و نیروها و خروجی های مورد نیاز را از برنامه استخراج می کنیم.
سایر مقادیر ضریب برش پایه طبق جدول زیر محاسبه شده اند:

جدول (1): ضرایب برش پایه تحلیل استاتیکی خطی به روش ASCE41-06

| ساختمان 4 طبقه | ساختمان 8 طبقه | ساختمان 12 طبقه | ساختمان 16 طبقه |
|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 0.9071W | 0.8839W | 0.8330W | 0.6219W |

4-2 محاسبه ی بار زلزله به روش تحلیل استاتیکی غیرخطی

محاسبه ی تغییر مکان هدف بر اساس روش جابجای اصلاح شده¹ مطابق FEMA440-05 که در آیین نامه ASCE41-06 نیز توصیه شده، انجام شده است [9]. و توزیع بار جانبی نیز بر اساس مود اول سازه صورت پذیرفته است. مقادیر تغییر مکان هدف محاسبه شده بر اساس رابطه (8)، برای ساختمان های تحت بررسی در جدول (2) ارائه شده اند:

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 C_m S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (8)$$

جدول (2): مقادیر تغییر مکان هدف برای تحلیل استاتیکی غیرخطی

| ساختمان 4 طبقه | ساختمان 8 طبقه | ساختمان 12 طبقه | ساختمان 16 طبقه |
|----------------|----------------|-----------------|-----------------|
| 4 cm | 13.6 cm | 22.4 cm | 43.6 cm |

کلیه ساختمان ها تا رسیدن به 1/5 برابر تغییر مکان هدف پوش شده اند و حداکثر نیروی محوری ستون ها تحت فشار در تغییر مکان هدف محاسبه شده است.

4-3 محاسبه ی بار زلزله به روش تحلیل دینامیکی غیرخطی

¹ Displacement Modification

برای انجام تحلیل دینامیکی غیرخطی از 17 زوج رکورد (34 رکورد) منحصر به فرد و سازگار با شرایط ساختگاه که در فواصل 10 تا 50 کیلومتری از محل وقوع زلزله ثبت شده اند و بدون پالس¹ می باشند، و به کمک نرم افزار پایگاه داده‌ای PEER (PEER NGA DATABASE BETA VERSION) به صورت آنلاین سازگارترین رکوردهای موجود با طیف تعریف شده بر اساس ویرایش سوم استاندارد 2800 برای منطقه با شتاب نسبی، $g = 0.35$ و خاک نوع III بر اساس ضوابط ASCE7-05 انتخاب و با $1/3$ برابر طیف مذکور مقیاس شده‌اند. زلزله‌های انتخابی عبارتند از زلزله منجیل که از زلزله‌های مهم اتفاق افتاده در داخل کشور است و مابقی در جدول (3) ارائه شده‌اند:

همانطور که در مقدمه این مقاله ذکر شد بحرانی‌ترین مقادیر ضریب Z برای همه‌ی ستون‌های محاسبه شده و میانگین مقادیر آن در هر طبقه، به‌طور جداگانه برای ستون‌های گوشه و ستون‌های کناری ارائه شده است. و نیز در یک حالت دیگر نیز تحت یک حالت بارگذاری مانند وقوع یک زلزله واقعی نیز مقادیر مورد نیاز با میانگین‌گیری از تمام ستون‌های هر طبقه مدنظر قرار گرفته است.

