

بررسی ضریب رفتار قاب خمشی بتن مسلح با شکل پذیری متوسط و ویژه با در نظر گرفتن اثرات نیروی محوری متغیر و برش

محمد اسدی کیادهی^۱، حبیب اکبرزاده بنگر^{۲*}، جواد شایان فر^۳

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد عمران-سازه، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

۲- دانشیار گروه مهندسی عمران-دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

۳- کارشناس ارشد عمران-سازه، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

H.akbarzadeh@umz.ac.ir

تاریخ دریافت: [۹۷/۲/۴]

تاریخ پذیرش: [۹۷/۹/۱۳]

چکیده

در این تحقیق ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه بر اساس تحلیل غیرخطی دقیق پیشنهادی بررسی شده است. در ابتدا جهت صحت سنجی، مدل تحلیلی غیرخطی پیشنهادی این تحقیق با مدل‌های آزمایشگاهی موجود مقایسه شده است. نتایج صحت سنجی نشان می‌دهد مدل پیشنهادی از دقت بسیار بالایی برخوردار است. جهت به دست آوردن ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه اثر نیروی محوری متغیر، شکست برشی اعضا و همچنین کماتش میلگردهای طولی در تحلیل غیرخطی در نظر گرفته شده است. جهت محاسبه ضریب رفتار، دو معیار برای محاسبه تغییر شکل نهایی قاب‌ها در نظر گرفته شده است. معیار اول بر اساس جابجایی قاب‌ها متناظر با دوران نهایی و معیار دوم بر اساس جابجایی متناظر با ۰/۷۵ دوران نهایی عضو بحرانی در نظر گرفته شده‌اند. نتایج نشان می‌دهد که ضریب رفتار محاسبه شده قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه با جابجایی متناظر با ۰/۷۵ دوران نهایی عضو بحرانی، به ضریب رفتار ارائه شده از استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک‌تر شده است. همچنین در قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط مقدار شکل‌پذیری با افزایش ارتفاع قاب‌ها کاهش یافته است که این نتیجه برای قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری ویژه صادق نیست.

واژگان کلیدی: ضریب رفتار، قاب خمشی بتن مسلح، تحلیل غیرخطی، نیروی محوری متغیر، شکست برشی، شکل‌پذیری

۱- مقدمه

مسلح به عوامل مختلفی چون ضریب شکل‌پذیری^۱، ضریب اضافه مقاومت^۲، ضریب نامعینی^۳ و ضریب میرایی^۴ وابسته است. دو عامل ضریب شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت، نقش اساسی در تعیین ضریب رفتار سازه‌ها دارند. پژوهش‌ها نشان داده است که نیروی محوری وارد بر عضو بتنی تأثیر بسیاری بر منحنی بار-تغییر مکان و حالت خرابی آن عضو دارد. همچنین نیروی محوری زیاد، شکست عضو بتنی را به سمت شکست ترد سوق می‌دهد. یکی از عوامل مهم و

آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های بتن مسلح همچون ACI-318، CSA-A23.3 و مبحث نهم مقررات ملی ساختمان به همراه استاندارد ۲۸۰۰ [1-4]، ضوابطی را برای کنترل و طراحی آن‌ها در نظر می‌گیرند. مهندسین طراح در طراحی سازه‌های بتن مسلح نیروی زلزله وارد شده به سازه را با توجه به جزییات به کار برده شده در آن کاهش می‌دهند. کاهش نیروی زلزله در سازه‌ها با تقسیم نیروی زلزله حالت الاستیک بر ضریبی به نام ضریب رفتار انجام می‌شود. ضریب رفتار در سازه‌های بتن

1 Ductility factor

2 Over strength factor

3 Redundancy factor

4 Damping factor

۲- ضریب رفتار

عموماً ضریب رفتار سازه‌ها تابعی از پارامترهای مختلفی بیان می‌شود. از جمله این پارامترها می‌توان به مقاومت، شکل‌پذیری، میرایی و نامعینی سازه اشاره نمود که به صورت رابطه (۱) قابل محاسبه است.

$$R = R_s R_\mu R_\xi R_R \quad (1)$$

در رابطه فوق R_s ضریب اضافه مقاومت، R_μ ضریب شکل‌پذیری، R_ξ ضریب میرایی و R_R ضریب نامعینی سازه است. مقدار R_s با توجه به مقدار مقاومت جاری شدن و مقاومت متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه با توجه به رابطه (۲) به دست می‌آید (شکل ۱).

$$R_s = \frac{V_y}{V_s} \quad (2)$$

پژوهش‌های بسیاری برای محاسبه ضریب شکل‌پذیری انجام شده است. پژوهشگران با ارائه روابط تحلیلی بر اساس یک سیستم یک درجه آزاد، مقدار ضریب شکل‌پذیری سازه‌ها را با توجه به ارتباط آن با شکل‌پذیری و پریود سازه به دست آورده‌اند. از جمله پژوهش‌های انجام شده می‌توان به مطالعات نیومارک و هال^۹ [10]، کراوینکلر و نصر^{۱۱} [11] و ویدیچ و همکاران^{۱۱} [12] اشاره کرد. در این پژوهش، از رابطه $R-\mu-T$ نیومارک و هال [10] برای محاسبه ضریب رفتار استفاده شده است که به صورت زیر قابل تعیین است:

$$\begin{aligned} R_\mu &= 1 & T < 0.125 \text{ sec} \\ R_\mu &= \sqrt{2\mu - 1} & 0.125 < T < 0.5 \text{ sec} \\ R_\mu &= \mu & T > 0.5 \text{ sec} \end{aligned} \quad (3)$$

مقدار ضریب شکل‌پذیری به طور قابل ملاحظه‌ای تحت تأثیر شکل‌پذیری سازه (μ) است که با دوطبقه کردن منحنی ظرفیت سازه و از رابطه (۴) به دست می‌آید.

