



بررسی ضریب رفتار قاب بتنی تقویت شده با مهاربند فولادی واگرا

فرهاد حمزه زرقانی^۱، رضا حبیبی پور^۲، ارجمند سلطانی زاده اتابکی^۳

۱- کارشناسی ارشد سازه، مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد زرقان

۲- کارشناسی ارشد سازه، مدرس دانشگاه آزاد اسلامی واحد مشهد

۳- کارشناسی ارشد صنایع، هیئت علمی دانشگاه آزاد اسلامی واحد زرقان

⋮

farhadzarghani@yahoo.com

خلاصه

امروزه استفاده از بادبند فلزی، برای مقاوم سازی قاب های خمشی بتن آرمه، به دلیل مزایای اقتصادی و اجرایی، این روش مورد توجه قرار گرفته است. ضریب رفتار از پارامترهای مهم در طراحی لرزه ای سازه ها می باشد. فلسفه کاربرد این ضریب در آیین نامه های طراحی لرزه ای سازه ها، احتساب اتلاف انرژی لرزه ای سازه ها از طریق تغییر شکل های غیرالاستیک می باشد. در این مقاله، مقدار ضریب رفتار برای سازه های قاب خمشی بتن آرمه متداول یک طبقه که تحت اثر بارهای ثقلی طرح شده، و با مهاربند فلزی نوع واگرا (EBF) مقاوم شده اند، محاسبه گردیده است. این مقادیر از آنالیز استاتیکی غیرخطی فزاینده (PUSHOVER) قاب ها با استفاده از نرم افزار ANSYS محاسبه شده اند.

کلمات کلیدی: ضریب رفتار، سازه های بتن مسلح، آنالیز PUSHOVER، نرم افزار ANSYS، بادبند فولادی

۱. مقدمه

در سالهای اخیر استفاده از بادبندهای فولادی به دو منظور مقاوم سازی و افزایش ظرفیت برشی ساختمانهای بتنی موجود و به عنوان یک المان مقاوم در برابر برش در طرح لرزه ای ساختمانی جدید به کار می رود. اکثر تحقیقات اولیه، بر روی مفهوم مقاوم سازی ساختمانهای بتنی متمرکز بوده که به شکل مهاربندی خارجی ساختمانها و نیز مهاربندی داخلی غیر مستقیم دهانه های منفرد قاب بتنی می باشد [۱] و [۲]. اخیراً استفاده از مهاربندی فولادی مستقیم به دلیل اجرای آسان، ارزان بودن نسبت به سایر روشها و نیز به عنوان جایگزین مناسبی برای دیوارهای برشی بتن مسلح مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفته است [۳] و [۴]. تقویت قابهای بتن آرمه به وسیله بادبندهای فولادی به روشهای متفاوتی انجام می شود. که در این میان دو روش بیش از سایر روشها مورد استفاده قرار می گیرد.

در روش اول، ابتدا بادبند فلزی را در یک قاب فولادی محصور کرده، سپس این قاب را در درون ساختمان به کار می برند. در روش دوم، بادبند فولادی به صورت مستقیم در قابهای بتن آرمه به کار می رود. جهت دستیابی به طرح لرزه ای قابهای بتن مسلح با بادبندهای فولادی، برخی پارامترهای کلیدی از جمله ضریب رفتار و شکل پذیری سازه از اهمیت ویژه ای برخوردارند. از طرفی مقالات متعددی که تاکنون در این زمینه منتشر شده است، بر روی شکل خاصی از بادبند (بادبند ضربدری) متمرکز شده است و فقدان اطلاعات در مورد رفتار بتن آرمه که با سایر بادبندها تقویت شده اند، محسوس می باشد.

در این مقاله به بررسی تاثیر بادبندهای واگرا (EBF) در دو شکل متفاوت و نیز اثر طول تیر پیوند بر ضریب رفتار و ظرفیت برشی قاب بتنی یک طبقه پرداخته شده است. در اکثر تحقیقات انجام شده در این زمینه مدل های غیر خطی ایده آل جهت مصالح مانند مدل بتن و فولاد در نرم افزارهای SAP و DRAIN استفاده گردیده است. در این پژوهش جهت مطالعه دقیق ضریب رفتار، از مدل چند خطی جهت مدلسازی بتن و میلگردها و مدل دو خطی با سخت شوندگی کرنشی جهت بادبندها در نرم افزار ANSYS استفاده گردید و نیز اثرات ترک خوردگی و خرد شدگی بتن نیز منظور گردیده است.

