

ارزیابی اثرات برش تیرها و ستون‌ها بر عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح

میثم امیدعلیزاده^۱، مهدی نعمت زاده^{۲*}، جواد شایان فر^۳

۱- کارشناس ارشد، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

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

۳- کارشناس ارشد، دانشکده فنی مهندسی، گروه عمران، دانشگاه مازندران، بابلسر، ایران

چکیده

نقش شکست برشی در رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن مسلح از اهمیت فراوانی برخوردار می‌باشد. معمولاً، تحلیل غیرخطی تیرها و ستون‌ها در سازه‌های بتنی بر اساس رفتار خمشی اعضا بوده و اثرات برش در آنها نادیده گرفته می‌شود. در چنین تحلیل‌هایی تنها رفتار خمشی عضو در نظر گرفته شده است؛ درحالی‌که نتایج آزمایشگاهی احتمال شکست اعضای بتن مسلح در حالت‌های قبل از رسیدن به ظرفیت خمشی نهایی را نشان می‌دهد. در این مطالعه، مدلی عددی شامل مفاصل چرخشی، برای شبیه‌سازی اثرات ظرفیت برشی تیرها و ستون‌ها بر اساس مکانیزم شکست مواد پیشنهاد شده است. به منظور بررسی دقت مدل پیشنهادی در تیرها و ستون‌ها، نتایج به دست آمده از تحلیل غیرخطی با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شد؛ به طوری‌که نتایج پیش‌بینی شده توسط مدل پیشنهادی تطابق مناسبی با نتایج آزمایشگاهی دارد. علاوه بر این، مدل پیشنهادی در سطح سازه مورد ارزیابی عملکردی قرار گرفت و به همین منظور، قابی بتن مسلح در دو حالت مختلف ۱- تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش و ۲- تحلیل بر اساس مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش در اعضا بررسی شده است. نتایج حاصل، اهمیت در نظر گرفتن اثر برش در پیش‌بینی رفتار غیرخطی قاب‌ها توسط مدل پیشنهادی را نشان می‌دهد؛ که می‌تواند روشی جایگزین برای روش‌های متداول باشد.

کلمات کلیدی: مدل تحلیلی، تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور)، اثر برش، شکست برشی، نرم‌افزار SAP2000، سازه‌های بتن مسلح

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:			
10.22065/JSCE.2017.97117.1313	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi: 10.22065/JSCE.2017.97117.1313	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	۱۳۹۶/۰۹/۰۲	۱۳۹۶/۰۹/۰۲	۱۳۹۶/۰۸/۲۸	۱۳۹۶/۰۶/۱۳
			مهدی نعمت زاده		*نویسنده مسئول:
			m.nematzadeh@umz.ac.ir		پست الکترونیکی:

Assessment of shear effects of RC beams and columns on seismic performance of RC structures

Meysam Omidalizadeh¹, Javad Shayanfar², Mehdi Nematzadeh^{3*}

1-MS.c, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

2-MS.c, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

3-Assistant Professor, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, University of Mazandaran, Babolsar, Iran

ABSTRACT

Shear failure plays a significant role in the seismic behavior of reinforced concrete (RC) structures. Generally, nonlinear analysis of the beams and columns in concrete structures is based on the flexural behavior of the members, and shear effects are generally ignored. Although in such an analysis, only the flexural behavior of members is considered, experimental results reveal the likelihood of the failure of RC members before reaching the ultimate flexural capacity. In this paper, a numerical model including rotational springs was developed to simulate the effects of the shear capacity of beams and columns based on material failure mechanisms. In order to evaluate the accuracy of the proposed model for beams and columns, the results gained by the nonlinear analysis were compared with the experimental results, which revealed a good agreement of the results predicted by the proposed model with those of experiments. Furthermore, the proposed model was assessed at the structural level in terms of performance, and to do so, an RC frame was investigated in two different modes: a) analysis using the proposed model considering shear effects and b) analysis based on the proposed model ignoring shear effects in the members. The obtained results suggest the importance of taking the effect of shear into account in predicting the nonlinear behavior of frames by the proposed model which may present an alternative to common methods.

ARTICLE INFO

Received: 04/09/2017

Revised: 19/11/2017

Accepted: 23/11/2017

Keywords:

Analytical model,
Non-linear static (pushover) analysis,
Shear effect,
Shear failure,
SAP2000 software,
RC structures