تأثیرگذار بر رفتار غیرخطی ستون‌های بتن مسلح، اثر نیرو محوری متغیر است. نیروهای ثقلی وارد بر سازه توسط عناصر باربر به ستون‌ها منتقل می‌شوند. بر اساس پژوهش‌های آزمایشگاهی انجام شده توسط آبرامز^۵ [5] و سزن^۶ [6]، رفتار ستون بتنی از نظر مقاومت، شکل‌پذیری و سختی تحت بار محوری متغیر، با بار محوری ثابت بسیار تفاوت دارد. همچنین شایان فر و اکبرزاده [7] مدلی تحلیلی برای در نظر گرفتن اثر نیرو محوری متغیر بر رفتار غیرخطی عضو بتن مسلح ارائه کرده‌اند. از جمله عوامل مهم دیگر در بررسی رفتار غیرخطی اعضای سازه‌ای، چگونگی شکست عضو سازه‌ای است. یکی از عوامل مهم در شکست اعضای بتن مسلح، شکست برشی است که رفتار عضو بتنی را به سمت یک رفتار ترد سوق می‌دهد. مطالعات آزمایشگاهی صورت گرفته توسط آسچیم و موهل^۷ [8] و مورتی و تاسیوس^۸ [9] نشان داده است که ظرفیت برشی عضو بتن مسلح به تغییر شکل غیرخطی عضو وابسته است. در مدل تحلیلی شایان فر و اکبرزاده [7] اثر نیروی محوری متغیر بر ظرفیت برشی مقطع در نظر گرفته شده است. بر اساس این مدل افزایش نیروی محوری متغیر موجب افزایش ظرفیت برشی مقطع و کاهش نیروی محوری متغیر موجب کاهش ظرفیت برشی مقطع شده است. در این مدل تحلیلی ظرفیت برشی مقطع تابعی از تغییر شکل خمشی مقطع معرفی شده است.

در این پژوهش یک مدل تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اثر نیروی محوری متغیر، اثر شکست برشی و اثر کمانش میلگردهای طولی برای قاب‌های خمشی بتن مسلح پیشنهاد شده و سپس با نتایج آزمایشگاهی درستی آزمایی شده است. پس از اطمینان از درستی مدل پیشنهادی، سه قاب بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در نرم‌افزار SAP 2000 تحلیل غیرخطی شده، مقدار ضریب رفتار آن‌ها محاسبه شده و با ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه شده است.

5 Abrams

6 Sezen

7 Aschhim and Moehle

8 Morretti and Tassios

9 Newmaek and Hall

10 Krawinkler and Nassar

11 Vidic et al

۲-۳ تحلیل لنگر-انحناء

در این بخش چگونگی محاسبه لنگر - انحناء مقطع عضو بتنی مسلح بر اساس روش فایبر^{۱۴} شرح داده خواهد شد. شکل تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح را نشان می‌دهد. روند محاسبه لنگر - انحناء در زیر به‌طور مختصر آورده شده است:

۱- فرض مقداری برای کرنش بتن در دورترین تار فشاری مقطع

۲- فرض مقداری برای تار خشی

۳- محاسبه کل نیروهای فشاری در بتن و نیروهای کششی و فشاری آرماتورهای طولی بر اساس نمودار تنش-کرنش بتن و فولاد.

$$C_{con} = \sum f_c(x) b t_s \quad (6)$$

$$F_{si} = \sum f_{si} A_{si} \quad (7)$$

شکل ۲. تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح (الف) توزیع کرنش‌ها (ج) توزیع تنش‌ها (د) توزیع نیروهای فشاری و کششی

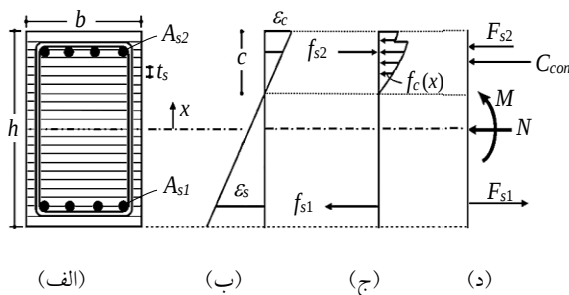


Fig. 2. Fiber method analysis of RC section a) section b) strains distribution c) stresses distribution d) distribution of compression and tension force

۴- کنترل تعادل نیرو در مقطع (رابطه ۸). در صورتی که مقدار $Cc + Fsi$ نزدیک به مقدار نیروی محوری باشد، مقدار فرض شده تار خشی صحیح است. در غیر این صورت مقدار جدیدی برای تار خشی باید فرض شود.

$$C_c + F_{si} - N = 0 \quad (8)$$

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (4)$$

با توجه به رابطه فوق میزان شکل‌پذیری سازه به میزان جابه‌جایی نهایی سازه (Δ_u) و جابه‌جایی جاری شدن سازه (Δ_y) بستگی دارد (شکل ۱).

۳- مدل‌سازی اعضای بتن مسلح

در این بخش مدل پیشنهادی تحلیلی برای پیش‌بینی رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح ارائه شده است.