۲. ضریب رفتار

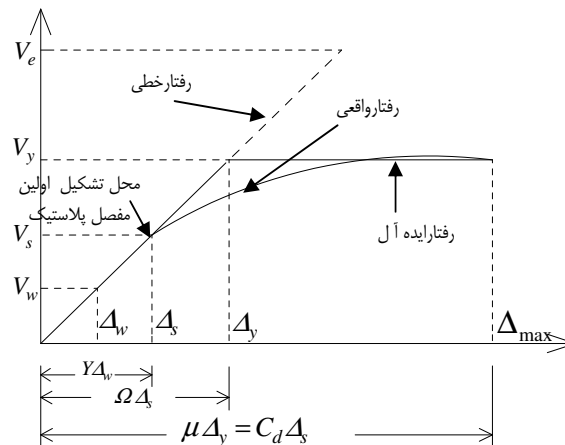
ضریب رفتار سازه ضریبی است که عملکرد غیر ارتجاعی سازه را در برداشته و نشانگر مقاومت پنهان سازه در مرحله غیر الاستیک می باشد. بر این اساس مقاومت مورد نیاز سازه در طراحی از تقسیم مقاومت مورد نیاز سازه در حالت کاملاً ارتجاعی بر ضریب فوق حاصل می گردد. در سازه ها، ظرفیت تغییر شکل ارتجاعی به کمک ضریب شکل پذیری μ بیان می گردد که عبارت است از نسبت تغییر شکل نهایی سازه به تغییر شکل لحظه تسلیم آن. نحوه ارتباط R و μ به عوامل مختلفی بستگی دارد. در سیستمهای یک درجه آزادی، نوع مصالح، زمان تناوب سیستم، میرایی سیستم، نوع بارگذاری، عامل $P-\Delta$ ، وضعیت تکیه گاه و میزان زیان قابل قبول در سیستم، بر رابطه R و μ مؤثر می باشند. در سیستمهای چند درجه آزادی علاوه بر موارد فوق عوامل نظیر میزان مشارکت مودهای بالاتر و نوع سیستم مقاوم سازه ای نیز در این امر دخالت دارند.

۱.۲ محاسبه ضریب رفتار:

ضریب رفتار در سیستمهای چند درجه آزادی از سه قسمت تشکیل می گردد و به صورت زیر به دست می آید:

$$R = R_{\mu} \cdot \Omega \cdot Y \quad (1)$$

قسمت اول مربوط به عوامل دخیل در سیستمهای یک درجه آزادی است و ضریب کاهش نیرو R_{μ} نامیده می شود. قسمت دوم آن تاثیر عوامل مخصوص سیستمهای چند درجه آزادی را در بر می گیرد و با R_s یا Ω نشان داده می شود. قسمت سوم ضریب تنش مجاز Y می باشد که این ضریب برای کاهش برش پایه به هنگام تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه به نیروی طراحی، بر سیستم اعمال می گردد. جهت محاسبه پارامترهای سه گانه فوق از دو روش مینا استفاده می گردد که عبارتند از آنالیز دینامیکی غیر خطی و آنالیز نیروهای فزاینده استاتیکی غیر خطی (PUSHOVER). در این تحقیق از روش آنالیز نیروهای فزاینده استاتیکی غیر خطی استفاده شده است. با توجه به شکل (۱) پارامترهای طراحی لرزه ای فوق به صورت زیر محاسبه می گردند:



شکل ۱- تغییرات پاسخ کلی سازه در آنالیز فزاینده استاتیکی غیرخطی

۱.۱.۲ ضریب کاهش نیرو R_{μ}

برای محاسبه ضریب کاهش نیرو روشهای متفاوتی وجود دارد که در این پژوهش از روش ارائه شده توسط ناسار و کراونیلکر استفاده شده است [۵]. در این روش اثرات ضریب شکل پذیری، زمان تناوب اصلی ساختمان و مدل بار تغییر شکل مصالح در محاسبه ضریب کاهش نیرو اعمال گردیده است:

$$R_{\mu} = (C(\mu - 1) + 1)^{1/C} \quad (2)$$

$$C(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (3)$$

$$\mu = \Delta_{max} / \Delta_y \quad (4)$$



در رابطه فوق T, μ به ترتیب ضریب شکل پذیری و زمان تناوب اصلی ساختمان می باشند. Δ_y و Δ_{max} نیز به ترتیب عبارتند از تغییر مکان نهایی سیستم و تغییر مکان لحظه تسلیم. مقادیر a و b به میزان سخت شدگی کرنشی بستگی دارند. در این تحقیق سخت شدگی کرنشی α برابر دو درصد در نظر گرفته شده است که متناسب با آن مقادیر a و b به ترتیب برابر ۱ و ۰/۳۷ خواهند بود [۶].

