بررسی ضریب رفتارساختمانهای بتنی مسلح در تحلیل لرزه ای

احمد شوشتری [1]، حامد غزنوی زاده [2]

1- استادیار دانشکده مهندسی،دانشگاه فردوسی مشهد

2- کارشناس ارشد سازه

ashoosht@ferdowsi.um.ac.ir

خلاصه

در این مقاله به منظور بررسی چگونگی محاسبه ضریب رفتار R مربوط به سازه های بتنی و همچنین بررسی تاثیرات مشخصات هندسی و مشخصات سازه ای بر روی این ضریب، چند ساختمان بتنی مسلح با طبقات مختلف و طراحی شده بر اساس آیین نامه بتن ایران (آبا) مورد تحلیل لرزه ای بارافزون انطباقی قرار گرفته و ضرایب R بدست آمده است. همچنین به منظور بررسی تاثیر میانقابهای آجری بر این ضرایب، ضرایب R مربوط به ساختمانی که دارای میانقاب آجری می باشد محاسبه شده است. مقایسه نتایج حاصله با ضرایب رفتار (R) پیشنهادی آیین نامه 2800 (نشر سوم) نشان دهنده عدم تطبیق آنان در تمامی موارد است.

کلمات کلیدی: تحلیل لرزه ای، تحلیل بار افزون انطباقی، ضریب رفتار R ، ساختمان های بتن مسلح، میانقابهای آجری

مقدمه

اخیراً بیشترآیین نامه های لرزه‌ای،ضرایب رفتار را در تعریف نیروهای جانبی معادل به کار می‌برند که این نیروها برای طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله استفاده می‌شوند. ضریب رفتار (R) برای کاهش طیف طراحی کشسان خطی به منظور در نظر گرفتن ظرفیت اتلاف انرژی سازه استفاده می‌شود. در نتیجه نیروی طرح از تقسیم نیروی ارتجاعی زلزله برضریب رفتار بدست می‌آید. یعنی:

$$V = \frac{V_e}{R} \qquad (1)$$

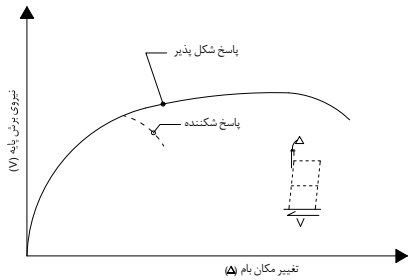
با جستجو در متون فنی و علمی در می‌یابیم که اثری از یک روش مدون و منطقی یکسان برای تعیین ضریب R یافت نمی‌شود. به نظر می‌رسد جدول ضریب R در آیین‌نامه‌های مختلف کاملاً سلیقه ای تعیین شده باشد. از این‌رو، در این مقاله به بررسی تعیین ضرایب رفتار در نشر سوم آیین نامه 2800 ایران پرداخته تا در آینده عملکرد مطمئن تری در طراحی سازه ها داشته باشیم.

پاسخ نیرو - تغییر مکان سازه ها :

یک ارتباط کلی نیرو-تغییر مکان برای یک قاب سازه‌ای در شکل1 نشان داده شده است. دو نوع تقریب دو خطی بطورگسترده برای برآورد نیروها و تغییر مکانها می‌توانند استفاده شوند که این دو روش عموماً نتایج مشابهی برای اکثر سیستمهای قابی شکل‌پذیر بدست می‌دهند.

اولین تقریب توسعه یافته برای مشخصه‌های رابطه بار – تغییر مکان مربوط به عناصر بتنی مسلح (پائولی و پریستلی)[1] ، یک مقاومت گسیختگی برای قاب (V_y) فرض می‌کند. سختی کشسان از نقطه تقاطع منحنی نیرو - تغییر مکان واقعی با نیروی مطابق با $0.75(V_y)$ بدست می آید .تخمین سختی کشسان (K) در شکل (2- الف) نشان داده شده است.

روش دوم استفاده شده برای تقریب رابطه نیرو – تغییر مکان یک قاب، عموماً روش انرژی معادل می‌باشد[2]. این روش فرض می‌کند که سطح زیر منحنی و سطح زیرخط تقریب با هم برابرند. این تقریب دو خطی درشکل (2- ب) نشان داده شده است.

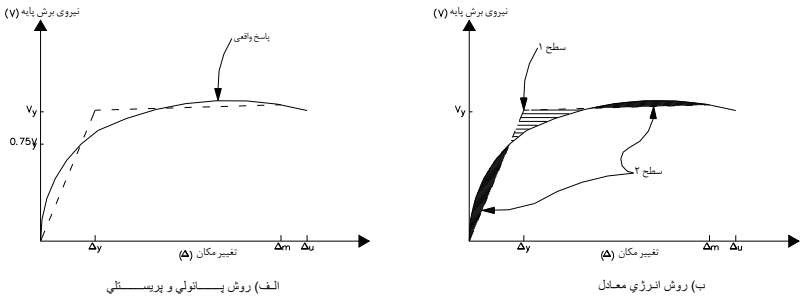


شکل1- رابطه برش پایه در مقابل تغییر مکان بام [2]

