



تخمین ضریب رفتار سوله‌های یک دهانه و مقایسه آن با آیین‌نامه ۲۸۰۰

محمد امین عرب^۱، فرامرز خوشنودیان^۲

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر

۲- دانشیار دانشکده عمران و محیط زیست دانشگاه صنعتی امیرکبیر

Email: amin-arab@aut.ac.ir

خلاصه

امروزه سوله‌ها به خاطر اجرای سریع، ایجاد فضاهایی با دهانه‌های بزرگ و سبک بودن اسکلت سازه‌ای و به تبع آن عملکرد مناسب در برابر زلزله به طور وسیعی مورد استفاده قرار می‌گیرند. کاربرد وسیع این نوع سازه‌ها و وجود برخی ابهامات در انتخاب ضریب رفتار مناسب برای تحلیل لرزه‌ای، محاسبه این پارامتر لرزه‌ای را برجسته می‌کند. البته نیروی زلزله اغلب زمانی در این نوع سازه‌ها حاکم است که سازه دارای جرقه‌ی سقفی سنگین باشد، در غیر این صورت نیروی باد حاکم بر طراحی خواهد بود. در این مقاله به منظور ارزیابی ضریب رفتار سوله‌ها، ۶ سوله با ارتفاع یکسان و دهانه‌های متفاوت مطابق ضوابط محبت ششم و دهم مقررات ملی ساختمان ایران و همچنین ویرایش سوم آیین‌نامه ۲۸۰۰، طراحی و سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و با بکارگیری نرم‌افزار SAP 2000 (v.14.1) منحنی پوش آور هر سوله بدست آورده شد و در نهایت با استفاده از این منحنی‌ها، تأثیر طول دهانه سوله بر ضریب رفتار، ضریب مقاومت افزون، ضریب شکل‌پذیری و ضریب کاهش بر اثر شکل‌پذیری مورد بررسی قرار گرفت و سپس رابطه‌ای برای برآورد ضریب رفتار سوله با داشتن طول دهانه مورد نظر پیشنهاد گردید. نتایج این مطالعه نشان داد که ضریب رفتار سوله با افزایش طول دهانه افزایش می‌یابد.

کلمات کلیدی: سوله، ضریب رفتار، تحلیل استاتیکی غیرخطی، منحنی پوش آور

۱. مقدمه

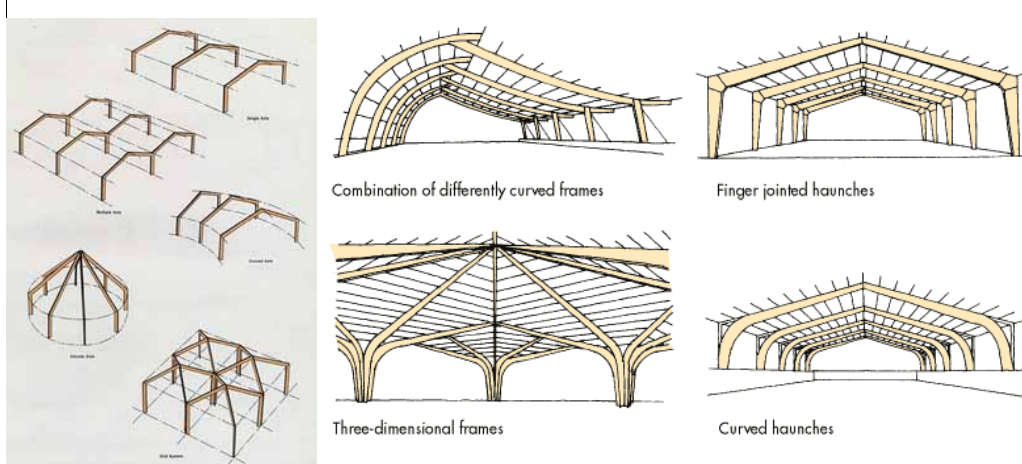
فلسفه‌های حاکم بر آیین‌نامه‌های طراحی موجود دنیا، به سازه این اجازه را می‌دهند که به هنگام ارتعاشات شدید زمین وارد محدوده تغییر شکل‌های غیرالاستیک گردد. به عنوان یک نتیجه از این فلسفه طراحی، بایستی نیروهای طراحی الاستیک بسیار کوچک‌تر از مقادیر لازم برای حفظ سازه در محدوده خطی (هنگام زلزله) باشند [۱]. کاهش در نیروهای ایجاد شده، به علت میرایی انرژی در رفتار غیر خطی هیسترتیک پدید آمده و به وسیله ضرایب اصلاح مقاومت منظور می‌گردد [۲].