۲.۱.۲ ضریب مقاومت افزون Ω :

در آئین نامه های طراحی، سازه ها به گونه ای طراحی می گردند که هیچ یک از اعضای آنها از مرحله ارتجاعی فراتر نروند. در صورتی که اگر چنین اتفاقی بیفتد سازه تخریب نخواهد شد و تنها بعضی از اعضا وارد مرحله پلاستیک خواهند شد. با تشکیل مفاصل پلاستیک سختی کلی سازه کاهش می یابد. ولی سازه همچنان قادر به مقاوت در برابر بارهای بیشتری خواهد بود. این کار آنقدر ادامه خواهد یافت تا تشکیل مفاصل سبب ایجاد مکانیزم گردد و سختی سازه به سمت صفر میل نماید. سازه ها در طی این روند یعنی تشکیل مکانیزم ناپایداری، مقاوم اضافه ای را تحمل خواهند کرد که در طراحی اولیه سازه به حساب نیامده است. این مقاومت به مقاومت افزون معروف بوده و با ضریب مقاومت افزون Ω تعریف می گردد.

$$\Omega = \frac{V_y}{V_w} \quad (5)$$

که در آن V_y برش پایه نظیر تسلیم و V_w برش پایه نظیر طراحی است.

۳.۱.۲ ضریب اطمینان طراحی Y :

در طراحی ساختمانهای بتنی، ضریب اطمینان در بخشهای مختلف طراحی اعمال می گردد. ضرایب ۱/۷ و ۱/۱ برای افزایش بار زلزله، قسمتی از ضرایب اطمینان طراحی در آئین نامه ACI می باشد. همچنین آئین نامه فوق افزایش ۳۳ درصدی مقاومت اعضا را برای حالتی مختلف بارگذاری دارای بار زلزله، مجاز می داند که معمولاً به صورت کاهش ۲۵ درصدی بارها در ترکیبات بارگذاری اعمال می گردد، یعنی ترکیباتی که در آنها با زلزله وجود دارد در ضریب ۰/۷۵ ضرب می شود به عبارتی ضریب اطمینان طراحی قابهای خمشی بتن مسلح در محدوده تنش مجاز (مطابق با آئین نامه ۲۸۰۰) به صورت زیر تعیین می گردد [۷]:

$$Y = 0.75(1.1 * 1.7) = 1.4 \quad (6)$$

در این تحقیق جهت بررسی ضریب رفتار قابهای بتنی یک نمونه قاب یک طبقه بتنی طبق آئین نامه بارهای وارده بر ساختمان ها و ابنیه ایران و آئین نامه طراحی سازه های بتنی ACI318 [۸] طراحی گردید. سپس این قاب به روشهای مختلف با بادبندهای فولادی، که جهت تحمل صد در صد نیروی جانبی وارده به قاب (طبق آئین نامه زلزله ایران [۹] جهت ۱/۵ برابر نیروی وارده به بادبند) طرح گردیده اند، مهاربندی شدند. جهت انجام آنالیز فراینده استاتیکی غیر خطی قابهای نمونه تحت اثر بار ثقلی، که شامل بار مرده به علاوه ۲۰ درصد بار زنده می باشد، قرار گرفته، سپس نیروی جانبی زلزله به صورت فراینده سازه وارد می گردد تا قاب دچار مکانیزم و خرابی گردد.

در این تحقیق جهت انجام آنالیز قابهای بتنی نمونه از نرم افزار ANSYS بهره برده شده است. از جمله دلایل استفاده از این نرم افزار می توان به توان بالای این نرم افزار در مدل سازی منحنی تنش - کرنش مصالح به صورت چندخطی، مدل سازی المانهای بتنی و میلگردهای مسلح کننده خمشی و نیز برشی به صورت دقیق، امکان بررسی دقیق نوع و نحوه کمانش بادبندها و شکست سازه می باشد. در ادامه در مورد نحوه مدل سازی قابهای بتنی نمونه در نرم افزار ANSYS، المانها و انجام آنالیز فراینده استاتیکی غیر خطی توضیحاتی ارائه می گردد.