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.97117.1313

*Corresponding author: mehdi.nematzadeh
Email address: m.nematzadeh@umz.ac.ir

۱- مقدمه

سازه‌های بتن مسلح در هنگام رخدادهای لرزه‌ای مانند زلزله، ممکن است آسیب‌پذیری لرزه‌ای شدیدی داشته باشند. ظرفیت برشی ناکافی ستون‌ها می‌تواند یکی از خطرناک‌ترین کمبودهای این نوع سازه‌ها باشد که آنها را در برابر زلزله آسیب‌پذیر می‌کند. مطالعات آزمایشگاهی و تحلیلی [۱-۱۱] و همچنین مشاهدات پس از زلزله نشان می‌دهند که حالت شکست برای ستون‌های بتن مسلح در سازه‌هایی که آرماتورهای عرضی کافی و یا اجرای مناسبی نداشته‌اند، ممکن است به صورت شکست برشی و شکست محوری رخ دهد. علاوه بر این، مطالعات آزمایشگاهی (انگ و همکاران^۱ [۱۲]، اسپچیم و موهل^۲ [۱۳]، ونگ و همکاران^۳ [۱۴]، هو و پام^۴ [۱۵]، لی و واتاناب^۵ [۱۶]، مورتی و تاسیوس^۶ [۱۷] و مولاپودی و ایوب^۷ [۱۸]) نشان دادند که ظرفیت برشی ستون‌ها به طور قابل توجهی وابسته به تغییرشکل خمشی می‌باشد. به منظور محاسبه‌ی کاهش ظرفیت برشی اعضای بتن مسلح، چندین مدل ارائه شده است؛ راهنمای طراحی لرزه‌ای ATC^۸ [۱۹] مدلی برای توصیف اثر متقابل بین ظرفیت برشی و تقاضای تغییرشکل ارائه داده است. پرستلی و همکاران^۹ [۲۰] مدلی برشی با در نظر گرفتن مقاومت برشی که توسط بتن، آرماتورهای عرضی و بار محوری ایجاد شده است را برای ستون‌های بتن مسلح ارائه دادند. همچنین مدلی جدید برای پیش‌بینی ظرفیت برشی ستون بر اساس نتایج تئوری و آزمایشگاهی توسط سزن و موهل^{۱۰} [۲۱] پیشنهاد شد؛ بر اساس این مدل، سهم ظرفیت برشی بتن، وابسته به میزان تقاضای تغییرشکل می‌باشد. با توجه به معیار گسیختگی مصالح بتنی، پارک و همکاران^{۱۱} [۲۲] مدلی عددی برای تخمین ظرفیت برشی تیرهای بلند و باریک بدون آرماتورهای عرضی ارائه دادند. در مدل مذکور، از آنجا که توزیع تنش نرمال با توجه به تغییرشکل خمشی غیرخطی تیر تغییر می‌کند، ظرفیت برشی به عنوان تابعی از تغییرشکل خمشی محاسبه شده است. پارک و همکاران [۲۳] با استفاده از روشی مشابه، به پیش‌بینی افت ظرفیت برشی و ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن مسلح بلند و باریک تحت بارگذاری جانبی چرخه‌ای پرداختند.

در این مطالعه، به منظور در نظر گرفتن اثر برش در تحلیل رفتار اعضا، مدلی عددی که در آن رفتار غیرخطی اعضا با فنر چرخشی شبیه‌سازی شده پیشنهاد گردیده است. از آنجایی که ظرفیت برشی عضوی بتنی تابعی از تغییرشکل خمشی آن می‌باشد، از این رو فنر چرخشی مذکور با هدف در نظر گرفتن اندرکنش بین ظرفیت برشی و خمشی در تحلیل غیرخطی اعضا و همچنین سازه در نظر گرفته شده است. در بررسی خواص فنر چرخشی، رفتار برشی اعضا بر اساس مکانیزم شکست مصالح محاسبه شده است. علاوه بر این، با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثر برش و بار دیگر بدون در نظر گرفتن اثر برش قبلی بتن مسلح تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش‌آور) گردیده و اثر برش روی سطح عملکرد سازه، الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مطابق با نقطه‌ی عملکرد و همچنین نسبت جابجایی طبقات به یکدیگر (دریفت) در حداکثر تغییرشکل جانبی مورد بررسی قرار گرفته است.

۲- رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح

در این بخش، رفتار غیرخطی تیرها و ستون‌های بتن مسلح تعیین می‌شود. در ارزیابی مقاطع سازه‌ای، برای تجزیه و تحلیل مقاطع بتن مسلح، روندی محاسباتی برای تحلیل مقاطع اعضا و تعیین رابطه‌ی لنگر - انحنا مورد نیاز می‌باشد. قبل از انجام چنین تحلیلی، باید ویژگی‌های تنش - کرنش مصالح مشخص شود. در این مقاله، برای نمودار تنش - کرنش آرماتورهای طولی و عرضی، مدلی کاملاً الاستو پلاستیک با لحاظ سخت‌شدگی مجدد فولاد در نظر گرفته شده است.

¹ Ang et al.

² Aschheim and Moehle

³ Wong et al.

⁴ Ho and Pam

⁵ Lee and Watanabe

⁶ Moretti and Tassios

⁷ Mullapudi and Ayoub

⁸ Applied Technology Council

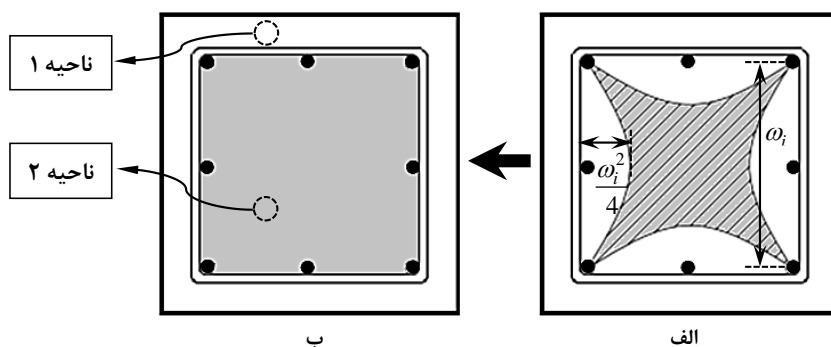
⁹ Priestley et al.

¹⁰ Sezen and Moehle

¹¹ Park et al.

۲-۱- رفتار غیر خطی بتن محصور شده و محصور نشده توسط آرماتورهای عرضی

در این بخش نحوه محاسبه رابطه تنش - کرنش مقاطع بتن مسلح تحت بارهای محوری در مدل پیشنهادی ارائه می شود. شکل ۱- الف نواحی از مقطع عضو که در معرض فشار محصورشدگی از جانب آرماتورهای عرضی می باشند را نشان می دهد. همچنین بر اساس مطالعه مندر و همکاران [۲۴]، بتن در مقطع عضو به دو ناحیه ۱- پوشش بتنی و ۲- ناحیه محصور شده توسط آرماتورهای عرضی قابل تقسیم می باشد (شکل ۲- ب).