به هنگام اعمال نیروی جانبی به یک سازه، اعضای آن بخشی از انرژی ناشی از نیرو را به خاطر عملکرد ارتجاعی و بخش قابل توجهی از این انرژی را به خاطر عملکرد غیر ارتجاعی مستهلک می‌نمایند. بنابراین منطقی آن است که برای طراحی سازه علاوه بر قابلیت ارتجاعی اعضا، حتماً قابلیت غیر ارتجاعی آن‌ها نیز در نظر گرفته شود. رعایت نمودن دقیق این امر مستلزم تحلیل دینامیکی غیر ارتجاعی است که بسیار پیچیده و وقت‌گیر بوده و انجام آن برای سازه‌های متعارف غیر اقتصادی می‌باشد. اما در بسیاری از آیین‌نامه‌ها به منظور پرهیز از تحلیل دینامیکی غیر خطی و در عین حال در نظر گرفتن رفتار غیر خطی سازه، ضریبی را به نام ضریب رفتار معرفی می‌کنند [۳]. نحوه عملکرد این ضریب بدین صورت است که به هنگام تحلیل ارتجاعی سازه، نیروی جانبی وارده به سازه کاهش می‌یابد تا به نحوی اثر آن میزان از انرژی که در اثر رفتار غیرخطی سازه مستهلک می‌گردد، در نظر گرفته شود. این میزان انرژی مستهلک شده ناشی از عواملی نظیر زمان تناوب سازه، شکل‌پذیری و مقاومت افزون است [۳].

۲. قاب شیب‌دار (سوله)

تجربه زلزله‌های گذشته نشان می‌دهد که قاب‌های شیب‌دار فولادی (سوله) اغلب رفتار مناسبی در برابر زلزله از خود نشان می‌دهند. سبکی این سازه‌ها از جمله عواملی است که موجب بهبود رفتار لرزه‌ای این نوع سازه‌ها می‌شود. گزارش تهیه شده از زلزله ۵ دی ماه ۱۳۸۲ بم [۴]، رفتار لرزه‌ای مناسب این

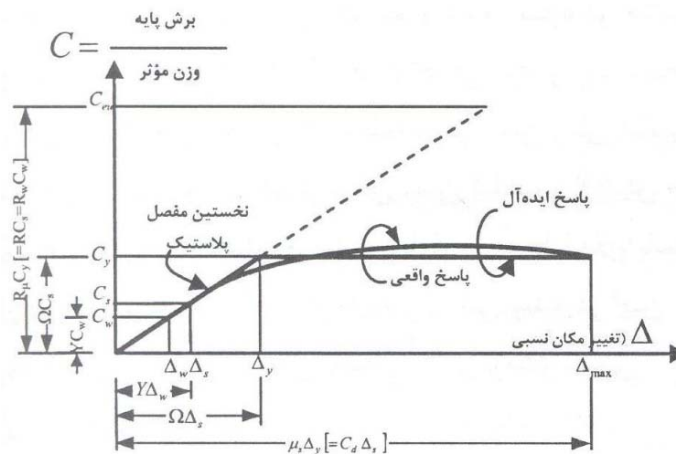
نوع سازه‌ها را نشان می‌دهد و خسارت‌های بوجود آمده را بیشتر از نوع غیر سازه‌ای گزارش می‌کند، به گونه‌ای که سازه پس از زلزله پایداری خود را حفظ کرده و فقط دیوارهای پیرامون آن تخریب جزئی داشته است. به دلیل مزایای ویژه‌ای از جمله ایجاد دهانه‌های بزرگ بدون ستون میانی، نصب سریع به علت اتصالات پیچ و مهره‌ای، امکان انتقال سازه به مکان دیگر به علت اتصالات پیچ و مهره‌ای و سبک بودن وزن سازه، امروزه به طور وسیعی از این سازه‌ها در شهرک‌های صنعتی و بعضاً در شهرها برای کاربری‌های مختلفی از قبیل: آشپخانه هواپیما، کارخانجات صنعتی، انبارها، مجموعه‌های ورزشی و... استفاده می‌کنند. شکل ۱ نمونه‌هایی از این نوع سازه‌ها را نمایش می‌دهد.