۳. مدل سازی قاب بتنی مسلح:

جهت مدل سازی بتن آرمه در نرم افزار ANSYS المان Solid 65 وجود دارد. این المان ۸ گره ای با ۳ درجه آزادی در هر گره قابلیت مدل سازی ترک خوردگی و خوردشدگی بتن را داراست. برای مدل سازی آرماتورها از المان سه بعدی خرابی Link8 که یک المان دو گره ای با سه درجه آزادی در هر

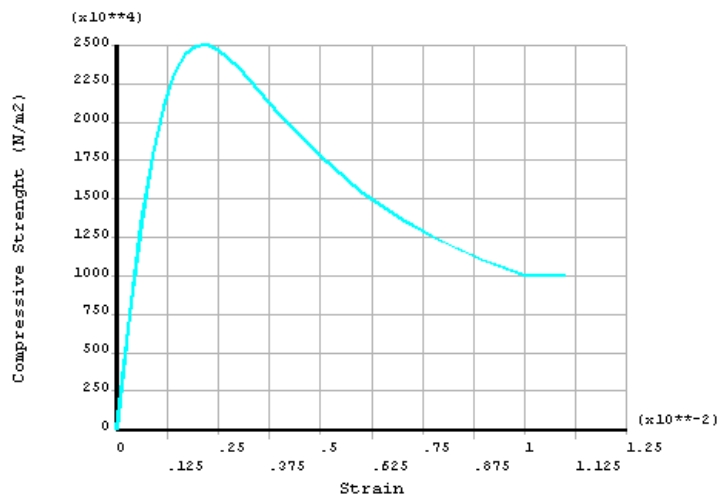
گره می باشد، استفاده شده است. آرماتورهای خمشی و برشی را می توان با استفاده از قابلیت مسلح شونده گی المان Solid65، مدل نمود که دو حالت مورد نظر تفاوتی در نتیجه دارا نمی باشد [۱۰]. همچنین چسبندگی کامل بین آرماتور و بتن در نظر گرفته می شود. معیار شکست مورد استفاده نرم افزار برای بررسی رفتار چند محوره بتن معیار ویلیام-وارنک (William-Warenke) می باشد در روند انجام آنالیز زمانی که در یک المان ترک خوردگی یا خردشدگی اتفاق می افتد مدول الاستیسیته در راستای ترک خورده (و در سه راستا برای المان خرد شده) صفر منظور می گردد [۱۱].

جهت جلوگیری از متوقف شدن آنالیز به علت ایجاد ناپایداری موضعی ناشی از خردشدگی بنا به توصیه محققین قابلیت خردشدگی این المان نادیده گرفته می شود و در عوض منحنی تنش-کرنش بتن در ناحیه فشاری را برای نرم افزار تعریف می کرد [۱۱]. جهت مدلسازی منحنی چند خطی تنش-کرنش بتن در ناحیه فشاری از روابط زیر استفاده گردید که در شکل (۲) ملاحظه می گردد:

$$f = \frac{E_c \cdot \varepsilon}{1 + (\varepsilon / \varepsilon_0)^2} \quad (7)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{2f_c}{E_c} \quad (8)$$

در این تحقیق $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ و $E_c = 2.39 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$ استفاده گردیده است.

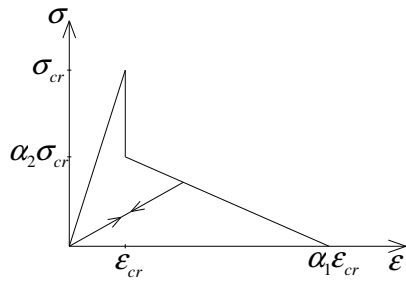


شکل ۲- تغییرات منحنی تنش-کرنش بتن در فشار

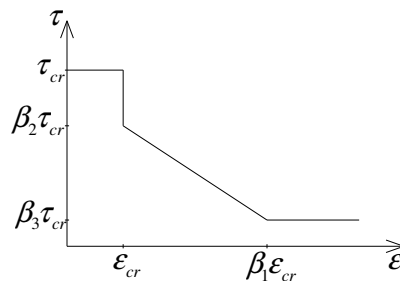
در کشش نیز رفتار بتن تا رسیدن به مقاومت کششی $f_t = 30.83 \text{ kg/cm}^2$ (تنش کششی حد ترک خوردگی) که بر اساس رابطه زیر تعیین می گردد [۱۲]، خطی در نظر گرفته شده و پس از رسیدن تنش اصلی حداکثر به مقدار مقاومت کششی، با استفاده از مدل ترک گسترش یافته دارای جهات ثابت و متعامد، رفتار پس از ترک بتن مدل می شود.

$$f_t = 1.99 \sqrt{f_c} \quad (9)$$

به منظور استفاده از مقاومت پس از ترک خوردگی، مدل های خطی برای تعیین تنش های کششی و برشی در بتن ترک خورده، بکار گرفته شد (شکل های (۳) و (۴)) که در آن پس از باز شدن کامل ترک، مقاومت کششی به صفر رسیده و مقاومت جزئی برشی باقیمانده نیز ناشی از اثر آرماتورها می باشد. پارامترهای $\alpha_1, \alpha_2, \beta_1, \beta_2, \beta_3$ به ترتیب برابر ۱۵، ۰/۶، ۱۰، ۰/۵ و ۰/۱ در نظر گرفته شده است [۱۳].