شکل ۱. منحنی برش پایه-جابه‌جایی بام سازه و چگونگی دوطبقی کردن

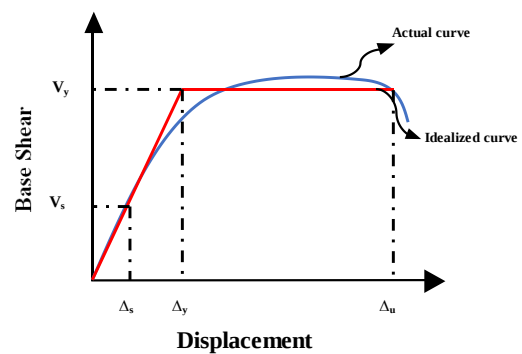


Fig. 1. Base Shear-roof displacement curve and bilinearization

۳-۱ نمودار تنش-کرنش بتن

از نمودار تنش-کرنش مندر و همکاران^{۱۲} [13] برای مدل‌سازی بتن استفاده شده است تا اثر محصورشدگی در آن لحاظ شود. در این مدل قسمت بتنی مقطع از دو ناحیه بتن محصورشده برای هسته و بتن محصورنشده برای کاور استفاده شده است. همچنین کرنش نهایی بتن محصورشده با توجه به رابطه ارائه‌شده توسط پرستلی و همکاران^{۱۳} [14] از رابطه (۵) به‌دست آمده است.

$$\varepsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4 \rho_s 0.1}{f_{cc}} \quad (5)$$

در رابطه فوق ρ_s نسبت آرماتورهای عرضی است.

۵- محاسبه لنگر خمشی:

۳-۴ اثر نیروی محوری متغیر

یکی از عوامل بسیار مهم و تأثیرگذار بر رفتار ستون بتن مسلح، تأثیر نیروی محوری متغیر است. زمانی که قاب ساختمانی تحت اثر نیروی جانبی قرار می‌گیرد، در یک سمت از قاب به نیروی محوری ثقلی افزوده شده و در سمت دیگر از نیروی ثقلی کاسته می‌شود. با توجه به اینکه بین نیروی محوری ایجاد شده در ستون‌های سازه تحت بار جانبی، با نیروی برشی ستون‌ها رابطه مستقیمی وجود دارد، می‌توان مقدار نیروی محوری در اثر بار جانبی و نیروی ثقلی در ستون‌ها را به صورت رابطه (۱۶) نوشت.

$$N = N_g + K V_c = N_g + K \frac{M_f}{L} \quad (16)$$

در رابطه فوق N_g ، V_c ، M_f و L به ترتیب نیروی محوری ثقلی، نیروی برشی ستون در حین بار جانبی، لنگر خمشی ستون، فاصله بین لنگر صفر و بیشینه و ضریب نیروی محوری متغیر است. در این پژوهش از تئوری شایان فر و اکبرزاده [7] برای در نظر گرفتن اثر نیروی محوری متغیر روی ستون‌های بتن مسلح استفاده شده است.

۳-۵ رفتار برشی مقطع تیر و ستون بتن مسلح

در این قسمت چگونگی رفتار خمشی مقطع با در نظر گرفتن اثر برش شرح داده خواهد شد. برای بررسی رفتار مقطع تحت اثر نیروی برشی از لنگر معادل برشی در تیر و ستون به عنوان تابعی از شکل‌پذیری مقطع استفاده شده است. لنگر معادل برشی از رابطه (۱۷) محاسبه می‌شود.

$$M_s = V_n \times L \quad (17)$$

در رابطه فوق L فاصله بین لنگر صفر و لنگر حداکثر است. V_n برابر با ظرفیت برشی مقطع است که مجموع ظرفیت برشی سهم بتن و سهم میلگردهای عرضی است. ظرفیت برشی مقاطع بتن مسلح از رابطه (۱۸) محاسبه می‌شود. همان‌طور که این رابطه نشان می‌دهد، قسمت اول سهم بتن و قسمت دوم سهم خاموت از ظرفیت برشی است.

$$M_n = \sum f_c(x) b t_s x_i + \sum F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (9)$$

۶- محاسبه انحنا:

$$\phi_i = \frac{\epsilon_c}{c} \quad (10)$$

۷- فرض مقدار جدیدی برای کرنش بتن در بالاترین تار مقطع تا اینکه مقدار کرنش در تار از ناحیه محصور شده به بیشینه مقدار خود برسد.

۳-۳ تبدیل رابطه لنگر-انحنا به لنگر-دوران

در این قسمت با تبدیل منحنی لنگر-انحنا به منحنی لنگر-دوران، ویژگی غیرخطی مفصل پلاستیک برای اعضای بتنی به دست می‌آید. با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون‌ها در سازه به صورت عضوی یک سر آزاد و یک سر گیردار باشد، انحنا به صورت زیر قابل تبدیل به چرخش است:

$$\theta_i = \frac{\phi_i L_{eff}}{2} \quad for \quad \epsilon_s < \epsilon_y \quad (11)$$

$$\theta_i = \theta_y + (\phi_i - \phi_y) L_p \quad for \quad \epsilon_s \geq \epsilon_y \quad (12)$$

$$L_{eff} = L + 0.022 f_s d_b \quad f_s \leq f_y \quad (13)$$

در رابطه (۱۳) L_p طول مفصل پلاستیک می‌باشد که در این پژوهش با استفاده از رابطه ارائه شده توسط پائولی و [15] محاسبه شده است.

$$L_p = kL + 0.022 f_y d_b \geq 0.044 f_y d_b \quad (14)$$

$$k = 0.2 \left(\frac{f_{su}}{f_y} \right) - 1 \leq 0.08 \quad (15)$$

در روابط فوق f_{su} بیشینه مقاومت فولاد است، d_b قطر آرماتورهای طولی هستند و L طول عضو بتنی است که فاصله بین لنگر صفر و لنگر بیشینه در نظر گرفته شده است.

طول عضو، مقاومت جاری شدن آرماتورهای طولی، نسبت حجم خاموت ها به بتن هسته و بعد عضو می باشند.