---

[1] دانشکده مهندسی، گروه عمران، صندوق پستی 1111- 91775

[2] hamed_ghaznavi@yahoo.com



شکل2- تقریب های دو خطی رابطه نیرو - تغییر مکان [2]

ضرایب اصلاح پاسخ R :

در این مقاله برای محاسبه ضرایب اصلاح پاسخ، از فرمول ATC-19 استفاده می‌شود. راهنمای ATC-34 یک فرمول جدید برای R ارائه کرد که در آن R بعنوان حاصلی ازسه ضریب بصورت زیر بیان شده است:

$$R = R_S R_\mu R_R \qquad (2)$$

که در آن: R_S ضریب مقاومت وابسته به پریود ، R_μ ضریب شکل‌پذیری وابسته به پریود و R_R ضریب قیود اضافی می‌باشد.

ضریب مقاومت R_S :

آنچه در گزارش ATC-19 بیان شده است اینست که جهت یافتن مقاومت یک سازه یا قاب سازه‌ای از تحلیل استاتیکی غیر خطی استفاده شود. روش بکار برده شده جهت برآورد مقاومت یک سازه درست است، ولی تحلیلگر نیاز به انتخاب یک حالت حدی پاسخ دارد. پاسخهای حدی کلی شامل حداکثر تغییر مکان بین طبقه‌ای و حداکثر چرخش مفاصل مومسان می‌باشند. مراحل این روش به ترتیب زیر هستند:

1- با استفاده از تحلیلهای استاتیکی غیر خطی، رابطه برش پایه – تغییر مکان بام رابرای یک سازه بوجود می‌آوریم.

2- در تغییر مکان بام مطابق با حالت حدی پاسخ، نیروی برش پایه V_0 در سازه محاسبه شود. مقاومت ذخیره شده سازه برابر است با اختلاف بین برش پایه طراحی (V_d) V_0,

3- ضریب مقاومت با استفاده از فرمول زیر محاسبه می شود:

$$R_s = \frac{V_0}{V_d} \qquad (3)$$

ضریب شکل پذیری R_μ :

شکل پذیری با توجه به توانایی یک قاب‌سازه‌ای در محدوده بعد از حد کشسان برای نیروی قابل توجه مقاوم و جذب انرژی توسط رفتار غیر کشسان، تشکیل می شود. شکل‌پذیری تغییرمکانی درحد فاصل بین Δ_y, Δ_m تعریف می‌شود. حداکثر شکل‌پذیری تغییر مکانی اختلاف بین Δ_y, Δ_u می‌باشد. و نسبت شکل‌پذیری تغییر مکانی عموماً به صورت نسبت Δ_m به Δ_y تعریف می‌شود:

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_m}{\Delta_y} \qquad (4)$$

با مشخص شدن نسبت شکل‌پذیری μ طبق رابطه (4) هم‌اکنون بدنبال یافتن فرمولی برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری و ایجاد یک رابطه بین شکل‌پذیری تغییر مکانی و ضریب شکل‌پذیری هستیم. ارائه فرمولی مناسب برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری یکی از موضوعاتی بوده است که در سالهای اخیر محققین مختلفی را برآن داشته است تا تحقیقات زیادی را در این مقوله انجام دهند. از میان تحقیقات به عمل آمده، توصیه ATC-19 روابط گسترش یافته توسط نیومارک و هال، کراوینکلرو نسار، میراندا و برترو می‌باشند که جهت یافتن ضریب شکل‌پذیری در زیر تشریح و تفسیر می‌گردند.

تحقیقات نیومارک و هال:

نیومارک و هال[3] با توجه به زمانهای تناوب اصلی سازه (T) روابطی را برای یافتن ضریب شکل‌پذیری یک سازه یک درجه آزادی با رفتار کشسان – مومسان به شکل‌زیر معرفی می‌کنند:

برای فرکانسهای بیشتراز 33 هرتز (پریودهای کمتر از 0.03 ثانیه):

$$R_\mu = 1 \qquad T < 0.03_{Sec} \qquad (5)$$

برای فرکانسهای بین 2 هرتز و 8 هرتز (پریودهای بین 0.12 و 0.5 ثانیه):

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \qquad 0.12 < T < 0.5_{Sec} \qquad (6)$$

برای فرکانسهای کمتر از 1 هرتز (پریودهای بزرگتر از 1 ثانیه):

$$R_\mu = \mu \qquad T > 1_{\sec} \qquad (7)$$

تحقیقات کراوینکلر و نسار:

کراوینکلرونسار[**4**] یک رابطه $R_\mu - \mu - T$ را برای سیستمهای یک درجه آزادی روی زمین‌های سنگی یا خاکی سخت گسترش دادند. آنها رابطه‌ای را برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری ارائه دادند که برحسب مقادیر مختلف زمان تناوب سازه (T) و شیب منحنی نیرو – تغییر مکان در قسمت ثانویه (α) تغییر می‌کند.