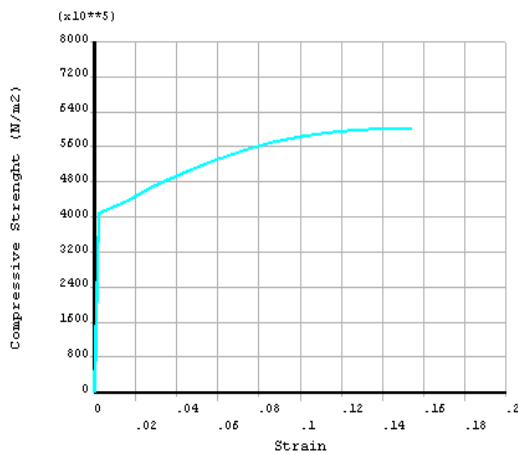


شکل ۴ - منحنی سخت شدگی کششی

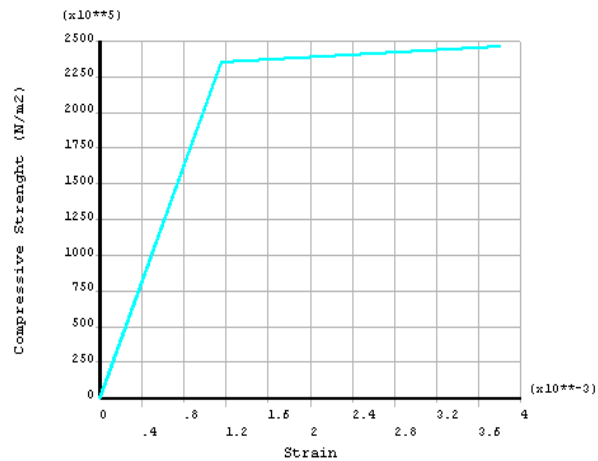


شکل ۳ - منحنی کاهش مدول برشی

جهت مدلسازی رفتار فولاد بادبندها با $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$ از مدل دو خطی با سخت شدگی کرنشی ۲ درصد (شکل (۵)) و برای مدلسازی فولاد آرماتورها با $F_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ از مدل چند خطی (شکل (۶)) استفاده گردیده است. در هر دو حالت فوق $E_s = 2.04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$ منظور شده است.



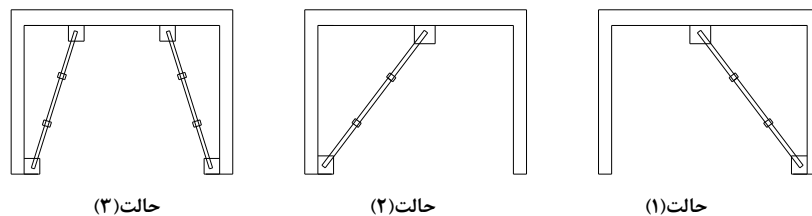
شکل ۶ - منحنی چند خطی تنش - کرنش فولاد آرماتور



شکل ۵ - منحنی دو خطی تنش - کرنش فولاد بادبند

۴. آنالیز استاتیکی فراینده غیر خطی و محاسبه ضریب رفتار

تمامی قابهای مورد نظر تحت بار مرده 620 kg/m^2 و بار زنده 200 kg/m^2 با عرض بارگیری ۴ متر طراحی شدند. قاب های مورد نظر دارای ۳ متر ارتفاع و ۴ متر طول دهانه بوده و ستون ها مربع شکل به ابعاد ۲۵ سانتی متر و تیر دارای ۳۰ سانتی متر ارتفاع و ۲۵ سانتی متر عرض می باشد. جهت محاسبه ضریب رفتار، ابتدا هر قاب بایستی تحت اثر بار قائم (بار مرده + ۲۰ درصد بار زنده) آنالیز ثقلی شده و سپس با اضافه کردن بار جانبی، آنالیز فراینده استاتیکی غیر خطی انجام گردد. جهت بررسی صحت نتایج و نیز مقایسه نتایج نهایی، ابتدای ضریب رفتار قاب بتن مسلح مهار نشده و سپس برای سه حالت مختلف مهاربندی فولادی (شکل (۷)) ضرایب رفتار به دست آورده شد.