شکل ۱ - نمونه‌هایی از سوله‌های متعارف

۳. ضریب رفتار

ضریب رفتار یا ضریب اصلاح پاسخ سازه، کمیتی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در بر داشته و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر الاستیک می‌باشد. آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای کنونی، نیروهای لرزه‌ای برای طراحی ارتجاعی ساختمان را از یک طیف خطی که وابسته به زمان تناوب طبیعی ساختمان و شرایط خاک محل احداث ساختمان است، بدست می‌آورند و برای لحاظ کردن اثر رفتار غیرارتجاعی و اتلاف انرژی بر اثر رفتار هیستریزس، میرایی و اثر مقاومت افزون سازه، این نیروی ارتجاعی را به وسیله ضریب کاهش مقاومت (ضریب رفتار) به نیروی طراحی تبدیل می‌کنند [۳].



شکل ۲ - رفتار کلی یک سازه متعارف

با توجه به شکل ۲ مقدار مقاومت الاستیک مورد نیاز بر حسب ضریب برش پایه (C_{eu}) از رابطه (۱) بدست می‌آید.



$$C_{eu} = \frac{V_e}{W} \quad (1)$$

که در آن W وزن سازه و V_e حداکثر برش پایه در صورتی که سازه کاملاً در محدوده الاستیک باقی بماند، است. از آنجا که یک سازه که به صورت صحیح طراحی شده، معمولاً مقادیر قابل ملاحظه‌ای از شکل‌پذیری را می‌تواند تأمین کند، سازه می‌تواند بصورت اقتصادی‌تری طراحی شود تا حداکثر مقاومت $C_y W$ را تأمین کند. برای اهداف طراحی، آیین‌نامه‌ها مقدار C_y را تا C_s که نمایانگر تشکیل اولین مفصل پلاستیک در مجموعه سازه می‌باشد، کاهش می‌دهند. در طراحی با استفاده از روش بار نهایی در سازه‌های بتنی و روش ضرایب بار و مقاومت در سازه‌های فولادی از این تراز نیرویی استفاده می‌شود. اختلاف نیروی بین $C_y W$ و $C_s W$ را اصطلاحاً اضافه مقاومت می‌نامند. از آنجا که در آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی و بتنی در بسیاری از کشورها هنوز استفاده از روش تنش مجاز متداول است، آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران مقدار C_s را به C_w کاهش می‌دهد و لذا نیروی برشی پایه طراحی در این آیین‌نامه‌ها برابر $C_w W$ می‌باشد [۳].

۱-۳ ضریب شکل‌پذیری کلی سازه (μ)

با ایده آل نمودن منحنی رفتار کلی سازه به منحنی الاستیک-پلاستیک کامل شکل (۲)، ضریب شکل‌پذیری کلی سازه را می‌توان به صورت رابطه (۲) بیان نمود.

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (2)$$

۲-۳ ضریب کاهش مقاومت در اثر شکل‌پذیری (R_μ)

بر اثر شکل‌پذیری، ساختمان ظرفیتی برای استهلاک انرژی هیسترتیک خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی (C_{eu}) را می‌توان به تراز مقاومت تسلیم (C_y) کاهش داد، از اینرو ضریب شکل‌پذیری را می‌توان به صورت رابطه (۳) نوشت.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (3)$$

میراندا و برترو [۱] سعی کردند با انتخاب تعداد نسبتاً زیادی از زلزله‌های ثبت شده، اثر شرایط خاک بر ضریب R_μ را مورد بررسی قرار دهند. به همین منظور آن‌ها ۱۲۴ زلزله ثبت شده در محدوده وسیعی از شرایط خاک در هنگام زلزله‌های گوناگون را در نظر گرفتند و بر اساس شرایط محلی خاک در ایستگاه ثبت کننده، زلزله‌ها به سه گروه ثبت شده در زمین سنگی، زمین رسوبی و خاک خیلی نرم دسته‌بندی نمودند. آن‌ها ضرایب R_μ را برای سیستم‌های با ۵ درصد میرایی و با ضرایب شکل‌پذیری کلی سازه‌ای بین ۲ تا ۶ محاسبه نمودند و متوسط ضرایب R_μ برای هر نوع خاک به صورت رابطه (۴) ارائه نمودند. آن‌ها علاوه بر تاثیر شرایط خاک، تاثیر بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضرایب R_μ مورد بررسی قرار دادند و تحقیقاتشان نشان داد که شرایط خاک بر ضرایب R_μ تاثیر می‌گذارد (به ویژه برای محل‌هایی که دارای خاک نرم هستند)، اما بزرگی زلزله و فاصله مرکز سطحی زلزله بر ضرایب R_μ تاثیر ناچیزی دارند.