شکل ۱: الف- مناطق محصور شده توسط آرماتورهای عرضی ب- نواحی مقطع عضو بتن مسلح بر اساس مندر و همکاران [۲۴]

در این مطالعه، برای ناحیه ۱ مدل بتن غیر محصور ارائه شده توسط مندر و همکاران [۲۴] در نظر گرفته شده است. در ناحیه ۲ از مدل بتن محصور ارائه شده توسط مندر و همکاران [۲۴] به منظور محاسبه تاثیر محصورشدگی روی نمودار تنش - کرنش با اعمال تغییراتی تعیین شده است که به شرح زیر می باشد:

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x r} \quad (1)$$

که در آن:

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cc}} \quad (2)$$

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}} \quad (3)$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\varepsilon_{cc}} \quad (4)$$

E_s و E_{sec} به ترتیب مدول الاستیسیته و مدول الاستیسیته مماسی بتن می باشند. بر اساس روابط فوق، حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور شده توسط آرماتورهای عرضی (f'_{cc})، و کرنش نظیر آن (ε_{cc})، در مدل مذکور به صورت زیر محاسبه می شود:

$$f'_{cc} = \alpha_1 \alpha_2 f'_c \quad (5)$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_c} - 1 \right) \right] \quad (6)$$

در این روابط f'_c حداکثر مقاومت فشاری بتن محصور نشده و ε_{c0} کرنش نظیر آن می باشد. همچنین α_1 در رابطه (۵)، به صورت زیر قابل محاسبه است [۲۴]:

$$\alpha_1 = \left(2.254 \sqrt{1 + \frac{7.94 F_L}{f'_c}} - 2 \frac{F_L}{f'_c} - 1.254 \right) \quad (7)$$

¹² Mander et al.

α_2 بر اساس مطالعه‌ی ونگ و رسترپو^{۱۳} [۲۵] به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\alpha_2 = \left(1.4 \frac{f_l}{F_l} - 0.6 \left(\frac{f_l}{F_l} \right)^2 - 0.8 \right) \sqrt{\frac{F_l}{f_c'}} + 1 \quad (8)$$

در روابط بالا f_l و F_l به ترتیب حداقل و حداکثر فشار محصورشدگی جانبی مؤثر بوده و به صورت زیر محاسبه می‌شوند:

$$f_l = \min(f_{l,sx}, f_{l,sy}) \quad (9)$$

$$F_l = \max(f_{l,sx}, f_{l,sy}) \quad (10)$$

که در آن:

$$f_{l,sx} = k_e \rho_x f_{sy} \quad (11)$$

$$f_{l,sy} = k_e \rho_y f_{sy} \quad (12)$$

در این روابط $f_{l,sx}$ و $f_{l,sy}$ فشار محصورشدگی جانبی مؤثر ناشی از آرماتورهای عرضی در جهت افقی و عمودی مقطع، ρ_x و ρ_y به ترتیب درصد حجمی آرماتورهای عرضی در جهت x و y مقطع و f_{sy} تنش تسلیم آرماتورهای عرضی می‌باشند. k_e ضریب تاثیر محصورشدگی آرماتورهای عرضی است و به صورت زیر محاسبه می‌شود [۲۴]:

$$k_e = k_{et} k_{el} \quad (13)$$

$$k_{et} = 1 - \left(\frac{\sum \omega_i^2}{6 b_w h_w} \right) \quad (14)$$

$$k_{el} = \left(1 - \frac{s'}{2b_w} \right) \left(1 - \frac{s'}{2h_w} \right) \quad (15)$$

h_w و b_w به ترتیب طول ساق آرماتور عرضی در جهت x و y بوده و w_i در شکل ۱- الف نشان داده شده است. همچنین حداکثر کرنش بتن محصور شده (ϵ_{cu})، با استفاده از مطالعه‌ی پریستلی و همکاران [۲۶] به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$\epsilon_{cu} = 0.004 + \frac{1.4(\rho_x + \rho_y) f_{sy} \epsilon_{su}}{f'_{cc}} \quad (16)$$

در این روابط ϵ_{su} کرنش مطابق با تنش نهایی آرماتور عرضی است. بنابراین با استفاده از روابط بالا، رابطه‌ی تنش - کرنش بتن محصور شده توسط آرماتورهای عرضی تعیین می‌شود. با توجه به رابطه‌ی (۱)، خصوصیات تنش - کرنش بتن محصور شده توسط آرماتورهای عرضی وابسته به مقدار حداکثر مقاومت فشاری آن (f'_{cc}) می‌باشد و این پارامتر نیز تابعی از مقدار تنش جانبی محصور کننده از جانب آرماتورهای عرضی (روابط (۱۱) و (۱۲)) است. اما به دلیل احتمال عدم جاری شدن آرماتورهای عرضی مقطع تحت بارهای لرزه‌ای و نرسیدن مقدار تنش آن به تنش تسلیم (f_{sy})؛ در این مطالعه، فشار جانبی مطابق با حداکثر مقاومت فشاری بتن با روندی گام به گام به صورت زیر تعیین شده است:

۱- فرض مقداری برای کرنش محوری بتن (ϵ_a).

۲- تبدیل کرنش محوری بتن به کرنش عرضی در آرماتورهای عرضی (ϵ_l)، با فرض ضریب پواسون ۰/۵ [۲۵]:

$$\epsilon_l = 0.5 \times \epsilon_a \quad (17)$$

۳- تعیین مقدار تنش در آرماتورهای عرضی (f_{ss}) از طریق روابط زیر:

$$f_{ss} = E_s \times \epsilon_l \quad \epsilon_l \leq \epsilon_{sy} \quad (18)$$

¹³ Wang and Restrepo

$$f_{ss} = f_{sy} \quad \varepsilon_l > \varepsilon_{sy} \quad (19)$$

که در روابط فوق، E_s و ε_{sy} به ترتیب کرنش تسلیم و مدول الاستیسیته آرماتورهای عرضی می‌باشند.

۴- محاسبه‌ی فشار جانبی حاصل از آرماتورهای عرضی به بتن از طریق روابط (۱۱) و (۱۲).