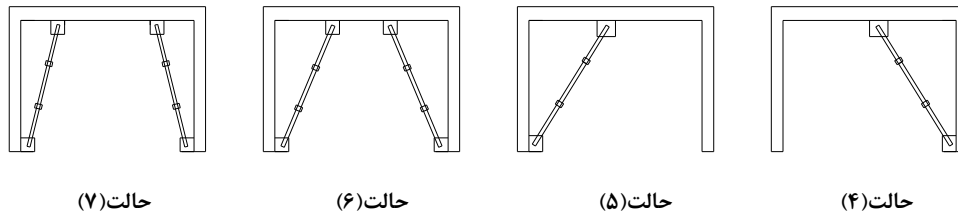
حالت (۳)

حالت (۲)

حالت (۱)

شکل ۷ - حالات مختلف قاب بتنی مسلح با مهاربندی فولادی

از آنجایی که دو حالت (۱) و (۲) از حالات فوق در حقیقت یک حالت می باشند که جهت بارگذاری جانبی در آنها متفاوت است، در نتیجه از مقدار ضرایب رفتار دو حالت (۱) و (۲) میانگین گرفته شده و به عنوان ضریب رفتار آن قاب در نظر گرفته می شود. همچنین از آنجایی که طول تیر پیوند نقش مهمی در پاسخ سازه ایفا می نماید، با تغییر طول تیر پیوند، به صورتی که از حالت برشی به حالت خمشی وارد گردد، حالات دیگری به سه حالت اصلی مهاربندی اضافه می گردد که در نهایت بهترین طول تیر پیوند به دست خواهد آمد (شکل ۸).



شکل ۸- قاب های بتنی با طول های متفاوت تیر پیوند نسبت به حالت اصلی

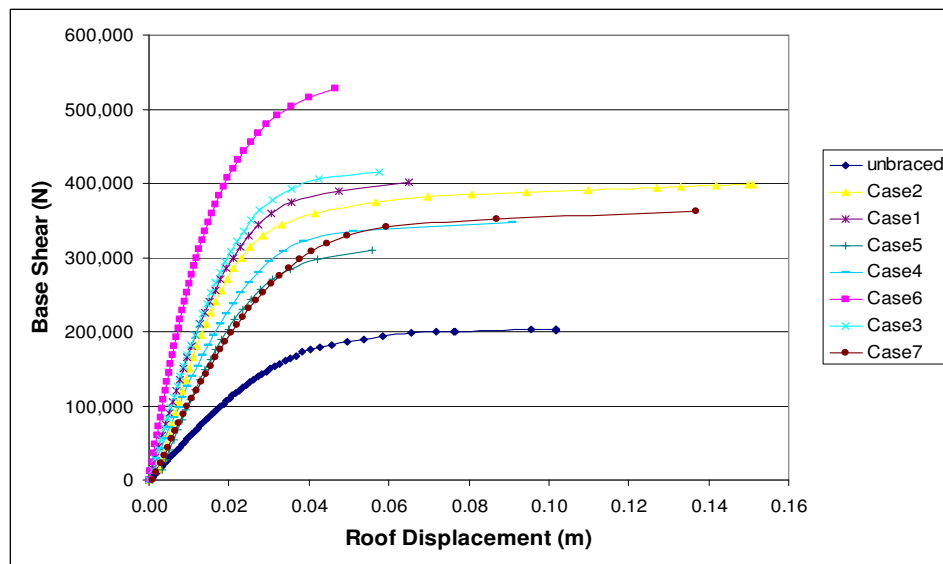
از آنجایی که با افزایش طول تیر پیوند حالت خمشی در تیر پیوند بر حالت برشی حاکم می شود، و با توجه به اینکه بتن در حالت خمشی رفتار مناسبی نسبت به حالت برشی از خودشان می دهد در نتیجه انتظار می رود با افزایش طول تیر پیوند، پاسخ سازه بهبود یابد. اما برای یافتن مرز بین حالت خمش و برش، از رابطه تعادل استاتیکی زیر استفاده گردید که صحت آن در پایان بررسی میگردد:

$$2M_r = V_c \cdot L_b \quad (10)$$

که در رابطه فوق V_c ظرفیت برشی تیر و M_r ظرفیت خمشی تیر و L_b طول تیر پیوند می باشد، در نتیجه داریم:

$$L_b = \frac{2M_r}{V_c} \quad (11)$$

با استفاده از رابطه فوق طول تیر پیوند برای تیر فوق برابر $1/6$ متر بدست آورده شد. در حالات مختلف مهاربندی در حالات (۱)، (۲) و (۳) طول تیر پیوند $L = L_b = 1.6m$ ، در حالات (۴)، (۵) و (۷) طول تیر پیوند $L = 2m > L_b$ و در حالت (۶) $L = 1m < L_b$ در نظر گرفته شد. در شکل (۹) نمودار های برش پایه-تغییر مکان قاب های فوق الذکر ارائه گردیده و ضرایب رفتار آنها نیز در جدول (۱) ارائه شده اند:



شکل ۹- منحنی های برش تغییر مکان قاب های بتنی مهاربندی شده با بادبند فولادی واگرا (EBF)



جدول ۱- ضریب رفتار و ظرفیت برشی قاب های نمونه با مهاربندی فولادی واگرا

نوع مهاربندی	پروفیل مهاربند	T(sec)	μ	R_{μ}	Ω	R	ظرفیت برشی(N)
مهار نشده	-----	۰/۲۹	۲/۳۲۷	۲/۰۱۲	۱/۲۲۵	۳/۴۵	۵۴۲/۰۲۱۳
حالت (۱)	2UNP80	۰/۱۶۸	۲/۱۷۴	۱/۷۰۶	۱/۲۲۵	۲/۹۳	۵۴۴/۰۰۹۰
حالت (۲)	2UNP80	۰/۱۶۸	۳/۷۶۶	۲/۲۲۷	۱/۱۴۴	۳/۵۷	۵۴۳/۹۸۶۱
حالت (۳)	2UNP65	۰/۱۷	۱/۹۷۳	۱/۶۲۲	۱/۲۳۶	۲/۸۱	۵۴۴/۱۵۷۰
حالت (۴)	2UNP80	۰/۱۹۵	۲/۶	۱/۹۵۱	۱/۲۰۸	۳/۳	۵۴۳/۴۷۴۶
حالت (۵)	2UNP80	۰/۱۹۵	۱/۶۲	۱/۴۶۷	۱/۱۸۵	۲/۴۳۵	۵۴۳/۱۰۵۰
حالت (۶)	2UNP80	۰/۱۲۳	۱/۸۱۶	۱/۴۷	۱/۲۸۷	۲/۶۵	۵۴۵/۲۸۰۰
حالت (۷)	2UNP65	۰/۱۹۷	۲/۸۲	۲/۰۵	۱/۱۷	۳/۳۵	۵۴۳/۶۳۰۰

جدول ۲- ضریب رفتار و ظرفیت برشی میانگین قاب های نمونه با مهاربندی فولادی واگرا

نوع مهاربندی	R_{avg}	ظرفیت برشی(N)
مهار نشده	۳/۴۵	۵۴۲/۰۲۱۳
حالات (۱)، (۲)، (۴) و (۵)	۳/۰۶	۵۴۳/۶۴۳۷
حالات (۳)، (۶) و (۷)	۲/۹۴	۵۴۴/۳۵۵۷

همانطور که در شکل (۹) و جدول (۱) ملاحظه می شود ظرفیت برشی قاب های مهاربندی شده نسبت به قاب مهار نشده به شکل چشمگیری تا حد ۲/۵ برابر در قاب مهاربندی شده حالت (۶) بعلت افزایش سختی قاب، فزونی یافته است. بایستی به این نکته نیز توجه داشت از آنجایی که در قابهای مهاربندی شده بعلت پایین بودن میزان برش طراحی، معیار اصلی در طراحی باندند ها، حد ضریب لاغری که توسط آیین نامه زلزله ارائه شده، بوده است. بعلت حاکم بودن ضوابط لاغری بر کنترل تنش ها، سختی قاب ها از افزایش نسبی برخوردار بوده است که باعث تأثیر آن بر رفتار قاب ها گردیده، به گونه ای که در برخی حالات تا زمان انهدام ناگهانی بر اثر ترک خوردگی و خرد شدگی بسیاری از المان ها، سازه مقاومت نموده است (حالت (۵))، در حالی که در حالات دیگر بر اثر ترک خوردگی و خرد شدگی تدریجی المان ها، ناپایداری سازه بتدریج ظاهر می گردد.