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (4)$$

که در آن μ ضریب شکل‌پذیری و ϕ برای زمین‌های رسوبی از رابطه (۵) بدست می‌آید.

$$\phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} e^{-2(\ln T - 0.2)^2} \quad (5)$$

۳-۳ ضریب مقاومت افزون (Ω)

مقاومت ذخیره‌ای که بین تراز تسلیم کلی سازه (C_y) و تراز اولین تسلیم (C_s) وجود دارد به عنوان ضریب مقاومت افزون شناخته می‌شود و از رابطه (۶) بدست می‌آید [۳].

$$\Omega = \frac{C_y}{C_s} \quad (6)$$



اضافه مقاومت سازه در نتیجه باز توزیع نیروهای داخلی، بیشتر بودن مقاومت واقعی مصالح نسبت به مقاومت اسمی، سخت شوندگی کرنشی، محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای در مورد تغییر مکان جانبی، اثرات اجزاء غیر سازه‌ای و غیره می‌باشد [۳].

۴-۳ ضریب تنش مجاز (Y)

این ضریب بر اساس نحوه برخورد آیین‌نامه‌های مصالح با تنش‌های طراحی (بار مجاز یا بار نهایی) تعیین می‌شود و مقدار آن مطابق رابطه (۷) عبارتست از نسبت نیرو در حد تشکیل اولین لولای خمیری (C_s)، به نیرو در حد تنش‌های مجاز (C_w) [۳].

$$Y = \frac{C_s}{C_w} \quad (7)$$

مقدار این ضریب بر اساس روش تنش مجاز آیین‌نامه 89 AISC-ASD [۵] از رابطه (۸) برآورد می‌شود.

$$Y = \frac{C_s}{C_w} = \frac{M_p}{M_w} = \frac{ZF_y}{S \left(0.6F_y \frac{4}{3} \right)} = \frac{1.15F_y}{0.8F_y} = 1.44 \quad (8)$$

که در آن Z و S به ترتیب مدول‌های خمیری و ارتجاعی بوده و ضریب $\frac{4}{3}$ اضافه تنش مجاز به هنگام اثر نیروهای زلزله است.

بنابراین ضریب رفتار مطابق با روش طراحی بر اساس تنش مجاز را می‌توان از رابطه (۹) تعیین کرد [۳].

$$R = \frac{C_{eu}}{C_w} = \frac{C_{eu}}{C_y} \cdot \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} = R_\mu \cdot \Omega \cdot Y \quad (9)$$

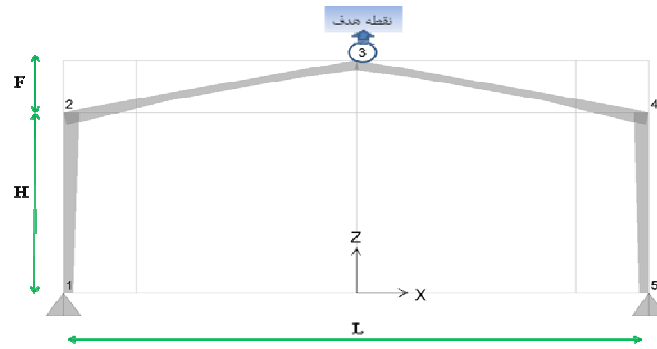
۴. مدل‌های مطالعه شده

در این مقاله، ۶ مدل با دهانه‌های ۱۲.۵، ۱۵، ۱۷.۵، ۲۰، ۲۲.۵ و ۲۵ و ارتفاع تاج ۹ متر مطابق جدول ۱ مورد مطالعه قرار گرفت. روند کار به این صورت بود که ابتدا کلیه این مدل‌ها بر اساس مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان [۶] و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۷] برای منطقه با برف متوسط، سرعت مبنای باد ۱۱۰ کیلومتر بر ساعت و سطح خطر نسبی زلزله کم، بارگذاری و سپس بر اساس ضوابط آیین‌نامه 89 AISC-ASD [۵] و ترکیبات بار ارائه شده در مبحث دهم طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی [۸] به کمک نرم‌افزار SAP 2000 (v.14.1) طراحی شدند. آیین‌نامه فولاد ایران انطباق قابل ملاحظه‌ای با روش تنش مجاز آیین‌نامه 89 AISC-ASD دارد. لازم به ذکر است که کلیه مقاطع مورد استفاده برای ستون و رفترا برای مدل‌های مطالعه شده، تیر ورق بوده و غیر منشوری می‌باشند. سیستم سازه‌ای این نوع سازه‌ها معمولاً در راستای طولی مهاربندی ساده و در راستای صفحه قاب از نوع قاب خمشی متوسط است.