$$R_\mu = \left[c(\mu-1)+1\right]^{\frac{1}{c}} \quad (8)$$

$$c(T,\alpha) = \frac{T^a}{1+T^a} + \frac{b}{T} \quad (9)$$

پارامترهای b وa برای نسبتهای سخت شوندگی کرنشی متفاوت (α) به طریق زیر بدست می‌آیند.

$$\alpha = 0\% : \ a = 1.00 \quad , \quad b = 0.42$$
$$\alpha = 2\% : \ a = 1.00 \quad , \quad b = 0.37$$
$$\alpha = 10\% : a = 1.00 \quad , \quad b = 0.29$$

توجه شود که $\alpha = 0\%$ یک سیستم کشسان – مومسان را نمایش میدهد . برای مقادیر مختلف α از درونیابی خطی استفاده می شد.

تحقیقات میراندا و برترو:

میراندا و برترو [**5**] در سال 1994 روابط $R_\mu - \mu - T$ گسترش یافته توسط تعدادی از محققین از جمله نیومارک و هال، ریدل و نیومارک و کراونیکلر و نسار را خلاصه‌سازی کردند. به علاوه معادلات عمومی $R_\mu - \mu - T$ را برای زمینهای سنگی، رسوبی (آبرفتی) و خاکی نرم گسترش دادند. این روش نسبت به دو روش قبلی جدیدتر می‌باشد و طبق توصیه ATC-19 در بین سه روش پیشنهادی از درجه اعتبار بالاتری برخوردار است.

فرمول محاسبه ضریب شکل پذیری بر حسب زمان تناوب سازه و محل قرارگیری ساختمان مورد نظر به صورت زیر است:

$$R_\mu = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \quad (10)$$

(11) برای زمین‌های سنگی

$$\Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} e^{-105(\ln(T)-0.6)^2}$$

(12) برای زمین‌های رسوبی یا آبرفتی

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

(13) برای زمین‌های خاکی نرم

$$\Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} e^{3\left(\ln\left(T/Tg\right)-0.25\right)^2}$$

ضریب قید اضافی (R_R):

یک سامانه مقاوم در برابر زلزله باید دارای قابهای مقاومی باشد که نقش انتقال بارهای لرزه‌ای و نیروهای اینرسی ناشی از زمین لرزه را به پی ساختمان دارا باشند. ضریب قید اضافی، افزایش درجه اطمینان در سیستمهای لرزه‌ای را که از چندین قاب قائم مقاوم برخوردارند محدود می‌سازد.خاطرنشان می‌کند تاکنون راه‌حل دقیقی برای محاسبه ضریب قیداضافی ارائه نشده است، ولی آنچه در ATC-19 توصیه شده است، معرفی مقادیر مختلف این ضریب برحسب پانلهای مقاوم سازه در برابر بارهای لرزه‌ای می‌باشد که در جدول 1 ارائه شده است.

جدول 1- مقادیر مختلف ضریب قیداضافی برای استفاده در طراحی طبق توصیه ATC-19 [1]

ضریب قید اضافی (R_R)	***تعداد پانل‌های مقاوم در برابربارهای جانبی***
0.71	***2***
0.86	***3***
1	***4***

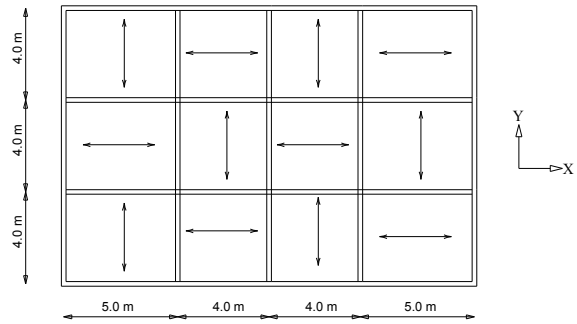
بررسی ضرایب رفتارسازه های بتن مسلح دارای ارتفاعهای مختلف:

سازه هایی که به لحاظ ارتفاعی با یکدیگر متفاوت می باشند، رفتار لرزه ای متفاوتی را از خود نشان می دهند. این مسئله در سازه هایی که سیستم مقاوم لرزه ای آنها سیستم قاب خمشی است بسیار مهم می باشد چرا که انعطاف پذیری این سازه‌ها نسبت به سازه های دارای دیوار برشی بسیار بیشتر بوده و در نتیجه تأثیر اختلاف ارتفاع بر عملکرد اینگونه سازه ها باید مورد توجه قرار گیرد. از سوی دیگر ضرورت توجه به تأثیر ارتفاع بر رفتار لرزه ای سازه های بتنی کاملاً حائز اهمیت می باشد اما با این حال تنها ضابطه عملی آیین نامه 2800[10] در مورد اکثر سازه های پر مصرف به لحاظ ارتفاع و جنس زمین (ارتفاع تا حدود ساختمان 7،8 طبقه و جنس زمینIII)، تفاوتی بین سازه های دارای ارتفاع

متفاوت برای تعیین نیروهای زلزله قائل نمی شود و ضریب رفتار در آیین نامه 2800 برای کلیه سازه ها تا ارتفاع مجاز 50 متر یکسان درنظر گرفته می شود.