جدول (3): مشخصات زلزله‌های انتخاب شده بر اساس پایگاه داده‌ای PEER NGA DATABASE

| Result # | NGA # | D5-95(s) | EVENT | year | MAG | Mechanism | Rjb(km) | Rrup(km) |
|----------|-------|-----------|--------------|------|------|-------------|---------|----------|
| 1 | 31 | 13.1,10.1 | Parkfeild | 1966 | 6.19 | Strike-slip | 12.9 | 12.9 |
| 2 | 151 | 18.2,21.5 | Coyote Lake | 1979 | 5.74 | Strike-slip | 33.7 | 33.7 |
| 3 | 165 | 20.0,20.8 | Imperiyal | 1979 | 6.53 | Strike-slip | 7.3 | 7.3 |
| 4 | 214 | 14.0,10.5 | Livermore- | 1980 | 5.8 | Strike-slip | [14.8] | [17.2] |
| 5 | 246 | 12.0,10.4 | Mammoth | 1980 | 5.94 | Strike-slip | [41.6] | [44.5] |
| 6 | 266 | 19.0,15.4 | Victoriya, | 1980 | 6.33 | Strike-slip | 18.5 | 18.5 |
| 7 | 316 | 17.3,15.5 | Westmorland | 1981 | 5.9 | Strike-slip | 16.5 | 16.5 |
| 8 | 456 | 13.2,15.1 | Morgan hill | 1984 | 6.19 | Strike-slip | 13.7 | 13.7 |
| 9 | 544 | 20.9,21.8 | Chalfant | 1986 | 5.77 | Strike-slip | 23.4 | 23.4 |
| 10 | 719 | 13.5,14.1 | Superstition | 1987 | 6.54 | Strike-slip | 17 | 17 |
| 11 | 900 | 17.2,19.6 | Landers | 1992 | 7.28 | Strike-slip | 23.6 | 23.6 |
| 12 | 931 | 25.9,22.1 | Big Bear-01 | 1992 | 6.46 | Strike-slip | [34.2] | [34.6] |
| 13 | 1107 | 17.6,10.4 | Kobe, Japan | 1995 | 6.9 | Strike-slip | 22.5 | 22.5 |
| 14 | 1158 | 11.7,10.1 | Kocaeli, | 1999 | 7.51 | Strike-slip | 13.6 | 13.6 |
| 15 | 1637 | 27.8,27.7 | Manjil, Iran | 1990 | 7.37 | Strike-slip | 64 | 64 |
| 16 | 1762 | 24.0,27.9 | Hector Mine | 1999 | 7.13 | Strike-slip | 41.8 | 41.8 |
| 17 | 2700 | 23.5,22.9 | Chi-Chi, | 1999 | 6.2 | Strike-slip | 29.2 | 29.2 |

¹ No-pulse like

5. محاسبه‌ی ضریب J

برای محاسبه‌ی ضریب J مقادیر نیروهای ناشی از زلزله Q_E در تحلیل خطی را به مقدار نیروهای ناشی از زلزله با کم کردن اثرات بارهای ثقلی از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تاریخچه‌زمانی غیرخطی تقسیم می‌کنیم. کاربرد ضریب J ، در برآورد نیروهای اعضای با رفتار نیروکنتراول بر اساس رابطه (3-19) ASCE41-06 به صورت ذیل تحت عنوان رابطه (9) می‌باشد:

$$Q_{UF} = Q_G \pm \frac{Q_E}{C_1 C_2 J} \quad (ASCE41-06) \quad (9)$$

که در آن، Q_E بارهای ناشی از زلزله و Q_G بارهای ثقلی سازه می‌باشند. در تحلیل‌های غیرخطی بارهای ثقلی و جانبی ناشی از زلزله به شکل همزمان اعمال می‌شوند و نیروهای فشاری ایجاد شده در انتهای تحلیل می‌بایست جهت محاسبه‌ی ضریب J ، مقادیر مربوط به بارهای ثقلی از آن کم شود؛ که با علامت Q_E در رابطه‌ی (10) نشان داده شده است و در نهایت از رابطه‌ی زیر ضریب J محاسبه شده است.