جدول ۱- مدل‌های مورد مطالعه

No.	Model Name	L , m	H , m	F , m
1	S12.5-9	12.5	7.0	2.0
2	S15.0-9	15.0	7.0	2.0
3	S17.5-9	17.5	7.0	2.0
4	S20.0-9	20.0	7.0	2.0
5	S22.5-9	22.5	6.5	2.5
6	S25.0-9	25.0	6.0	3.0

فولاد مصرفی کلیه مدل‌های مطالعه شده از نوع فولاد ST 37 با مقاومت جاری شدن $F_y=2400 \text{ kg/cm}^2$ می‌باشد. بارگذاری ثقلی این مدل‌ها بر اساس بار مرده: 60 kg/m^2 و بار زنده (برف): 100 kg/m^2 انجام شده است و با توجه به اینکه فاصله قاب‌ها در طول سوله، ۶ متر فرض شده است، این بار به صورت گسترده خطی بر رفترا وارد شده است. شکل ۳ سوله‌های مدل شده در SAP 2000 (v.14.1) را نشان می‌دهد.



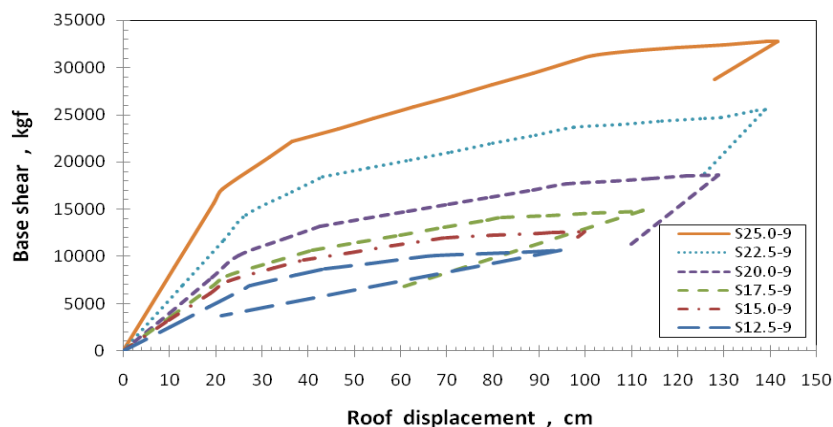
۵. مدل‌سازی رفتار غیرخطی

به منظور مدل‌سازی رفتار غیر خطی و تعریف مفاصل، از مشخصات مفاصل ارائه شده در FEMA-356 [۹] استفاده شده است. مدل‌های اشاره شده به صورت دو بعدی و در نرم‌افزار SAP 2000 (v.14.1) که قابلیت در نظر گرفتن همزمان اثرات غیرخطی هندسی (اثرات $P-\Delta$) و غیر خطی مصالح را دارا است، مدل‌سازی و سپس به منظور انجام روش تحلیل استاتیکی غیر خطی (پوش‌آور)، مفاصل پلاستیک اندر کنشی محوری-خمشی (P-M3) در ابتدا و انتهای ستون‌ها و رفته‌ها معرفی شدند.

به منظور لحاظ کردن اثرات بارهای ثقیل مرده و زنده (برف)، ترکیب بار ثقیل تعریف شده در FEMA 356 به صورت $1.1(DL + LL)$ در نظر گرفته شد. که در آن DL و LL به ترتیب بارهای مرده و زنده (برف) هستند. پس از اعمال بار ثقیل، بار جانبی مطابق الگوی بار مثلثی معکوس و در چندین گام به سازه اعمال شد. الگوی بار گذاری اشاره شده در مطالعات موای و الناشای [۱۰]، مقدم و حاجی رسولی‌ها [۱۱]، ماهری و اکبری [۱۲] و کیم و جوی [۱۳] به عنوان یک روش معتبر برای تحلیل سازه‌های کوتاه شناخته شده است. لازم به ذکر است که نقطه کنترل در نظر گرفته شده در همه مدل‌های مورد مطالعه، تاج سوله‌ها مطابق شکل ۳ در نظر گرفته شده است.

۶. نتایج تحلیل‌ها

برای بدست آوردن ضریب مقاومت افزون (Ω)، شکل‌پذیری (μ) و نهایتاً ضریب رفتار مدل‌های مورد مطالعه شده، باید منحنی پوش‌آور هر مدل را داشته باشیم. بدین منظور از منحنی‌های پوش‌آور بدست آمده برای ۶ مدل مطالعه شده که در شکل ۴ نمایش داده شده‌اند، استفاده گردید. البته برای استخراج این مقادیر، منحنی‌های رفتار غیر خطی سازه باید مطابق ضوابط FEMA 356 [۹] به صورت دو خطی در آورده شوند.