انتخاب ساختمانهای مورد بررسی:

با توضیحات فوق سه ساختمان 4 ، 8 و 12 طبقه بعنوان ساختمانهای نمونه، برای ارزیابی رفتار سازه های بتن مسلح معمولی (ساختمانهای دارای ارتفاع متفاوت و بدون دیوار برشی) جهت بررسی در این پژوهش انتخاب می شوند. ساختمانهای مزبور مسکونی بوده و دارای پلان یکسان به ابعاد 18×12 متر بصورت شکل3 می باشند، ارتفاع طبقه همکف 3/8 متر وارتفاع سایر طبقات 3/2 متر در نظر گرفته شده است.



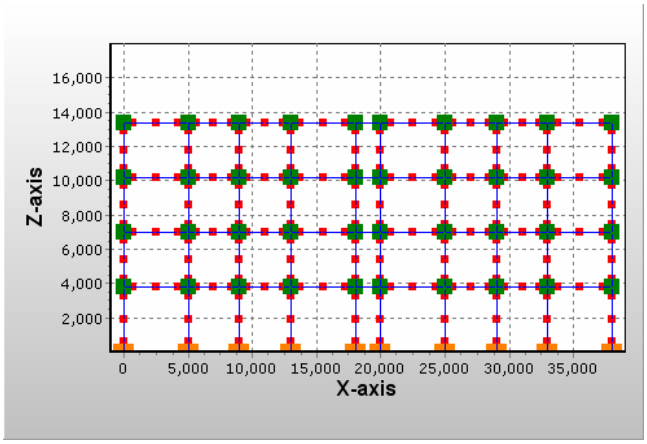
شکل3- پلان سازه های نمونه مورد بررسی بهمراه نمایش موقعیت قابهای خمشی و جهت تیرچه ریزی سقفها

تحلیل و طراحی ساختمانهای نمونه:

برای تحلیل سازه جهت طراحی از نرم افزار SAP2000 [6] استفاده شده است. برای طراحی هر یک از سازه ها با در نظر گرفتن ابعاد تقریبی برای تیر و ستونها، تحلیل سازه صورت پذیرفته و آنگاه با کنترل نتایج بدست آمده در یک فرآیند سعی و خطائی بر اساس ضوابط آیین نامه های 2800[10] و آبا[11] ابعاد مقاطع و مقدار آرماتور مورد نیاز هر مقطع بصورت بهینه برای هر عضو بدست آمده است (با استفاده از برنامه SAP2000). خاطر نشان می کند در طراحی های مزبور، ویژگی های سازه های با انعطاف پذیری متوسط مندرج در آیین نامه بتن ایران مدنظر قرار گرفته است. سرانجام مقاطع طوری تیپ بندی شده اند که ضمن اجرائی بودن، حتی الامکان با نتایج حاصل از طراحی مطابقت داشته باشند. بر این اساس تیپ بندی تیرها و ستونها در هر طبقه برای هر سازه صورت پذیرفته است.

مدلسازیهای انجام شده جهت تحلیل استاتیکی غیر خطی:

پس از تعیین مشخصات سازه های نمونه مورد بررسی، حال به مدلسازی این سازه ها توسط نرم افزار Seismostruct [7] خواهیم پرداخت. هدف از مدلسازی توسط این نرم افزار انجام تحلیل استاتیکی غیر خطی بارافزون انطباقی و ترسیم نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام سازه های مورد نظر می باشد.در این بخش تحلیل دو بعدی سازه های نمونه را مورد بررسی قرار می‌دهیم. با مد نظر قرار دادن توضیحات فوق مدلسازی سازه های 4 ، 8 و 12 طبقه در دو جهت x و y انجام شده، مقاطع تیرها و ستونها مطابق آنچه که طراحی شده است اعمال گردیده اند. شکل 4 بعنوان نمونه مدل مربوط به سازه 4 طبقه در جهت x را نشان می دهد.

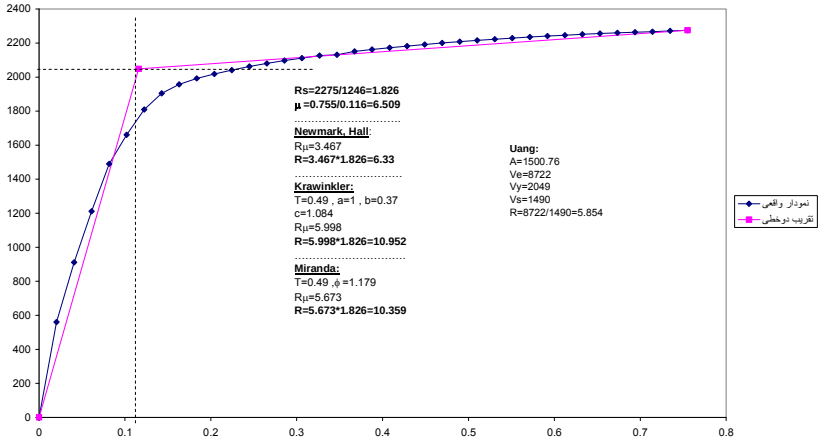


شکل4- مدل ساخته شده توسط نرم افزار Seismostruct برای ساختمان 4 طبقه در جهت X

ترسیم نمودار برش پایه- تغییر مکان بام و محاسبه ضرایب رفتار:

پس از به اتمام رسیدن مدلسازی سازه ها، تحلیل غیرخطی استاتیکی بار افزون انطباقی برای این مدلها انجام گرفته و نمودار های برش پایه در برابر تغییر مکان بام ترسیم شده اند. این نمودارها در ابتدا بصورت خطی بوده وسپس وارد مرحله غیر خطی می‌شوند و تا حد گسیختگی یا ناپایداری سازه ها پیش می روند که در این هنگام تحلیل متوقف می شود. پس از ترسیم نمودارها، ضرایب رفتار سازه ها توسط روشهایی که مورد بحث قرار گرفتند، محاسبه شده اند. شکل 5 بطور نمونه نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام سازه 4 طبقه را در جهت X و برای

زمان تناوب تجربی یا طراحی (Tdes) به تصویر کشیده است. در این شکل همچنین تقریب دو خطی نمودار و نحوه محاسبه ضرایب رفتار توسط روش پیشنهادی ATC-19 و روش پیشنهادی یانگ ملاحظه می شوند.



شکل5- نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام برای سازه 4 طبقه در جهت X با استفاده از Tdes

در بخشهای قبلی ملاحظه شد که ضرایب رفتار برای ساختمانهای نمونه مورد بررسی با زمانهای تناوب اصلی متفاوت و توسط 4 روش نیومارک- هال، کراوینکلر- نسار، میراندا- برترو و یانگ[8] محاسبه شدند. به منظور مقایسه اعداد بدست آمده و نتیجه گیری، کلیه اطلاعات و ضرایب محاسبه شده در جدول2 آمده اند و با توجه به اینکه ضریب رفتار طراحی ساختمانهای مورد بررسی برای سیستم قاب خمشی بتنی متوسط طبق ویرایش سوم آیین نامه 2800 برابر 7 می باشد، بایستی ضرایب بدست آمده با این عدد 7 مقایسه شوند. بدین منظور همانطور که در جدول2 ملاحظه می شود در یک ستون میانگین ضرایب رفتار حاصل از 4 روش محاسباتی (Rave) نوشته شده است، همچنین نسبت میانگین ضرایب رفتار حاصل از 4 روش محاسباتی به ضریب رفتار طراحی گرد آوری شده اند.

جدول 2 – ضرایب رفتار محاسبه شده توسط روشهای مختلف برای سازه های 4، 8 و 12 طبقه و مقایسه آنها

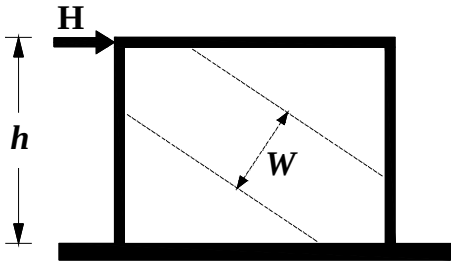
سازه مدل	جهت	ضریب رفتار محاسباتی با استفاده از روشهای مختلف Rcal				ضریب طراحی Rdes	میانگین 4 روش محاسباتی Rave	Rave/Rdes
		Newmark Hall	Krawinkler Nassar	Miranda Bertero	Uang			
4 طبقه	x	6.33	10.95	10.36	5.854	7	8.374	1.196
		7.58	12.08	11.45	5.854	7	9.243	1.320
		10.59	13.46	11.26	5.854	7	10.288	1.470
	y	5.758	10.2	9.245	6.195	7	7.851	1.122
		7.024	11.38	10.54	6.195	7	8.784	1.255
		9.761	12.75	12.67	6.195	7	10.344	1.478
8 طبقه	x	6.563	8.649	9.055	7.545	7	7.953	1.136
		7.723	8.891	9.55	7.545	7	8.427	1.204
		7.723	8.998	9.28	7.545	7	8.387	1.198
	y	6.946	9.277	9.576	6.212	7	8.003	1.143
		8.352	9.636	10.15	6.212	7	8.588	1.227
		8.352	9.791	10.03	6.212	7	8.597	1.228
12 طبقه	x	6.588	7.694	8.123	8.481	7	7.722	1.103
		6.588	7.711	7.717	8.481	7	7.624	1.089
		6.588	7.727	7.342	8.481	7	7.535	1.076
	y	5.719	6.712	7.009	8.195	7	6.909	0.987
		5.719	6.773	6.698	8.195	7	6.846	0.978
		5.719	6.765	6.304	8.195	7	6.746	0.964

تأثیر میانقاب های آجری بر ضرایب رفتار سازه های بتن مسلح:

به قابهای ساختمانی که درون آنها با دیوارهای بنائی پرشده باشد قاب میان پر گفته می شود مصالح پر کننده ممکن است از نوع آجری و یا بتنی باشند که به آنها میانقاب نیز گفته می شود. بعبارت دیگر معمولاً در هر ساختمان دیوارهایی وجود دارد که برای جداکردن فضاهای مختلف از همدیگر (فضابندی) مورد استفاده قرار می گیرند، چنانچه این دیوارها در درون یک قاب واقع شوند در این صورت به آنها جداگرهای میانقابی نیز اطلاق می شود. هنگامی که درون قابی با دیوار پر شود خواص مکانیکی آن در برابر نیروهای جانبی نظیر سختی، مقاومت و شکل پذیری به طور چشمگیری تغییر می کند به گونه ای که نمی توان با جمع ساده خواص قاب خالی و دیوار تنها به این خواص دست یافت تفاوت رفتار قاب های میان پر با قاب های لخت خود باعث تغییر رفتار سازه می گردد. به طوریکه وجود میانقاب ها به نحویکه در زلزله ها مشاهده شده، ممکن است اثرات مطلوب و یا نامطلوبی بر روی رفتار لرزه ای سازه ها داشته باشد. بنابراین در صورت عدم توجه به تأثیر میانقاب ها بر رفتارسازه، نتایج تحلیل های غیر خطی، غیر واقعی و نادرست خواهد بود.

روش نیمه تجربی مین استون جهت مدلسازی بصورت خرپای فشاری قطری :

مین استون **[9]** با توجه به تأثیر پارامتر سختی نسبی میانقاب به قاب (λ_h) رابطه نیمه تجربی زیر را برای محاسبه عرض موثر پیشنهاد نموده است. عرض موثر میانقاب (w) مطابق شکل 6 عرض ناحیه ای از میانقاب است که تحت فشار در بین دو کنج فشرده شده بوجود آمده است.



شکل6- روش مین استون برای تعیین عرض موثر میانقاب

$$\frac{w}{d} = 0.175(\lambda_h.h)^{-0.4} \quad (14)$$

که (λ_h) معرف نسبت سختی لهیدگی پر کننده به صلبیت خمشی ستون است وبرابر است با:

$$\lambda_h = \sqrt[4]{\frac{E_i.t.\sin 2\theta}{4E_f.I_f.h}} \quad (15)$$

$$\theta = \tan^{-1}\left(h/l\right) \quad (16)$$

در روابط فوقw عرض موثر میانقاب، d طول قطر میانقاب، h ارتفاع میانقاب، θ زاویه بین قطر میانقاب با راستای افق مطابق با رابطه (16)، Ei مدول الاستیستیه مصالح پر کننده، EfIf صلبیت خمشی قاب، t ضخامت پر کننده و l طول میانقاب می باشند.

برای محاسبه سختی قاب میان پر می توان میانقاب را با یک قید فشاری معادل جایگزین ساخت که مساحت آن برابر است با :

$$A_e = w.t \quad (17)$$

با توجه به نحوه محاسبه برش پایه معادل زلزله، توسط آیین نامه در پاره ای از ساختمانهای دارای میانقاب با توجه به جنس زمین محل سازه، چنانچه پریود سازه کمتر از مقدار معلومی باشد دیگر تفاوتی در نیروی اعمالی به سازه در دو حالت سازه دارای میانقاب و سازه بدون میانقاب وجود نخواهد داشت لذا توصیه آیین نامه در این گونه سازه ها بی تأثیر می باشد لازم به توضیح است که در خصوص انتخاب ضریب رفتار (R) در آیین نامه 2800 ایران هیچگونه اشاره ای به وجود یا عدم وجود میانقاب ها نشده است و انتخاب ضریب R فقط وابسته به نوع سیستم سازه ای می باشد، لذا ضروری بنظر می رسد تأثیر میانقاب ها بر روی این ضرایب مورد بررسی قرار گیرد.

انتخاب ساختمان مورد بررسی:

ضرورت توجه به تأثیر میانقاب ها بر رفتار لرزه ای سازه های بتنی کاملاً حائز اهمیت می باشد اما با این حال تنها ضابطه عملی آیین نامه 2800[10] در مورد اکثر سازه های پر مصرف به لحاظ ارتفاع و جنس زمین، تفاوتی بین سازه با در نظر گرفتن میانقاب و یا بدون در نظر گرفتن آن برای تعیین نیروهای زلزله قائل نمی شود. با این توضیح ساختمان 4 طبقه بعنوان ساختمان نمونه، برای ارزیابی رفتار سازه های بتن مسلح معمولی (عموماً ساختمانهای کم ارتفاع و بدون دیوار برشی) که دارای میانقاب بوده اما به طور معمول اثر میانقاب ها در طراحی آنها منظور نمی شود جهت بررسی در این مقاله انتخاب می شود. پلان و مشخصات ساختمان مزبور همان پلان به کار برده شده در قبل می باشد با این تفاوت که در دو قاب خارجی پلان و در جهت X و در تمام طبقات آن میانقاب ها استقرار یافته اند.