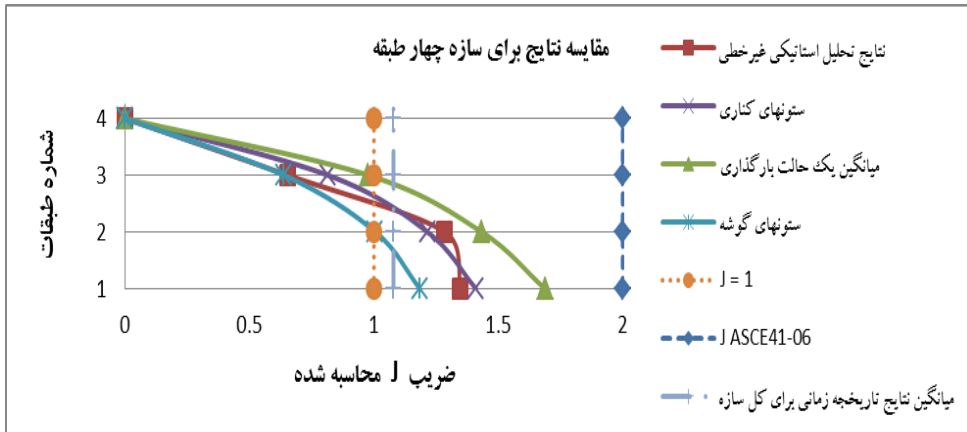
$$\frac{Q_E}{C_1 C_2 J} = Q'_E \Rightarrow J = \frac{Q_E / C_1 C_2}{Q'_E} \quad (10)$$

در نمودارهای ارائه شده در اشکال (2) تا (5) مقادیر ضریب J ، ارائه شده است:

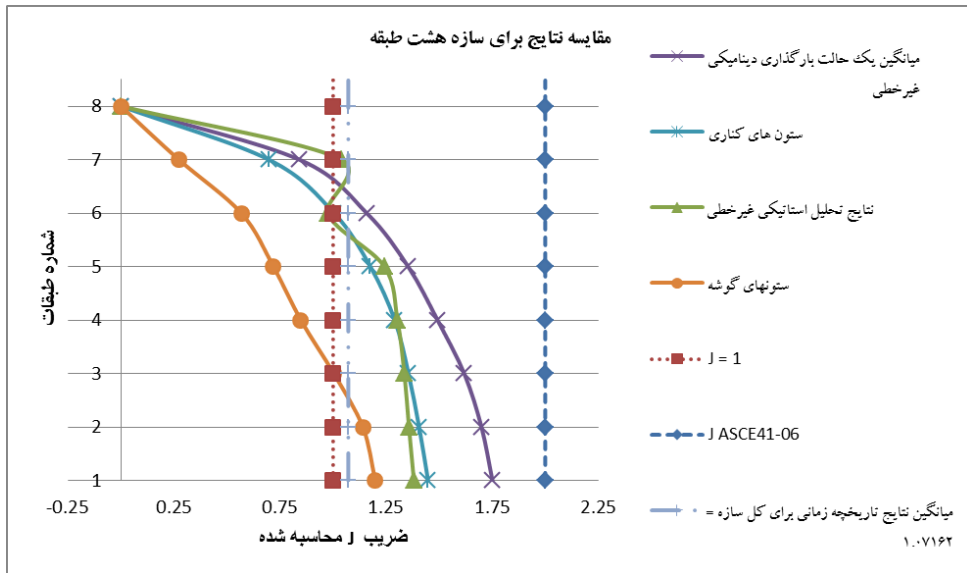
5-1 مقادیر محاسبه شده برای سازه 4، 8، 12، 16 طبقه:

برای هر سازه میانگین نتایج حاصل برای ضریب J ، برای هر طبقه به صورت ذیل ارائه شده است:

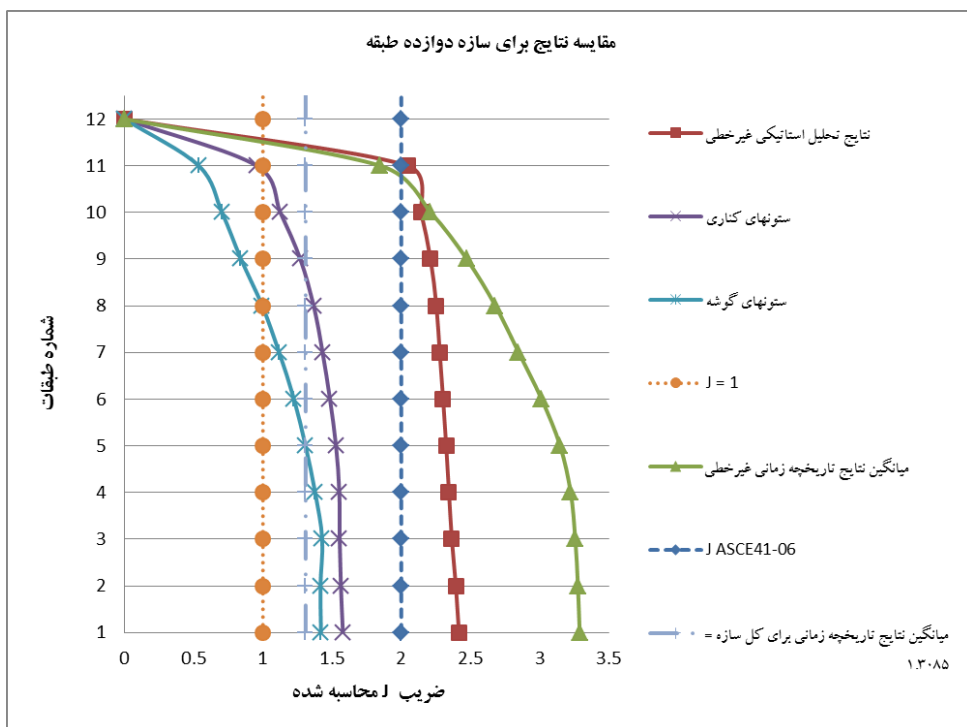
- 1- نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی؛
- 2- نتایج مربوط به میانگین بحرانی‌ترین مقادیر ضریب J برای ستون‌های گوشه؛
- 3- نتایج مربوط به میانگین بحرانی‌ترین مقادیر ضریب J برای ستون‌های کناری؛
- 4- نتایج مربوط به میانگین مقادیر ضریب J برای یک حالت بارگذاری در دینامیکی غیرخطی؛
- 5- نمودار $J = 1$ و $J = 2(ASCE41-06)$ به ترتیب به عنوان کمترین و بیشترین مقادیر ارائه شده در ASCE41-06، برای کل مناطق با لرزه‌خیزی کم تا خیلی زیاد.
- 6- میانگین کل مقادیر بحرانی برای کل سازه با میانگین‌گیری وزنی از مقادیر ستون‌های گوشه و کناری.



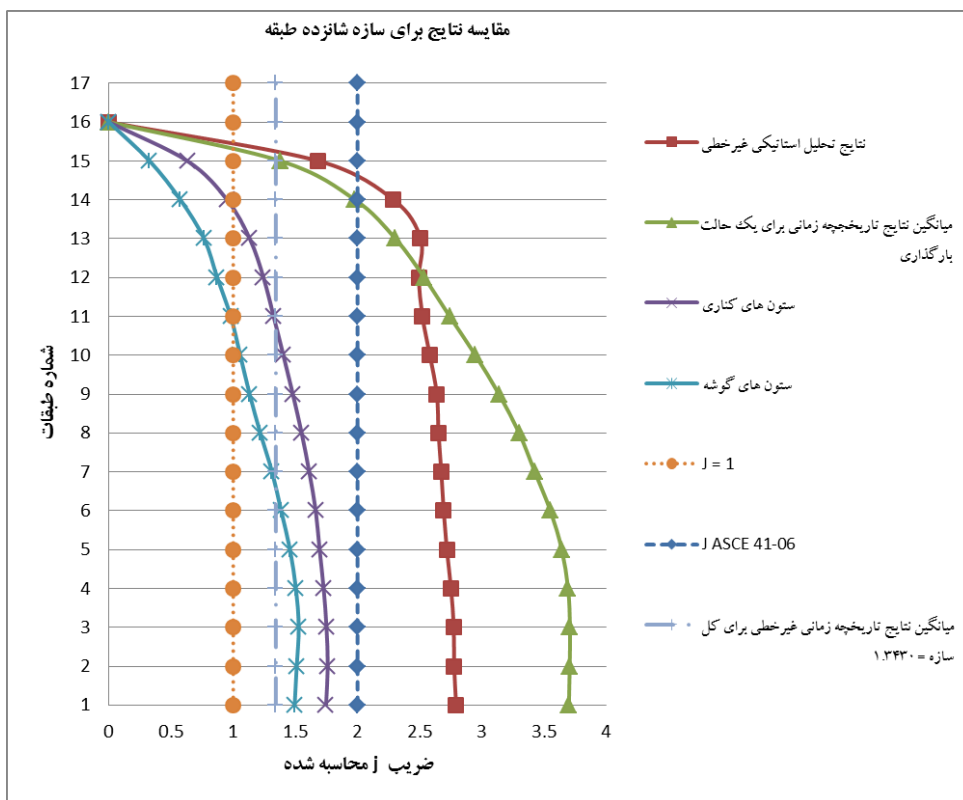
شکل (2): مقایسه نتایج تحلیل های مختلف برای سازه 4 طبقه