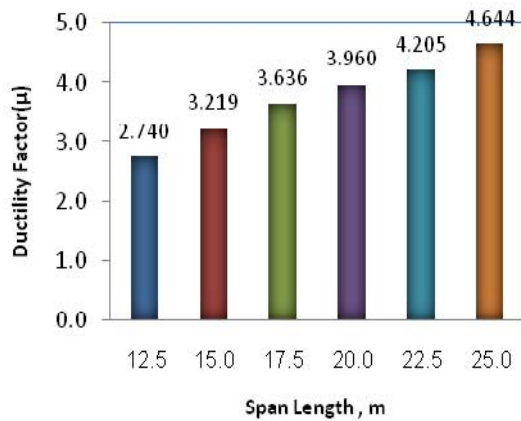
شکل ۴ - نمودار رفتار مدل‌های بررسی شده تحت اثر الگوی بار جانبی بالا مثلثی (منحنی پوش‌آور)

جدول ۲، مقادیر ضریب شکل پذیری، ضریب مقاومت افزون، پیرو، ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری و ضریب رفتار محاسبه شده بر اساس منحنی پوش آور دو خطی شده را نشان می دهد.

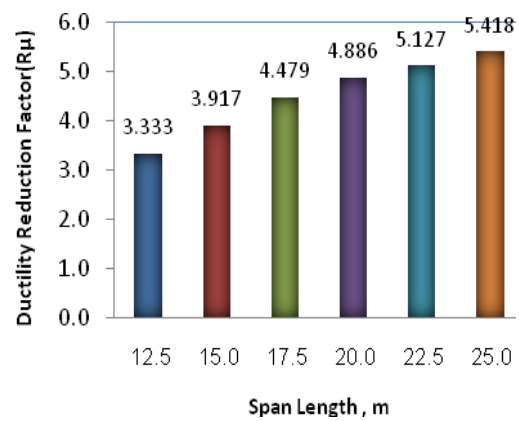
جدول ۲- ضرایب بدست آمده از تحلیل پوش آور مدل های مطالعه شده

Model Name	L , m	μ	Ω	T, sec	Φ	R_μ	Y	R
S12.5-9	12.5	2.740	1.266	0.927	0.746	3.333	1.44	6.074
S15.0-9	15.0	3.219	1.357	0.888	0.761	3.917	1.44	7.657
S17.5-9	17.5	3.636	1.391	0.930	0.758	4.479	1.44	8.972
S20.0-9	20.0	3.960	1.310	0.938	0.762	4.886	1.44	9.217
S22.5-9	22.5	4.205	1.288	0.889	0.777	5.127	1.44	9.509
S25.0-9	25.0	4.644	1.463	0.792	0.825	5.418	1.44	11.413

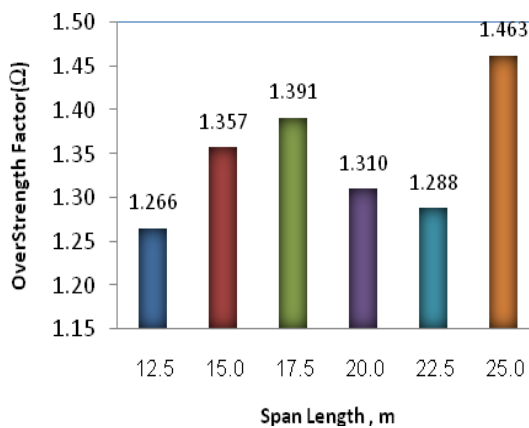
همانطور که از جدول ۲ ملاحظه می شود، با افزایش طول دهانه سوله، مقادیر ضریب شکل پذیری (μ)، ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری (R_μ) و ضریب رفتار (R) سوله افزایش می یابد. این تغییرات در شکل های ۵، ۶ و ۷ نشان داده شده است. همچنین در شکل ۸ تغییرات ضریب مقاومت افزون در برابر طول دهانه سوله نمایش داده شده است.