طراحی ساختمان مورد بررسی:

همانطوریکه اشاره شد، طراحی ساختمان مورد بررسی که دارای میانقاب می باشد با طراحی همین ساختمان و بدون در نظر گرفتن میانقاب ها، تفاوتی نمی کند. تنها فرق موجود بارهای جانبی وکاهش 20 درصدی زمان تناوب اصلی ساختمان می باشد. ارتفاع ساختمان 4 طبقه مورد بررسی برابر 13/4 متر می باشد و این ارتفاع در محدوده ارتفاعی قرار می گیردکه ضریب B و در نتیجه ضریب C برای این ساختمان با ساختمان بدون میانقاب یکسان بوده و به دنبال آن نیروهای جانبی هر دو ساختمان نیز برابر می باشد. بنابراین طراحی ساختمان دارای میانقاب با توجه به آیین نامه های ایران کاملا شبیه طراحی ساختمان بدون میانقاب بوده و مقاطع بدست آمده همان مقاطع قبلی می باشند.

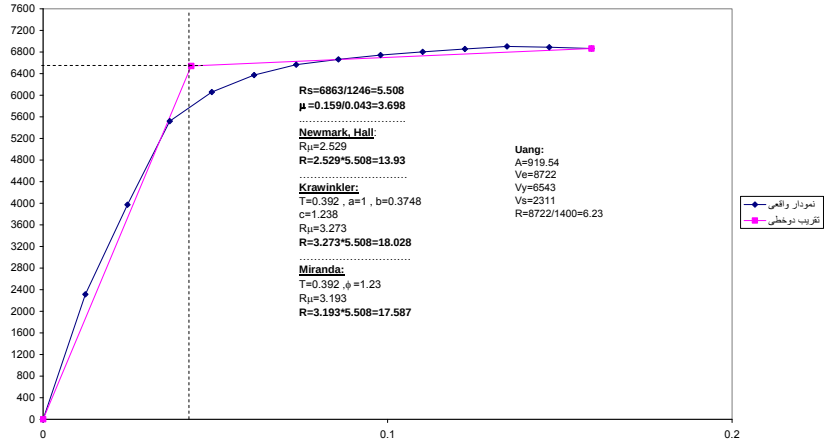
مدلسازی ساختمان مورد بررسی:

جهت مدلسازی این سازه توسط نرم افزار Seismostruct [7] و انجام تحلیل بارافزون انطباقی لازمست ابتدا مقطع معادل میانقاب ها بصورت عضو دو سر مفصل قطری خرپائی محاسبه شوند. برای این منظور از روش نیمه تجربی مین استون استفاده کرده ایم و عرض موثر را برای تک تک میانقاب ها محاسبه نموده ایم. پس از بدست آمدن عرضهای موثر و در دست داشتن ضخامت میانقاب ها برابر با 0/22 متر و همچنین با درنظر گرفتن مقادیر مدول الاستیسیته و مقاومت فشاری مصالح آجری میانقاب ها به ترتیب برابر با 5747 و 7/3 مگاپاسکال، سازه 4 طبقه مورد نظر را توسط نرم افزار Seismostruct [7] در جهت x مدلسازی کرده ایم.

محاسبه ضرایب رفتار:

حال با تکمیل مدلسازی سازه مورد نظر و انجام تحلیل غیر خطی استاتیکی بار افزون انطباقی، نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام ترسیم شده است و ضرایب رفتارسازه نمونه با روشهای پیشنهادی ATC-19 و یانگ محاسبه شده اند. شکل 7 نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام سازه 4 طبقه دارای میانقاب را در جهت X و برای زمان تناوب تجربی یا طراحی (Tdes) به تصویر کشیده است.

همچنین در این شکل تقریب دو خطی نمودارو مقادیر عددی ضرایب رفتار بدست آمده از روشهای ATC-19 و یانگ[8] ملاحظه می شود.



شکل7- نمودار برش پایه در برابر تغییر مکان بام برای سازه 4 طبقه دارای میانقاب در جهت X با استفاده از Tdes

ضرایب رفتار سازه 4 طبقه دارای میانقاب در جهت X برای زمانهای تناوب متفاوت و با روشهای نیومارک- هال، کراوینکلر- نسار، میراندا- برترو و یانگ[8] در بخشهای قبلی محاسبه شدند. همچنین این ضرایب رفتار برای همان سازه 4 طبقه و بدون میانقاب در جهت X قبلا بدست آمدند.به منظور مقایسه این اعداد و نتیجه گیری، کلیه اطلاعات و ضرایب محاسبه شده در جدول 3 جمع آوری شده اند و همانند قبل با ضریب پیشنهادی آیین نامه 2800 (برابر 7) مقایسه شده اند.