مشاهده می گردد که افزایش طول تیر پیوند بر اساس رابطه (۱۱) باعث بهبود رفتار قاب گردیده است که نشان دهنده این اصل است که حاکم شدن رفتار خمشی بر تیر پیوند با رعایت حد ارائه شده در رابطه (۱۱)، امکان پذیر می باشد. همچنین بایستی توجه داشت که سختی بیش از حد باندند امکان وقوع خردشدگی بتن و ترد شکنی المان ها را افزایش می دهد که این امر با استفاده از پیش بینی نقاط ضعف و تقویت مناسب آنها قابل پیش گیری می باشد.

اما با مشاهده جدول (۲) می توان دریافت استفاده از مهاربند فولادی واگرا در قاب یک طبقه باعث افزایش بیش از حد سختی گردیده که منجر به کاهش ضریب رفتار میانگین و در عین حال افزایش قابل قبولی در ظرفیت برشی سازه می باشیم.

۴. نتیجه گیری

بر اساس تحلیل های انجام شده و نتایج حاصله می توان دریافت استفاده از باندند های فولادی واگرا به شکل های فوق ضریب رفتار میانگین قابهای بتنی مسلح نمونه را کاهش و در عین حال موجب افزایش ظرفیت برشی آنها گردیده است. همچنین افزایش طول تیر پیوند به گونه ای که شکست خمشی بر آن حاکم شود دارای اثر مطلوبی بر ضریب رفتار قاب ها بوده است.

کاهش ضریب قاب های نمونه بعلت پایین بودن برش پایه طراحی و بر اثر حاکم بودن ضوابط لاغری ارائه شده از سوی آیین نامه زلزله بجای ضوابط کنترل تنش می باشد، که منتج به افزایش سختی قاب و کاهش ضریب رفتار شده است. می توان با اصلاح ضابطه لاغری آیین نامه زلزله با کاهش سختی قاب ضریب رفتار بیشتری را انتظار داشت.



۵. مراجع

1. Badoux, M. and Jirsa, O., (1990), "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retroffing," Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 116, No. 1.
2. Bush, T. D. , Jones, E. A. and Jirsa, J. O., (1991), "Behaviour of RC Frame Strengthened Using Structural Steel Bracing," Journal of Structural Engineering, ASCE Vol. 117, No. 4.
3. Abou-Elfath, H. and Ghobarah, A. (2000), "Behaviour of Reinforced Concrete Frame Rehabilitated with Concentric Steel Bracing," Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27.
4. Ghobarah, A. and Abou-Elfath, H. (2001), "Rehabilitation of a Reinforced Concrete Frame Using Eccentric Steel Brracing," Journal of Engineering Structures, Vol. 23.
5. Wittaker, A., Hart, G. and Rojhan, C.(1999), "Seismic Response Modification Factors, Journal of Structural Engineering," ASCE Vol. 125, No. 4.
۶. تنسیمی، ع.ع. و صاحبی، ع.، (۱۳۷۸)، " رابطه بین شکل پذیری کلی و موضعی برای قاب های خمشی بتن مسلح، " مجموعه مقالات سومین کنفرانس بین المللی مهندسی زلزله، تهران، ایران.
۷. محمودی صاحبی، م.، (۱۳۸۵)، " تعیین ضریب رفتار قابهای خمشی بتن مسلح با توجه به عوامل موثر بر آن، " مجموعه مقالات هفتمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس، تهران، ایران.
8. ACI Committee 318, (1998), "Building Code Requirments for Reinforced Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95)," American Concrete Intitute, Detroit, Michigan.
۹. مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، (۱۳۸۴) " آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳)، "تهران، ایران.
10. Barbosa, A. F.and Riberio, G. O., (1998) "Analysis of Reinforced Concrete Structures Using Ansys Nonlinear Concrete Model," Int. Conf. Comput. Mech., Barcelona, Spain.
۱۱. مستوفی نژاد، د. و طلائی طبا، ب.، (۱۳۸۲) " مدل اجزا محدود اتصالات بتن آرمه تقویت شده با ورقه های FRP "، مجموعه مقالات ششمین کنفرانس بین المللی مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی اصفهان، اصفهان، ایران.
12. Wolanski, A., (2004) "Flexural Behaviour of Reinforced and Prestressed Concrete BeamsUsing Finite Element Analysis," Master of Science Thesis, Marquette University, Milwaukii, Wisconsin.
13. Philips, D. V.and Mohamed, M. S.,(1985) "Analysis of Reinforced Concrete Beams in Torsion," 2nd Int. Conf. Civ. and Struct. Appl. of Compt., London.