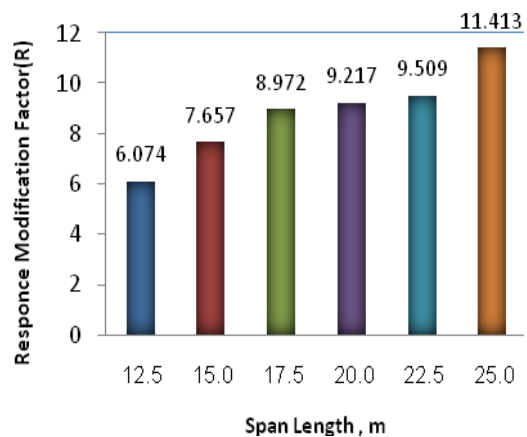
شکل ۶ - تغییرات ضریب شکل پذیری نسبت به دهانه



شکل ۵ - تغییرات ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری نسبت به دهانه



شکل ۸ - تغییرات ضریب مقاومت افزون نسبت به دهانه



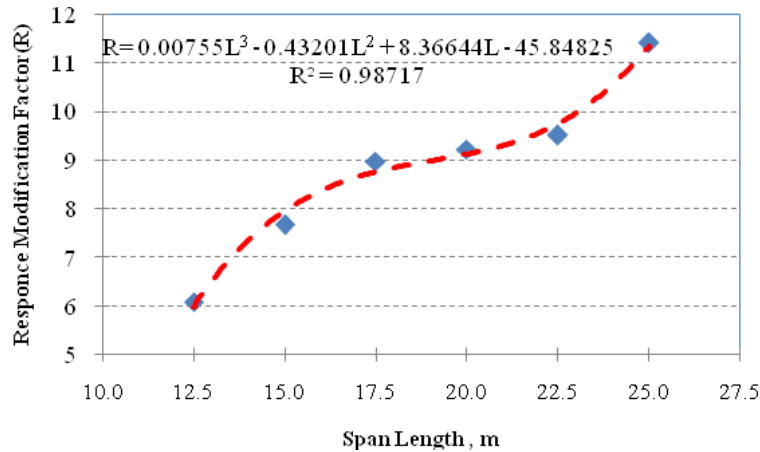
شکل ۷ - تغییرات ضریب رفتار نسبت به دهانه



در آخر این مقاله رابطه‌ای برای برآورد ضریب رفتار سوله با دهانه مورد نظر ارائه شده است. این رابطه مطابق شکل ۹ از برازش درجه سوم مقادیر ضریب رفتار بدست آمده برای مدل‌های مطالعه شده، بدست آمده است. رابطه (۱۰) این معادله را نشان می‌دهد.

$$R = 0.00755(L)^3 - 0.43201(L)^2 + 8.36644(L) - 45.84825 \quad (10)$$

که در آن، L طول دهانه سوله مورد نظر بر حسب متر و R ضریب رفتار است.



شکل ۹ - برازش درجه سوم ضریب رفتار در برابر طول دهانه سوله

به منظور بررسی دقت رابطه (۱۰) در برآورد ضریب رفتار، مقادیر ضریب رفتار بدست آمده از این رابطه با مقادیر واقعی، در جدول ۳ مقایسه شده است. همانطور که ملاحظه می‌شود، درصد خطای بدست آمده در حد قابل قبولی بوده و می‌توان از رابطه پیشنهاد شده (رابطه ۱۰) برای برآورد ضریب رفتار سوله‌های با دهانه ۱۲.۵ تا ۲۵ و ارتفاع ۹ متر استفاده نمود.

جدول ۳- مقایسه مقادیر ضریب رفتار بدست آمده از رابطه ۱۰ و مقادیر واقعی

No.	L , m	R(Equation 10)	R(Actual)	Error(%)
1	12.5	5.977	6.074	1.608
2	15.0	7.927	7.657	3.529
3	17.5	8.725	8.972	2.761
4	20.0	9.077	9.217	1.525
5	22.5	9.691	9.509	1.909
6	25.0	11.275	11.413	1.204

۷. نتیجه‌گیری

در این مطالعه، ضرایب کاهش بر اثر شکل‌پذیری، شکل‌پذیری، مقاومت افزون و ضریب رفتار برای ۶ مدل با دهانه‌های ۱۲.۵، ۱۵، ۱۷.۵، ۲۰، ۲۲.۵ و ۲۵ و ارتفاع ۹ متر مورد مطالعه قرار گرفت. این مطالعه با استفاده تحلیل پوش‌آور و به کمک نرم‌افزار SAP 2000(v.14.1) با توجه به ضوابط FEMA-356 [۹] انجام گرفت، نتایج بدست آمده از این مطالعه را می‌توان به صورت زیر خلاصه نمود:

- (۱) ضریب شکل‌پذیری بدست آمده برای ۶ سوله مورد مطالعه به ترتیب برای سوله‌های با دهانه ۱۲.۵ و ۲۵ متر دارای مقادیر حداقل و حداکثر است. و این ضریب بین ۴.۶۴۴- تا ۲.۷۴۰- متغیر بوده و با افزایش طول دهانه سوله، افزایش می‌یابد.