۷-۳ سختی معادل اعضا

یکی از عوامل مهم در مدل سازی غیرخطی اعضای بتن مسلح، سختی اولیه معادل اعضا برای تحلیل غیرخطی سازه است.

$$E_c I_{eq} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (21)$$

در رابطه فوق E_c مدول الاستیسیته بتن و ϕ_y انحنای جاری شدن عضو است.

۴- درستی آزمایی مدل ارائه شده

با توجه به مطالب گفته شده، برای درستی آزمایی، نتایج حاصل از مدل تحلیلی پیشنهادی با نتایج حاصل از کارهای آزمایشگاهی مقایسه شده است که نتایج هر یک به طور مختصر بیان شده است.

۴-۱ کار آزمایشگاهی جرمانو و همکاران [18]

جرمانو و همکاران [18] در سال ۲۰۱۳، به منظور بررسی ظرفیت خمشی ستون های بتن مسلح، ستون های بتن مسلح را تحت بارمحوری ثابت و بار جانبی چرخه ای قرار داده اند. در این آزمایش از بتن با مقاومت ۵۰ مگاپاسکال، میلگرد طولی با مقاومت جاری شدن ۵۴۷ و مقاومت نهایی ۶۵۱ مگاپاسکال، میلگردهای عرضی نمره ۸ در هر یک از نمونه های P2 و P4، به ترتیب با مقاومت جاری شدن ۵۴۲/۴ و ۵۰۱/۲ مگاپاسکال و از میلگردهای عرضی نمره ۶ در هر یک از نمونه های P5 و P7، به ترتیب با مقاومت جاری شدن ۵۵۲/۲ و ۵۳۰/۲ مگاپاسکال استفاده شده است. همچنین بار محوری ثابت ۱۹۰ کیلو نیوتن و بار جانبی چرخه ای به ستون ها اعمال شده است و بارگذاری تا زمانی که ستون به ظرفیت نهایی خود برسد ادامه پیدا کرده است. هندسه ستون ها و چگونگی بارگذاری در شکل (۳) نشان داده شده

$$v_n = \sum \sum v_i (y_i) t_x t_y + \frac{A_s f_{yh} d}{s} \quad (18)$$

در رابطه فوق A_s سطح مقطع خاموت ها؛ d عمق مؤثر مقطع؛ t_x و t_y طول و عرض نوارهای تحلیل؛ f_{yh} مقاومت جاری شدن خاموت ها؛ s فاصله مرکز به مرکز خاموت ها؛ $v_i (y_i)$ تنش برشی در هر موقعیتی از مقطع می باشد که با توجه به مقدار تنش نرمال وارد بر مقطع متغیر می باشد و توسط رابطه ارائه شده پارک و همکاران [16] قابل محاسبه می باشد. با توجه به رابطه تنش های اصلی فشاری و کششی با تنش نرمال فشاری، بر اساس دایره موهر، ظرفیت برشی عضو بتنی از رابطه (۱۹) به دست می آید.

$$\begin{cases} v_c (y_i) = \sqrt{f_{cc} [f_{cc} - \sigma (y_i)]} & \text{controlled by compression} \\ v_t (y_i) = \sqrt{f_t [f_t + \sigma (y_i)]} & \text{controlled by tension} \end{cases} \quad (19)$$

در رابطه فوق f_{cc} و f_t مقاومت فشاری بتن محصور شده و مقاومت کششی بتن در هر قسمت از سطح مقطع می باشد. y_i فاصله از تار خنثی می باشد. ظرفیت برشی مقطع $v(y_i)$ برابر با مقدار کوچک تر $v_c(y_i)$ و $v_t(y_i)$ می باشد.

۳-۶ اثر کمناش میلگردهای طولی

بری و آبراهارد در سال ۲۰۰۵ [17] رابطه تحلیلی را جهت محاسبه مقدار دورانی که در آن آرماتور طولی کمناش می کند ارائه داده اند (رابطه (۲۰)).

$$\begin{cases} \theta_{pbb} = C_0 (1 + C_1 \rho_{eff}) \left(1 + C_2 \frac{P}{A_g f_c} \right)^{-1} \left(1 + C_3 \frac{L}{h} + C_4 \frac{f_y d_b}{h} \right) \\ \rho_{eff} = \rho_s \frac{f_{yh}}{f_{cc}}, C_0 = 0.019, C_1 = 1.65, C_2 = 1.797 \\ C_3 = 0.012, C_4 = 0.072 \end{cases} \quad (20)$$

در رابطه فوق f_{yh} ، P ، A_g ، L ، f_y و ρ_s به ترتیب مقاومت جاری شدن خاموت ها، نیروی محوری، سطح مقطع خالص،

است. همچنین شکل (۳) نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی و پاسخ حداکثر هر سیکل از بارگذاری چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که این شکل نشان می‌دهد، مدل تحلیلی پیشنهادی به‌خوبی رفتار ستون را تحت بار جانبی پیش‌بینی می‌کند.