۵- محاسبه‌ی حداکثر مقاومت فشاری بتن (f'_{cc}) از طریق رابطه‌ی (۵).

۶- محاسبه‌ی کرنش محوری بتن (ε_{cc}) مطابق با حداکثر مقاومت فشاری آن از طریق رابطه‌ی (۶).

۷- مقایسه‌ی کرنش محوری فرض شده در گام ۱ با کرنش محوری محاسبه شده از گام ۶.

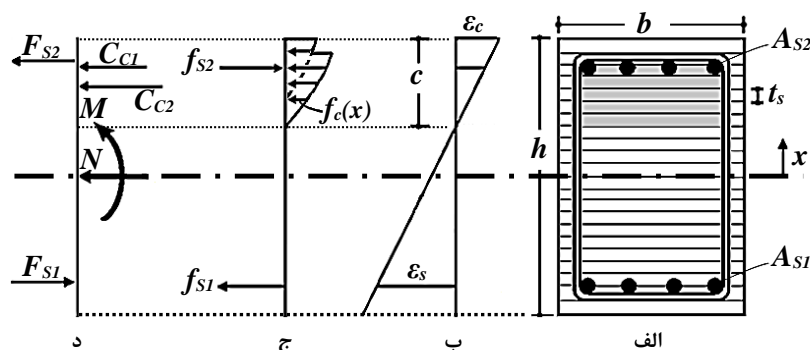
در صورتیکه کرنش محوری فرض شده در گام نخست نزدیک به مقدار بدست آمده از گام ۶ باشد، با استفاده از حداکثر مقاومت

فشاری بتن در گام ۵ و کرنش محوری نظیر این تنش در گام ۶، خصوصیات بتن از طریق رابطه‌ی (۱) قابل محاسبه می‌باشد. در غیر این صورت مقدار جدیدی در گام ۱ فرض شده و مراحل بالا تکرار می‌شوند.

۲-۲- رفتار خمشی

در این بخش نحوه‌ی محاسبه‌ی رفتار خمشی در اعضای بتن مسلح شرح داده می‌شود. هنگامی که رابطه‌ی تنش - کرنش بتن در

نواحی مختلف تعیین شد، رابطه‌ی لنگر - انحنای عضو بر اساس آنالیز فایبر مقطع (المان‌های نواری) بدست می‌آید. شکل ۲ تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح را به صورت شماتیک نشان می‌دهد. C_{C1} و C_{C2} به ترتیب نیروی فشاری سهم بتن پوشش و بتن محصور شده توسط آرماتور عرضی مقطع می‌باشند. سایر متغیرها در شکل توصیف شده‌اند.



شکل ۲: تحلیل فایبر مقطع عضو بتن مسلح. الف- مقطع. ب- توزیع کرنش‌ها. ج- توزیع تنش‌ها. د- توزیع نیروهای فشاری و کششی.

روند گام به گام تحلیل لنگر - انحنای عضو در زیر به طور مختصر توضیح داده شده است:

۱- فرض مقداری برای کرنش بتن در بالاترین تار مقطع (ε_c). توجه شود که در ابتدا معمولاً این مقدار برابر صفر فرض می‌شود.

۲- فرض مقداری برای تار خنثی (C).

۳- محاسبه کل نیروهای فشاری در بتن و نیروهای کششی و فشاری آرماتورهای طولی:

$$C_C = C_{C1} + C_{C2} = \sum f_c(x) b t_s \quad (20)$$

$$F_{si} = \sum f_{si} A_{si} \quad (21)$$

۴- کنترل تعادل نیروی در مقطع با استفاده از رابطه‌ی زیر. در صورتیکه مقدار $C_C + F_{si}$ نزدیک به مقدار نیروی محوری (N) باشد،

مقدار فرض شده برای تار خنثی (C) در گام ۲ صحیح می‌باشد. در غیر این صورت مقدار جدیدی برای تار خنثی باید فرض شود.

$$C_C + F_{si} - N = 0 \quad (22)$$

۵- محاسبه لنگر خمشی با استفاده از رابطه‌ی زیر:

$$M_f = \sum f_c(x) b t_s x_i + \sum F_{si} \left(\frac{h}{2} - d_i \right) \quad (23)$$

۶- محاسبه انحنای عضو با استفاده از رابطه‌ی زیر:

$$\varphi_i = \frac{\varepsilon_c}{C} \quad (24)$$

۷- فرض مقداری بزرگتر از قبل برای کرنش بتن در بالاترین تار مقطع و تکرار روند فوق. این تکرار تا زمانیکه حداقل یکی از شروط نهایی ارضا شود ادامه می‌یابد (شرایط نهایی در بخش ۳ شرح داده می‌شود).

۸- تعیین رابطه‌ی لنگر - انحنا.

با استفاده از روند بالا رابطه‌ی لنگر - انحنا عضو بتن مسلح محاسبه می‌شود. برای اختصاص رابطه‌ی مذکور به اعضای بتن مسلح از روش مفصل پلاستیک که توسط پرستلی و همکاران [۲۷] ارائه شد، استفاده شده است. بر اساس روش مذکور، چرخش عضو بتنی (θ_i) مطابق با هر سطح انحنا (φ_i)، با روش لنگر سطح قابل تعیین می‌باشد؛ با فرض اینکه رفتار تیرها یا ستون‌ها در سازه به صورت عضوی طره‌ای باشند، دوران عضو بتنی در هر سطح انحنا به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$\theta_i = \frac{\varphi_i L_{eff}}{2} \quad \varphi_i < \varphi_y \quad (25)$$

$$\theta_i = \frac{\varphi_y L_{eff}}{2} + (\varphi_i - \varphi_y) L_p \quad \varphi_i \geq \varphi_y \quad (26)$$

که در آن:

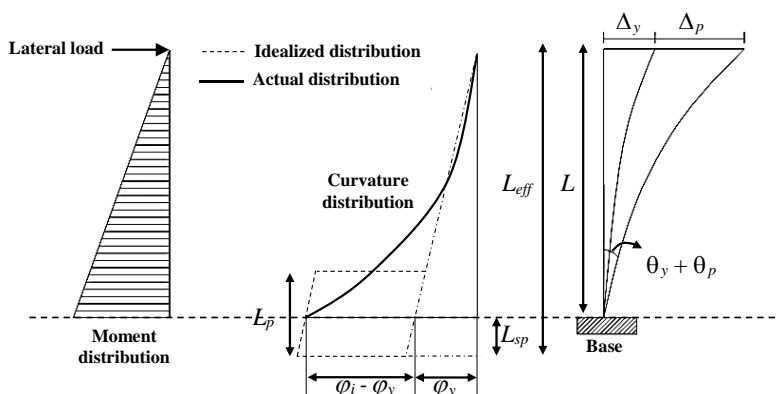
$$\theta_y = \frac{\varphi_y L_{eff}}{2} \quad (27)$$

$$L_{eff} = L + L_{sp} \quad (28)$$

$$L_{sp} = 0.022 f_s d_b \quad f_s \leq f_y \quad (29)$$

$$L_p = \left(1 - \frac{M_y}{M_u}\right) L + L_{sp} \quad (30)$$

برای بدست آوردن میزان جابجایی اعضای بتنی، پرستلی و همکاران [۲۶] توزیع انحنای واقعی در عضو بتنی را به توزیع انحنای معادل مطابق با شکل ۳ تبدیل کردند.



شکل ۳: تغییر شکل پلاستیک و توزیع انحنا در طره‌ی بتن مسلح

φ_y انحنای تسلیم در مقطع عضو را نشان می‌دهد. f_y و d_b به ترتیب قطر و تنش تسلیم آرماتورهای کششی مقطع می‌باشند. لنگر تسلیم و نهایی به ترتیب توسط M_y و M_u نشان داده می‌شوند. L_{sp} معادل با طول کرنش نفوذی^{۱۴} و L_p طول مفصل پلاستیک عضو می‌باشند که در شکل ۳ نشان داده شده‌اند. L فاصله بین لنگر حداکثر و صفر در اعضای سازه می‌باشد. به منظور سادگی، L برابر با نصف طول دهانه محاسبه می‌شود؛ اما در این مطالعه، بر اساس توزیع لنگر در سطح سازه، مقدار L با استفاده از تحلیل پوش‌آور اولیه

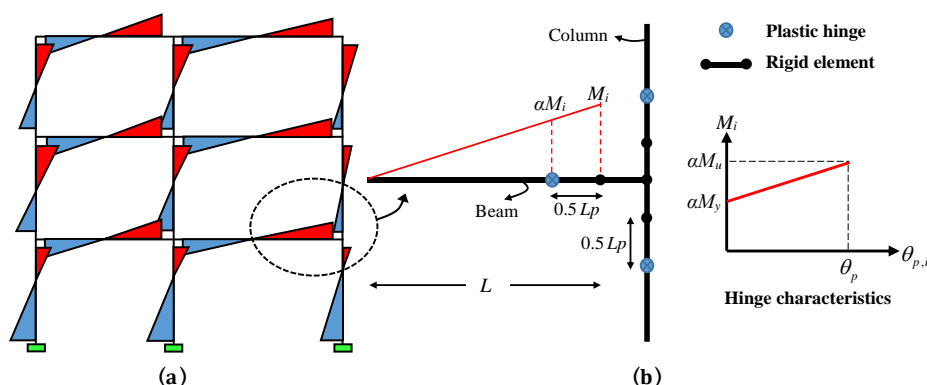
¹⁴ Strain penetration length

محاسبه شده است. با توجه به شکل ۴-ا همانطور که مشاهده می‌شود و همچنین با توجه به روابط (۲۵ تا ۳۰)، با فرض نصف طول دهانه برای L ، نتایج وابسته به L به درستی قابل تعیین نمی‌باشد.

تحت بار لرزه‌ای در اعضای سازه، حداکثر لنگر در انتهای عضو تشکیل می‌شود؛ اما از طرف دیگر، بر اساس رویکرد مفاصل گسسته، رفتار پلاستیک عموماً در فاصله‌ی $0.5L_p$ از وجه اتصال انتهای عضو، تعریف می‌شود. برای اینکه مفصل پلاستیک رفتار مناسب‌تری از عضو را شبیه‌سازی کند، ضریب اصلاح α به مقادیر لنگر حاصل از تحلیل لنگر - انحنا اختصاص داده شده است که به صورت زیر قابل محاسبه می‌باشد (شکل ۴-ب).

$$\alpha = 1 - \frac{L_p}{2L} \quad (31)$$

بنابراین با استفاده از ضریب مزبور هنگامی که لنگر در انتهای عضو به مقادیر تسلیم (M_y) می‌رسد، مفصل پلاستیک که در نقطه‌ای به فاصله‌ی $0.5L_p$ با یک فنر چرخشی مدل شده است رفتار پلاستیک از خود نشان می‌دهد و هنگامی که لنگر به حداکثر مقدار خود (M_u) در انتهای عضو برسد، چرخش پلاستیک در فنر چرخشی به مقدار θ_p می‌رسد. با توجه به بحث فوق، می‌توان ذکر کرد که مفصل پلاستیک در حالت اصلاح شده، رابطه‌ی لنگر - دوران بدست آمده از تحلیل لنگر - انحنا در سطح عضو را به درستی در سطح سازه شبیه‌سازی می‌کند. در صورتی که ضریب α مطابق با فرضیات مطالعات گذشته برابر ۱ باشد، مفصل پلاستیک اختصاص داده شده به عضو به سمت نتایج گمراه کننده میل می‌کند. در شکل ۴، توزیع لنگر خمشی در اعضای سازه تحت بار جانبی و محل قرارگیری مفاصل پلاستیک در اتصال تیر - ستون نشان داده شده است.