- (۲) ضریب کاهش بر اثر شکل پذیری بدست آمده از روابط میراندا و برترو [۱] مشابه ضریب شکل پذیری با افزایش طول دهانه سوله، افزایش می یابد. این ضریب در مدل های مورد مطالعه بین ۵.۴۱۸-۳.۳۳۳ متغیر است.
- (۳) ضریب مقاومت افزون بدست آمده در مدل های مطالعه شده در این مقاله روند منظمی نداشته و ابتدا با افزایش طول دهانه سوله تا دهانه ۱۷.۵ متر افزایش و سپس کاهش داشته است و مجدداً در دهانه ۲۵ متر به حداکثر مقدار خود رسیده است. علت این تغییرات را می توان در تفاوت در نسبت تنش های طراحی هر سوله دانست.
- (۴) ضرایب رفتار بدست آمده برای ۶ سوله مورد مطالعه به ترتیب برای سوله های با دهانه ۱۲.۵ و ۲۵ متر دارای مقادیر حداقل و حداکثر است و این مقادیر در محدوده ۶.۰۷۴-۱۱.۴۱۳ متغیر هستند. به طور متوسط مقدار ضریب رفتار در مدل های مطالعه شده، ۸.۸۰۸ می باشد که این مقدار بیشتر از ضریب رفتار ارائه شده در آیین نامه ۲۸۰۰ برای قاب های خمشی فولادی متوسط ($R=7$) است. به عبارت دیگر ضریب رفتار پیشنهادی آیین نامه ۲۸۰۰ [۷] در حاشیه اطمینان می باشد.
- (۵) با برآزش مقادیر ضرایب رفتار بدست آمده بر حسب طول دهانه های مختلف برای ۶ سوله مطالعه شده، رابطه درجه سوم (رابطه (۱۰)) با ضریب همبستگی ۰.۹۸۷۱۷ برای برآورد ضریب رفتار سوله پیشنهاد گردید.

۸. مراجع

1. Miranda, E., and Bertero, V.V., (1994), "Evaluation of Strength Reduction Factors for Earthquake-Resistant Design," *Earthquake Spectra*, EERI, **10**(2), pp 357-380.
2. Uang, C.M., (1991), "Establishing R (or R_w) and Cd Factors for Building Seismic Provisions," *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **117**(1), pp 19-28.
۳. تسنیمی، ع. و معصومی، ع.، (۱۳۸۵)، محاسبه ضریب رفتار قاب های خمشی بتن مسلح، نشریه شماره گک-۴۳۶، تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۴. عشقی، س. و دیگران، (۱۳۸۲)، "گزارش مقدماتی شناسایی زلزله ۵ دی ماه ۱۳۸۲ بم" تهران: پژوهشگاه بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله.
5. American Institute of Steel Construction, AISC-ASD89, (1989), "Manual of steel Construction", Chicago.
۶. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (وزارت مسکن و شهرسازی)، (۱۳۸۵)، مبحث ششم بارهای وارد بر ساختمان، تهران: توسعه ایران.
۷. کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، (۱۳۸۴)، آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۸۴-۲۸۰۰ (ویرایش سوم)، نشریه شماره ض-۲۵۳، ج ۳، تهران: مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.
۸. دفتر تدوین و ترویج مقررات ملی ساختمان (وزارت مسکن و شهرسازی)، (۱۳۸۵)، مبحث دهم طرح و اجرای ساختمانهای فولادی، تهران: توسعه ایران.
9. FEMA 356-Prestandard and Commentary for the seismic Rehabilitation of buildings, (2000), Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
10. Mway, A.M., Elnashai, A.S. (2000), "Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings," *Engineering Structure*, **23**(50), pp 407-424.
11. Moghaddam, H., Hajirasouliha, I., (2005), "Toward more rational criteria for determination of design earthquake forces," *International Journal of Solids and Structures*, **43**, pp 2631-2645.
12. Maheri, M.R., Akbari, R., (2003), "Seismic behavior factor R for steel X-braced and knee-braced RC buildings," *Engineering Structures*, **25**(15), pp 1505-1513.
13. Kim, J., Choi, H., (2005), "Response modification factors of chevron-braced frames," *Engineering Structures*, **27**, pp 285-300.