۴-۲ کار آزمایشگاهی دونگ و همکاران^[19]

دونگ و همکاران [19] در سال ۲۰۰۷، به‌منظور بررسی اثر برش بر ظرفیت سازه، قاب بتن مسلح یک دهانه و دارای دوطبقه را تحت بار جانبی مورد آزمایش قرار دادند. در این قاب از بتن با مقاومت ۳۰ مگاپاسکال، میلگرد طولی با مقاومت جاری شدن ۴۴۷ و مقاومت نهایی ۶۰۳ مگاپاسکال و میلگردهای عرضی با مقاومت جاری شدن ۴۵۵ و مقاومت نهایی ۵۸۳ مگاپاسکال استفاده شده است. بارگذاری این قاب شامل بار محوری ثابت ۴۲۰ کیلو نیوتن روی هر ستون و بار جانبی یکنواخت است و بارگذاری جانبی تا زمانی که قاب به ظرفیت نهایی خود برسد ادامه پیدا کرده است. شکل (۴) مشخصات قاب و چگونگی بارگذاری سازه را نشان می‌دهد. همچنین شکل (۴) نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با در نظر گرفتن اثر شکست برشی و بدون در نظر گرفتن این اثر و مقایسه آن با نتایج آزمایشگاهی را نشان می‌دهد. همان‌طور که این شکل نشان می‌دهد زمانی که اثر شکست برشی در تحلیل غیرخطی در نظر گرفته می‌شود، نتایج تحلیل غیرخطی به نتایج آزمایشگاهی نزدیک می‌شود، درحالی‌که بدون در نظر گرفتن اثر شکست برشی ظرفیت نهایی بار و تغییر شکل بیشتر از نتایج آزمایشگاهی به دست می‌آید.

۵- جزییات سازه‌های مورد بررسی

در این پژوهش برای بررسی دقیق ضریب رفتار قاب خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه، سه قاب ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و سه قاب ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری ویژه با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۵ متر

تحت تحلیل غیرخطی قرار گرفتند (شکل ۵). ابتدا سازه‌های مورد مطالعه در این پژوهش بر اساس دو سطح شکل‌پذیری متوسط و ویژه بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و همچنین استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند. سازه‌های با شکل‌پذیری متوسط دارای مقاومت بتن ۲۱ مگاپاسکال و سازه‌های با شکل‌پذیری ویژه دارای مقاومت بتن ۲۵ مگاپاسکال می‌باشند. سازه‌ها بر اساس خاک نوع ۳ و در منطقه با خطرپذیری زیاد طراحی شده‌اند. ابعاد مقطع و میزان میلگرد اعضا در قاب‌های طراحی شده در جدول (۱) و (۲) آورده شده است.

۶- تحلیل غیرخطی استاتیکی

تحلیل غیرخطی استاتیکی برای به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه در نرم‌افزار SAP 2000 انجام شده است. با توجه به آیین‌نامه FEMA-356 [20]، نیروی جانبی به‌صورت مثلثی در ارتفاع سازه پخش شده است.

۷- نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی و محاسبه ضریب رفتار

منحنی ظرفیت قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه در دو سطح شکل‌پذیری متوسط و ویژه که از تحلیل غیرخطی به دست آمده در شکل (۶) آورده شده است. جدول (۳)، ضریب رفتار قاب‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه در دو سطح عملکرد ذکر شده و مقدار پیشنهاد شده استاندارد ۲۸۰۰ را نشان می‌دهد. ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در سطح عملکردی که اولین عضو بحرانی قاب به ۰/۷۵ درصد دوران نهایی خود برسد به ترتیب برابر با ۷/۵۶، ۶/۱۸ و ۵/۱۴ و برای قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری ویژه به ترتیب برابر با ۸/۶، ۹/۹ و ۸/۸ به دست آمده است.

شکل ۳. هندسه و چگونگی بارگذاری ستون‌های کار آزمایشگاهی و نتایج مدل تحلیلی با ستون‌های آزمایشگاهی جرمانو و همکاران [18]

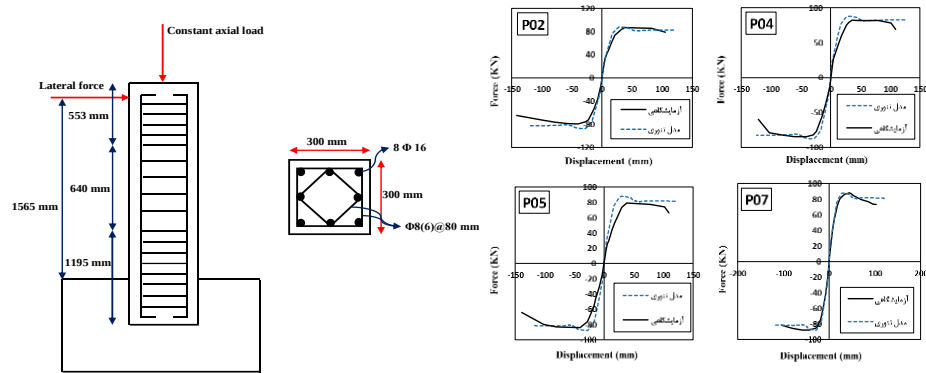


Fig. 3. Geometry and loading of the experimental and Result of the analytical model and the experimental RC columns of Germano et al [18]

شکل ۴. قاب آزمایشگاهی دونگ و همکاران و نتایج مدل تحلیلی با قاب آزمایشگاهی دونگ و همکاران [19]

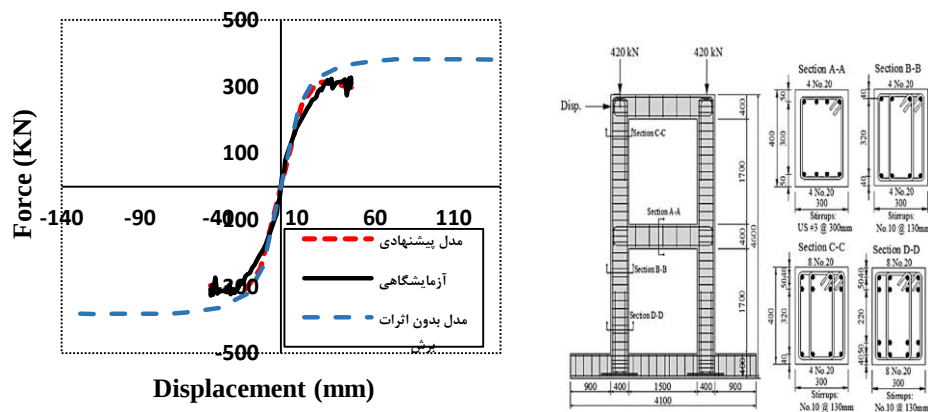


Fig. 4. Experimental frame and Result of the analytical model and the experimental frame of Dong et al [19]