شکل ۴: a- توزیع لنگر خمشی در اعضای سازه تحت بار جانبی؛ b- محل قرارگیری مفاصل پلاستیک در اتصال تیر- ستون خارجی

در حین بارگذاری لرزه‌ای، سختی خمشی اولیه اعضای خمشی کاهش می‌یابد. بنابراین در تحلیل غیرخطی اعضای بتنی، سختی خمشی مؤثر^{۱۵} در سراسر عضو باید استفاده شود. شیب منحنی لنگر - انحنا قبل از رسیدن به لنگر تسلیم به عنوان سختی خمشی مؤثر در تحلیل غیرخطی اعضای بتنی مورد استفاده قرار می‌گیرد که توسط رابطه‌ی زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$E_c I_{eff} = \frac{M_y}{\phi_y} \quad (32)$$

روند بالا، رفتار خمشی غیرخطی عضو بتنی تعیین می‌شود. M_y ، E_c و I_{eff} به ترتیب لنگر تسلیم، مدول الاستیسیته‌ی بتن و ممان اینرسی مؤثر مقطع عضو می‌باشند. بنابراین با استفاده از

¹⁵ Effective lateral stiffness

۲-۳- رفتار برشی

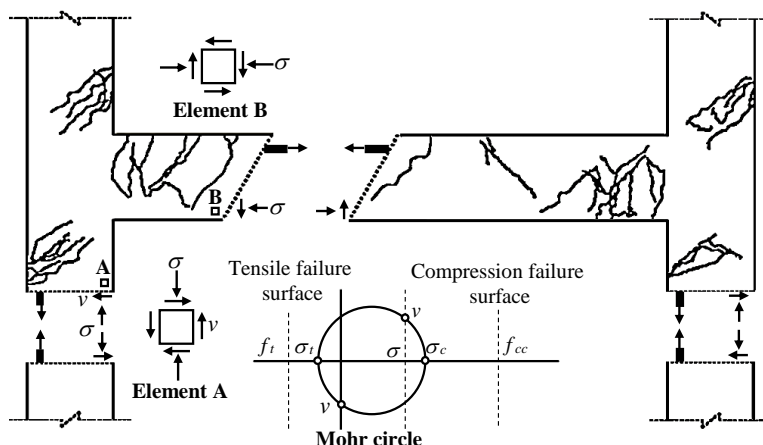
ظرفیت برشی ناکافی تیرها و ستون‌ها در سازه‌های بتنی می‌تواند رفتار اعضا را به سمت مکانیزم شکست برشی ترد سوق دهد و همچنین به علت وقوع ترک‌های برشی در اعضا و کاهش ظرفیت محوری مقطع، شکست محوری در اعضای تحت نیروی محوری ایجاد کند و باعث افزایش آسیب پذیری سازه در مقابل زلزله شود [۷-۱۱]. همچنین افزایش تغییرشکل‌های خمشی از طریق ایجاد ترک‌های مورب کششی^{۱۶} در طول عضو، می‌تواند در صورت طراحی نامناسب شکست‌های برشی یا خمشی - برشی^{۱۷} را به دنبال داشته باشد. بنابراین در نظر گرفتن اثرات مکانیزم برشی به عنوان تابعی از تغییرشکل‌های خمشی در تحلیل‌های غیرخطی اعضا و سازه‌های بتن مسلح ضروری به نظر می‌رسد. در مطالعه‌ی حاضر، مدلی عددی برای محاسبه‌ی ظرفیت برشی بتن مسلح بر اساس مطالعه‌ی پارک و همکاران [۲۳] و شایان‌فر و اکبرزاده [۲۸] ارائه شده است.

با توجه به نظریه‌ی دایره‌ی مور، تنش‌های اصلی فشاری (σ_c) و کششی (σ_t) در هر المانی از مقطع عضو بتن مسلح (نشان داده شده در شکل ۵ [۲۸]) به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{2} + \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + v^2} \leq f_{cc} \quad (33)$$

$$\sigma_t = \frac{\sigma}{2} - \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + v^2} \leq f_t \quad (34)$$

که در آن σ و v به ترتیب تنش‌های برشی و نرمال در المان مورد بررسی مقطع می‌باشند. f_t و f_{cc} به ترتیب سطوح شکست فشاری و کششی هستند که بر اساس مدل پارک و همکاران [۲۲] و [۲۳] و معیارهای شکست رنگین (چن^{۱۸} [۲۹]) انتخاب شده‌اند. بر اساس مطالعات مگگور و همکاران^{۱۹} [۳۰] به صورت $0.292\sqrt{f'_c}$ در نظر گرفته شده است.



شکل ۵: معیارهای شکست رنگین (چن [۲۹]) برای بتن. [۲۸]

همچنین ظرفیت تنش برشی به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$v_c(y_i) = \sqrt{f_{cc} [f_{cc} - \sigma(y_i)]} \quad (35)$$

¹⁶ Diagonal tensile cracks

¹⁷ Flexural - shear failure

¹⁸ Chen

¹⁹ MacGregor et al.

$$v_t(y_i) = \sqrt{f_t [f_t + \sigma(y_i)]} \quad (36)$$

که در آن y_i فاصله‌ی هر المان نواری مقطع از محور تار خنثی است. همچنین ظرفیت تنش برشی حاکم ($v(y_i)$)، مقدار کوچکتر از بین $v_t(y_i)$ و $v_c(y_i)$ در نظر گرفته می‌شود. بنابراین، برای هر مقدار از محور تار خنثی، مقاومت برشی عضو بتن مسلح با توجه به سهم بتن و آرماتورهای عرضی را می‌توان به صورت زیر تعیین نمود:

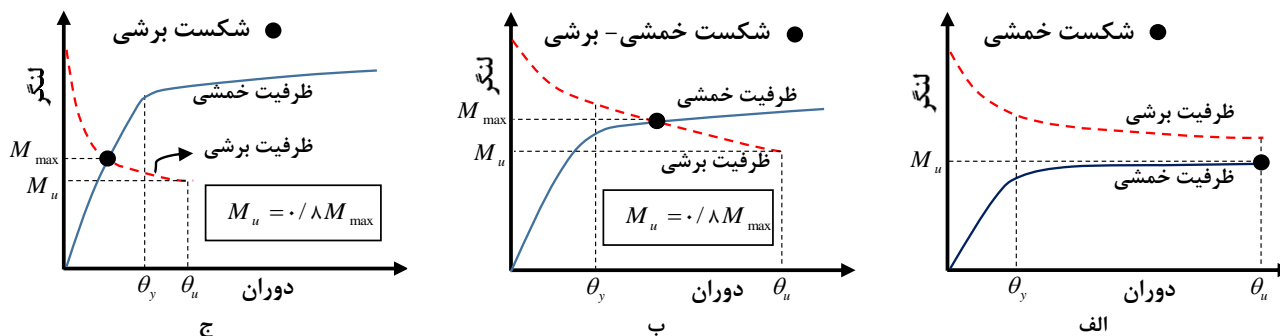
$$V_n = \sum v(y_i) \times b \times t_y + \frac{A_{sv} f_{sv} d_s}{s} \quad (37)$$

که در آن b و t_y ضخامت المان نواری مقطع در جهت افقی و عمودی را تعریف می‌کنند؛ همچنین s فاصله‌ی مرکز به مرکز آرماتورهای عرضی همجوار در طول عضو بتنی می‌باشد. لازم به ذکر است که مقاومت برشی در طول عضو ثابت نمی‌باشد و همچنین به دلیل تغییر محور تار خنثی در طول عضو، لنگر خمشی نیز غیریکنواخت است. بر این اساس، اثر برش بر رفتار عضو باید در تمامی قسمت‌های محتمل به وجود مقطع بحرانی مورد ارزیابی قرار گیرد. از این رو، شکست برشی در قسمت‌های بحرانی که کمترین مقاومت برشی را دارند رخ می‌دهد. به عبارت دیگر، اولین مقطعی که در آن مقاومت برشی برابر ظرفیت خمشی باشد را می‌توان به عنوان مقطع بحرانی حقیقی در نظر گرفت. برای عضوی طره‌ای، با توجه به اینکه در این قسمت‌ها، مقاومت برشی به دلیل جاری شدن لنگر خمشی و توزیع یکنواخت تقاضای برشی در امتداد طول عضو کاهش می‌یابد، مقطع بحرانی در محل لنگر حداکثر عضو می‌باشد که توسط مطالعات آزمایشگاهی ژائو و اسمائیلی^{۲۰} [۳۱]، ماتاماروس و سوزن^{۲۱} [۳۲] و لیمن و همکاران^{۲۲} [۳۳] مورد تایید قرار گرفت.

برای تعریف مفصل پلاستیک اعضای بتنی با در نظر گرفتن اثرات برش، این اثر با تعریف مفهومی جدید به نام لنگر معادل برشی در منحنی لنگر - دوران عضو اعمال می‌شود. لنگر معادل برشی تیر به عنوان تابعی از شکل پذیری دورانی^{۲۳} با استفاده از رابطه‌ی زیر قابل محاسبه می‌باشد:

$$M_v = V_n \times L \quad (38)$$

بنابراین با استفاده از این رویکرد، اثرات برش را می‌توان به منحنی لنگر خمشی - دوران اعضا اعمال کرد. شکل ۶ اندرکنش بین رفتار خمشی و برشی در اعضای بتنی را نشان می‌دهد. همانطور که در شکل مشاهده می‌شود، ظرفیت برشی تابعی از دوران عضو بوده، به طوریکه با افزایش دوران ظرفیت برشی کاهش می‌یابد. همچنین، برای تیرها و ستون‌های بتنی، سه رفتار مختلف شامل رفتار خمشی، خمشی - برشی و برشی توسط مقایسه ظرفیت برشی و خمشی عضو قابل تعیین می‌باشد. در نتیجه با استفاده از روند ذکر شده، اثرات برش در اعضای بتن مسلح را می‌توان توسط مفصل یا فنر چرخشی در نظر گرفت.



شکل ۶: اندرکنش بین رفتار خمشی و برشی الف- شکست خمشی ب- شکست خمشی- برشی ج- شکست برشی

²⁰ Xiao et al.

²¹ Matamoros and Sozen

²² Lehman et al.

²³ Rotation Ductility

۳- شرایط نهایی

در این بخش، معیارهای مختلف در نظر گرفته شده در تعریف شرایط نهایی تحلیل مقطع توضیح داده می‌شود. در مقاله‌ی حاضر، شرایط نهایی در تحلیل لنگر - انحنا بر اساس وقوع یکی از معیارهای زیر تعریف می‌شود.