شکل (3): مقایسه نتایج تحلیل های مختلف برای سازه 8 طبقه



شکل (4): مقایسه نتایج تحلیل‌های مختلف برای سازه 12 طبقه



شکل (5): مقایسه نتایج تحلیل‌های مختلف برای سازه 16 طبقه

6. نتیجه گیری

نتایج بدست آمده نشان می‌دهند که در سیستم قاب‌های مهاربندی شورون به دلیل صفر بودن نیروی حاصل از تحلیل خطی در ستون‌های بالاترین طبقه‌ی هر سازه به علت خنثی شدن نیروی مهاربندها در محل تقاطع آنها ضریب J برابر صفر خواهد بود و نیز به علت دیده نشدن نیروی نامتعادل بعد از کماتش مهاربندهای فشاری و انتقال آن به ستون‌های مجاور در تحلیل‌های غیرخطی باعث کمتر شدن فاصله‌ی نیروی تحلیل خطی و غیرخطی شده که منتج به محاسبه‌ی مقادیر کوچک و بعضاً کوچکتر از یک برای ضریب J شده است. با افزایش ارتفاع سازه مقدار کلی ضریب J نیز افزایش پیدا می‌کند و نیز برای یک سازه مشخص مقدار ضریب J برای طبقات پایین بیشترین مقدار را داراست و با افزایش ارتفاع طبقات از پایین به بالا با روند نسبتاً منظمی کاهش می‌یابد تا در بالاترین طبقه به صفر برسد، بنابراین مقادیر ارائه شده در آئین‌نامه‌های بهسازی لرزه‌ای برای ضریب J برای سیستم قاب‌های شورون نیازمند تجدید نظر می‌باشند.

7. مراجع

- [1] آئین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد 84-2800 ویرایش سوم
- [2] مقررات ملی ساختمان مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی
- [3] ASCE41-06 standard for seismic rehabilitation of Buildings / American Society of Civil Engineers/ 2006
- [4] FEMA 274 – NEHRP commentary on the Guidline for the seismic rehabilitation of Buildings / Federal Emergency Management Agency / October 1997.
- [5] بیگلری، م، زاهدی، م، ارزیابی آسیب‌پذیری لرزه‌ای ساختمان‌های با مهاربند برون محور فولادی با اساس دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ایران، پایان‌نامه کارشناسی ارشد، دانشگاه علم و صنعت، 1389.
- [6] مقررات ملی ساختمان مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان/
- [7] ازهری، م، میرقادری، ر، طراحی سازه‌های فولادی.
- [8] دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود، دفتر امور فنی معیارها سازمان مدیریت و برنامه ریزی کشور.
- [9] FEMA440, 2005, “Draft Canera-Ready for the Improvement of nonilinear static seismic Analysis procedure”, prepared by the Applied Technology Council (ATC-55 project) for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.