شکل ۵. پلان و نمای قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه

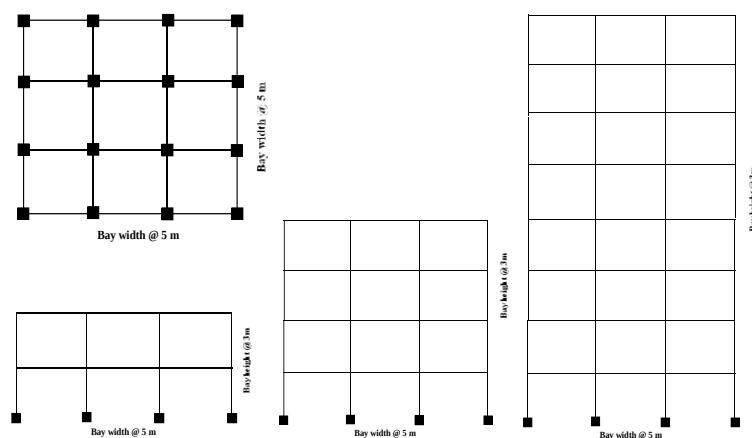


Fig. 5. Plan and elevation of 2, 4 and 8 story RC frame structures

جدول ۱. مشخصات ابعاد و میلگرد اعضای قابها با شکل پذیری متوسط

frame	members	Floors	Width (mm)	Depth (mm)	Reinforcement details	stirrups details
2-Story	beams	1	350	350	6 ϕ 16top+3 ϕ 16bot	2 ϕ 10@75mm
	beams	2	350	350	5 ϕ 16top+3 ϕ 16bot	2 ϕ 10@75mm
	columns	1_2	350	350	12 ϕ 16	3 ϕ 10@125mm
4-Story	beams	1_2	450	450	6 ϕ 18top+4 ϕ 16bot	2 ϕ 10@100mm
	beams	3_4	400	400	5 ϕ 18top+3 ϕ 16bot	2 ϕ 10@100mm
	columns	1_2	450	450	16 ϕ 18	3 ϕ 10@125mm
	columns	3_4	400	400	12 ϕ 16	3 ϕ 10@125mm
8-Story	beams	1_2_3	600	600	4 ϕ 25top+3 ϕ 25bot	2 ϕ 10@125mm
	beams	4_5_6	500	500	6 ϕ 20top+5 ϕ 20bot	2 ϕ 10@100mm
	beams	7_8	400	400	5 ϕ 18top+3 ϕ 18bot	2 ϕ 10@75mm
	columns	1_2_3	600	600	20 ϕ 20	4 ϕ 10@125mm
	columns	4_5_6	500	500	16 ϕ 20	3 ϕ 10@125mm
	columns	7_8	400	400	12 ϕ 16	3 ϕ 10@125mm

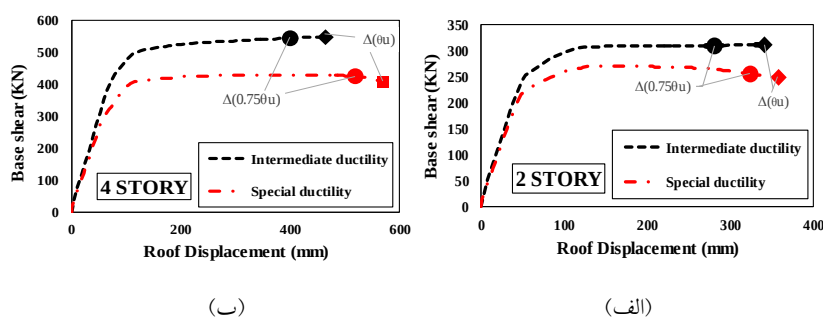
Table 1. Section details of the RC frames with intermediate ductility

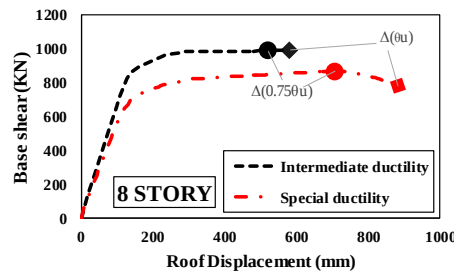
جدول ۲. مشخصات ابعاد و میلگرد اعضای قابها با شکل پذیری ویژه

frame	members	Floors	Width (mm)	Depth (mm)	Reinforcement details	stirrups details
2-Story	beams	1	350	350	6 ϕ 16top+3 ϕ 16bot	4 ϕ 10@75mm
	beams	2	350	350	5 ϕ 16top+3 ϕ 16bot	3 ϕ 10@75mm
	columns	1_2	350	350	12 ϕ 14	4 ϕ 10@50mm
4-Story	beams	1_2	450	450	6 ϕ 16top+4 ϕ 16bot	4 ϕ 10@100mm
	beams	3_4	400	400	5 ϕ 16top+3 ϕ 16bot	3 ϕ 10@100mm
	columns	1_2	450	450	16 ϕ 16	4 ϕ 10@50mm
	columns	3_4	400	400	12 ϕ 14	4 ϕ 10@50mm
8-Story	beams	1_2_3	600	600	5 ϕ 20top+4 ϕ 20bot	3 ϕ 10@125mm
	beams	4_5_6	500	500	5 ϕ 20top+4 ϕ 20bot	3 ϕ 10@100mm
	beams	7_8	400	400	5 ϕ 16top+4 ϕ 16bot	3 ϕ 10@75mm
	columns	1_2_3	600	600	12 ϕ 20	4 ϕ 10@50mm
	columns	4_5_6	500	500	12 ϕ 18	4 ϕ 10@50mm
	columns	7_8	400	400	12 ϕ 14	4 ϕ 10@50mm