جدول3- ضرایب رفتار محاسبه شده توسط روشهای مختلف برای سازه های 4 طبقه دارای میانقاب و 4 طبقه بدون میانقاب و مقایسه آنها

سازه مدل	جهت	محاسباتی با استفاده از روشهای مختلف ضریب رفتار Rcal				ضریب طراحی Rdes	میانگین 4 روش محاسباتی Rave	Rave/Rdes
		Newmark Hall	Krawinkler Nassar	Miranda Bertero	Uang			
4 طبقه بدون میانقاب	X	6.33	10.952	10.359	5.854	7	8.374	1.196
		7.58	12.084	11.453	5.854	7	9.243	1.320
		10.585	13.456	11.255	5.854	7	10.288	1.470
4 طبقه	X	13.93	18.028	17.587	6.23	7	13.944	1.992

دارای میانقاب		13.93	19.344	19.118	6.23	7	14.656	2.094
		13.93	17.956	17.51	6.23	7	13.907	1.987

جمع بندی و نتیجه گیری:

پس ازمحاسبه ضرایب رفتار ساختمانهای نمونه مورد بررسی توسط روشهای متفاوت و مقایسه اعداد بدست آمده با ضریب پیشنهادی ویرایش سوم آیین نامه 2800 (R=7) بطور کلی نتایج زیر بدست آمدند. لازم بذکر است در این بخش منظور از ضرایب رفتار محاسباتی، میانگین ضرایب بدست آمده از 4 روش محاسباتی می باشد.

*ضرایب رفتار محاسباتی با افزایش ارتفاع، کوچکتر می شوند و هر چه ارتفاع افزایش می یابد، ضریب محاسبه شده به ضریب آیین نامه نزدیکتر می شود بطوریکه برای ساختمانهای کوتاه، ضریب محاسبه شده خیلی بزرگتر از عدد 7 آیین نامه بوده و با افزایش ارتفاع (ساختمان 12 طبقه) این ضریب به عدد 7 آیین نامه نزدیکتر می شود . این بدان معناست که ضریب رفتار طراحی (پیشنهادی آیین نامه 2800) برای ساختمانهای کم ارتفاع، عددی محافظه کارانه است و هر چه ارتفاع ساختمان افزایش می یابد، این عدد منطقی تر به نظر می رسد.

*کلیه اعداد بدست آمده در دوجهت Y,X بیانگر این مطلبند که ضرایب رفتار محاسباتی در دو جهت Y,X برای تمامی سازه ها با یکدیگر متفاوتند، در صورتیکه آیین نامه 2800 ایران ضریب رفتار طراحی را برای هر دو جهت برابر 7 در نظر می گیرد.

*ضرایب رفتار محاسباتی سازه دارای میانقاب بزرگتر از ضرایب رفتار محاسباتی سازه بدون میانقاب بدست آمدند. این مطلب نشانگر آنست که در این نمونه خاص سازه در اثر وجود میانقاب تقویت شده ورفتار مقاوم تری در برابر نیروهای جانبی از خود نشان می دهد و عدد پیشنهادی آیین نامه (R=7) عدد بسیار محافظه کارانه ای برای سازه دارای میانقاب می باشد. نکته مهم دراینجا اینست که آیین نامه ایران در صورت وجود میانقاب هیچ تغییری در ضریب رفتار طراحی ایجاد نمی کند.

با توجه به توضیحات ارائه شده و اهمیت ضرایب رفتار در طراحی لرزه ای سازه های مقاوم دربرابر زلزله ضروی به نظر می رسد که اصلاحاتی در این خصوص برای آیین نامه 2800 ایران اندیشیده شود.

مراجع:

1.Pristley, T. and Priestly, M.J.N,(1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York.

2.Structural Response Modification Factors, *ATC-19*. National Science Foundation Grant NO.ECE-8600721 and National Center for Earthquake Engineering Research NCEER Project NO.92-4601.

3.Newmark, N.M. and Hall, W.J.(1982),*Earthquake Spectra and Design*, EERI Monograph Series , EERI , Oakland.

4.Krawinkler, H. and Nassar, A.A. (1992), *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities, Nonlinear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings*, Elsevier, Applied Science , New York.

5.Miranda, E. and Bertero, V.V. (1994) *Evaluation of strength reduction factor for earthquake-resistance design*. Earthquake Spectra; 10:3 57–79.

6.SAP2000, (1999), *Static and Dynamic Finite Elements Methods Analysis of Structures*, Computer and Structures Inc, Berkeley.

7."*Seismosoft Manual and Program Description of the Program Seismostruct*" [online] (2004).

8.Chia-Ming Uang , Associate Member , ASCE . *Establishing R (or Rw) and Cd Factors for Buildings Seismic Provisions.*

9.Mainstone, R. J., (1971), *On the stiffness and strengths of infilled frames*, Proc. ICE, Supplementary Volume, pp 57-90.

10. آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله- استاندارد2800 ویرایش سوم،(1384)،کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله ، تهران ، مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن.

11. آیین نامه بتن ایران (آبا)،(1379)/معاونت امور فنی، دفتر امور فنی وتدوین معیارها، تجدید نظر اول، ویرایش سوم، تهران، سازمان دیریت و برنامه ریزی کشور، مرکز مدارک علمی و انتشارات.