Table 2. Section details of the RC frames with special ductility

شکل ۶. الف) منحنی ظرفیت قاب ۲ طبقه با شکل پذیری متوسط و ویژه ب) منحنی ظرفیت قاب ۴ طبقه با شکل پذیری متوسط و ویژه ج) منحنی ظرفیت قاب ۸ طبقه با شکل پذیری متوسط و ویژه





(ج)

Fig. 6. a) Capacity curve of 2 story RC frame with intermediate and special ductility **b)** Capacity curve of 4 story RC frame with intermediate and special ductility **c)** Capacity curve of 8 story RC frame with intermediate and special ductility

جدول ۳. ضریب رفتار محاسبه شده قاب‌های ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط و ویژه

frame	frame type	Performance Level 1 (0.750 _u)			Performance Level 2 (0 _u)			
		R _s	R _u	R	R _s	R _u	R	R ₍₂₈₀₀₎
2-Story	Intermediate	1.61	4.69	7.56	1.61	5.15	8.3	5
	Special	1.27	6.77	8.6	1.39	6.96	9.7	7.5
4-Story	Intermediate	1.42	4.35	6.18	1.42	4.93	7.02	5
	Special	1.53	6.46	9.9	1.48	5.04	10.17	7.5
8-Story	Intermediate	1.37	3.61	5.14	1.37	3.98	5.5	5
	Special	1.68	5.23	8.8	1.41	6.34	9	7.5

Table 3. Calculated behavior factor of 2, 4 and 8 story RC frame with intermediate and special ductility

محاسبه دقیق مقدار ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، در تحلیل غیرخطی آثار نیروی محوری متغیر در ستون‌ها، آثار برش و همچنین اثر کماتش میلگردهای طولی در محاسبه ظرفیت خمشی تیر و ستون در نظر گرفته شده است. برای درستی آزمایی مدل پیشنهادی برای تحلیل غیرخطی دقیق، نتایج تحلیل با نتایج آزمایشگاهی موجود مقایسه شده است. نتایج مربوط به درستی آزمایی و مقدار ضریب رفتار محاسبه شده برای قاب‌های خمشی بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه به صورت خلاصه در ادامه آورده شده است.

۱- نیروی محوری متغیر یک عامل بسیار مهم و تأثیرگذار بر رفتار غیرخطی ستون‌های قاب‌هایی که در معرض بار جانبی قرار گرفته، است.

۲- در نظر نگرفتن آثار برش در بررسی رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح باعث خطا در محاسبه ظرفیت عضو شده است.

۳- ضریب رفتار محاسبه شده قاب‌های خمشی بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط و ویژه با جابه‌جایی متناظر با ۰/۷۵ دوران

همچنین ضریب رفتار قاب‌های بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه با شکل‌پذیری متوسط در سطح عملکردی که اولین عضو بحرانی قاب به حداکثر دوران نهایی خود برسد به ترتیب برابر با ۸/۳، ۷/۰۲ و ۵/۵ و برای قاب‌های بتن مسلح با شکل‌پذیری ویژه به ترتیب برابر با ۹/۷، ۱۰/۱۷ و ۹ به دست آمده است. با توجه به جدول (۴) میزان ضریب رفتار محاسبه شده با هر دو معیار بزرگ‌تر از ضریب رفتار ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ است، هرچند ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌ها با شکل‌پذیری متوسط و ویژه به ضریب رفتار پیشنهادی در سطح عملکردی که اولین عضو بحرانی قاب به ۰/۷۵ درصد دوران نهایی خود برسد، نزدیک است.

۸- نتایج

در این پژوهش به بررسی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح ۲، ۴ و ۸ طبقه در دو سطح شکل‌پذیری متوسط و ویژه که بر اساس ضوابط مبحث نهم مقررات ملی ساختمان و استاندارد ۲۸۰۰ طراحی شده‌اند، پرداخته شده است. برای

reinforced concrete buildings, New York, USA; p. 27-47.

12- Vidic T, Fajfar P, Fischinger M. (1992). A procedure for determining consistent inelastic design spectra. In: Nonlinear seismic analysis of reinforced concrete buildings, New York, USA.

13- Mander JB, Priestley MJN, Park R. (1998). *Observed stress-strain behavior of confined concrete*. J Struct Div ASCE, 114(8):1827-49.

14- Priestley MJN, Seible F, Calvi GMS. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. New York: John Wiley & Sons.

15- Paulay T, Priestley MJN. (1998). *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: John Willy publications; 1992.

16- Park H, Choi K, Wight JK. (2006). Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement. ACI Struct J 103(6):783-793

17- Berry MP, Eberhard MO. (2005). *Practical performance model for bar buckling*. J Struct Eng 131(7):1060-1070

18- Germano, F., Plizzari, G. A., & Tiberti, G. (2013, March). *Experimental study on the behavior of SFRC columns under seismic loads*. In Proceedings of the 8th international conference on fracture mechanics of concrete and concrete structures (pp. 1-12).

19- Duong, K. V., Sheikh, S. A, Vecchio, F. J. (2007). *Seismic Behaviour of Shear-Critical Reinforced Concrete Frame: Experimental Investigation*. ACI Structural Journal, V.104, No.3, May-June, pp 304-313.

20- FEMA. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-356)*. Washington (USA): Federal Emergency Management Agency.

نهایی عضو بحرانی، به ضریب رفتار ارائه شده از استاندارد ۲۸۰۰ نزدیک تر شده است.

۴- مقدار R_s در قاب های بتن مسلح با شکل پذیری متوسط با افزایش ارتفاع طبقات کاهش یافته است، اما این نتیجه در مورد قاب های بتن مسلح با شکل پذیری ویژه صادق نبوده است.

۵- با افزایش ارتفاع قاب های بتن مسلح با شکل پذیری متوسط مقدار R_u و R کاهش پیدا کرده است که این نتیجه در قاب های بتن مسلح با شکل پذیری ویژه صدق نکرده است.

References

۹- مراجع

1- ACI Committee 318. (1995). *Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI 318)*. American Concrete Institute, Farmington Hills, MI.

2- CSA. (2004). *Design of concrete structures. CSA standard A23.3*. Canadian Standards Association, Mississauga, Ont.

3- The national building regulation chapter 9, design and implementation of reinforced concrete buildings, edition 4, ministry of road and city planning, deputing of house and building, 1392 (in Persian).

4- Building and housing center, regulations for designing buildings against earthquake (Standard 2800), edition 4, publication number z-253, Tehran, 1392

5- Abrams DP. (1987). Influence of axial force variations of flexural behavior of reinforced concrete columns. ACI Struct J 84(3):246-254

6- Sezen H. (2002). *Seismic behavior and modeling of reinforced concrete building columns*. Ph.D., dissertation, University of California at Berkeley, Berkley, CA

7- J. Shayanfar, H. Akbarzadeh Bengar. (2016). *Nonlinear analysis of RC frames considering shear behaviour of members under varying axial load*. Bull Earthquake Eng. DOI 10.1007/s10518-016-0060-z

8- Aschheim M, Moehle JP. (1992). *Shear Strength and Deformability of RC Bridge Columns Subjected to Inelastic Cyclic Displacements*. Rep. No. UCB/EERC-92/ 04, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, Berkeley, CA

9- Moretti M, Tassios TP. (2007). Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: experimental results. Eng Struct 29(8):2018-2029

10- N.M. Newmark, W.J. Hall. (1982). *Earthquake spectra and design*. Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California, USA.

11- Krawinkler H, Nassar A. (1992). *Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities*. In: Nonlinear seismic analysis of

Investigating the behavior factor of the intermediate and special RC moment resisting frame with considering the effect of variable axial load and shear

M. Asadi kiadehi¹, H. Akbarzadeh Bengar^{2*}, J Shayanfar³

1- MSc student of Structural Engineering, Civil Engineering Department, University of Mazandaran, babolsar

2- Associate Prof, Civil Engineering Department, University of Mazandaran, babolsar (corresponding author)

3- MSc of Structural Engineering, Civil Engineering Department, University of Mazandaran, babolsar

H.akbarzadeh@umz.ac.ir

Abstract

Today, most seismic design codes reduce the lateral elastic force by the behavior factor to design structures, so that by designing a structure based on elastic analysis, the effects of non-elastic behavior of the structure are applied. To obtain a behavior factor of structures, a nonlinear analysis is necessary. Research has shown that the nonlinear behavior of RC members depends on factors such as the effect of varying axial load, the effect of shear failure of the members and the effect of the buckling of the longitudinal bars. It is now generally accepted that axial load plays a dominant role in evaluating the seismic behavior of reinforced concrete columns. However columns, especially the exterior ones, can be subjected to varying axial loads depending on the lateral loads. Also the effects of shear on beams and columns are usually neglected in nonlinear analysis, which is carried out based on the flexural behavior of each element. In this research, the behavior factor of 2, 4, and 8 story reinforced concrete frames with intermediate and special ductility based on the proposed nonlinear analysis is considered. Initially, for verification, the proposed nonlinear analysis model was compared with existing experimental models. The verification results show that the proposed model has a very high accuracy. Designing and detailing of the 2, 4 and 8 story reinforced concrete structures are on the basis of the regulation of the Standard 2800 and the National building regulation chapter 9. In order to obtain the behavior of the 2, 4, and 8 story reinforced concrete frames, the effect of varying axial load, shear failure of the members and the buckling of the longitudinal bars are considered in nonlinear analysis. The behavior factor is mostly effected by ductility factor and over strength factor. The ductility factor has dependence with ductility of the reinforced concrete frames. To obtain ductility of reinforced concrete frames, ultimate deformation is needed. To calculate the frames' behavior factor, various criteria are used to calculate the ultimate deformation of frames. One of the criteria is the deformation correspond to the 0.75 percent of ultimate rotation in critical structure member. The other criteria is the deformation correspond to ultimate rotation of critical structure member. The results of the study and comparison of the obtained behavior factor with the proposed behavior factor of the reinforced concrete structures of Standard 2800 with intermediate and special ductility have shown that the calculated behavior factor for 2, 4 and 8 story reinforced concrete frames is bigger than the behavior factor in Standard 2800. Also the results indicate that the calculated behavior factor with the ultimate deformation correspond to the 75 percent of ultimate rotation in critical structure member is close to the proposed value of Standard 2800. In intermediate reinforced concrete frames, the amount of ductility factor and over strength factor decreased when the height of the reinforced concrete frames raised, which is not seen in concrete frames with special ductility.

Key words: behavior factor, RC moment resisting frame, nonlinear analysis, varying axial load, shear failure, ductilit