- (۱) کرنش بتن در مناطق محصور شده بیش از کرنش فشاری بتن نهایی باشد؛
- (۲) کرنش کششی در آرماتور طولی بیش از کرنش نهایی فولاد باشد؛
- (۳) در صورت شکست خمشی، کاهش ۲۰ درصدی در ظرفیت خمشی اعضا رخ می‌دهد؛
- (۴) در صورت شکست برشی، مطابق با ویلیامز و سکر اسمیت^{۲۴} [۳۴] و پارک و همکاران [۲۳]، ظرفیت تغییر شکل را مطابق با ۸۰ درصد حداکثر مقاومت نقطه‌ی برخورد منحنی تقاضا و ظرفیت برشی می‌باشد.
- (۵) در نهایت، هنگامیکه چرخش پلاستیک عضو از چرخش پلاستیک مطابق با شروع مکانیزم کمانش در آرماتورهای طولی (θ_{p_bb}) تجاوز نماید. بر اساس مدل بری و ابراهارد [۳۵]، چرخش پلاستیکی در محدوده کمانش آرماتورهای طولی (θ_{p_bb}) به صورت زیر قابل تعیین می‌باشد (همچنین توسط نیرومندی و همکاران^{۲۵} [۳۶] قابلیت اتکا به این رابطه تایید شد):

$$\theta_{p_bb} = C_0 (1 + C_1 \rho_{eff}) \left(1 + C_2 \frac{N}{A_g f'_c} \right)^{-1} \left(1 + C_3 \frac{L}{h} + C_4 \frac{f_y d_b}{h} \right) \quad (39)$$

که در آن A_g مساحت کل مقطع، d_b قطر آرماتور طولی کششی، ضرایب C_0, C_1, C_2, C_3, C_4 به ترتیب معادل با ۰/۰۱۹، ۱/۶۵، ۱/۷۹۷، ۰/۰۱۲ و ۰/۰۷۲ در نظر گرفته شدند و N بار محوری اعمال شده روی عضو بتن مسلح می‌باشد. همچنین نسبت محصورشدگی موثر مقطع که به صورت زیر محاسبه می‌شود:

$$\rho_{eff} = \frac{f_{sy}}{f'_c} \rho_s \quad (40)$$

ρ_s نشان دهنده‌ی نسبت حجمی آرماتور عرضی می‌باشد.

۴- صحت سنجی

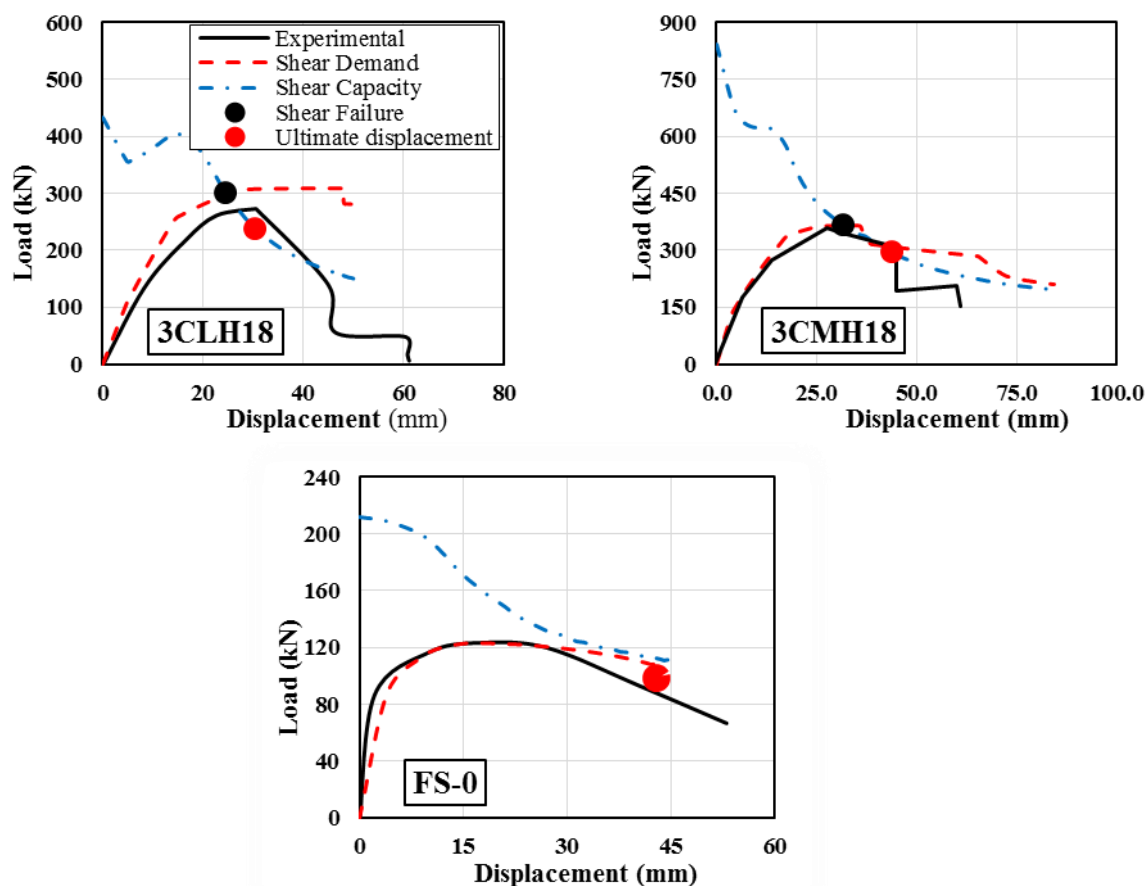
به منظور بررسی مدل تحلیلی ارائه شده در پیش‌بینی مقاومت برشی، نتایج بدست آمده از مدل پیشنهادی با داده‌های آزمایشگاهی لین^{۲۶} [۲] و تروونگ و همکاران^{۲۷} [۳۷] مقایسه شد. لازم به ذکر می‌باشد که برای تعیین نمودار بار - تغییر مکان از روش لنگر سطح بر اساس رویکرد مفاصل پلاستیک گسسته [۲۷] استفاده شده است. در شکل ۷ نتایج حاصل از نمونه‌های آزمایشگاهی با رابطه‌ی نیروی برشی - جابجایی به دست آمده از روش تحلیلی پیشنهادی مقایسه شده است. همانطور که دیده می‌شود، می‌توان گفت که روش تحلیلی ارائه شده در مطالعه‌ی حاضر، حداکثر مقاومت را می‌تواند به درستی پیش‌بینی کند.

²⁴ Willams and Sexsmith

²⁵ Niroomandi et al.

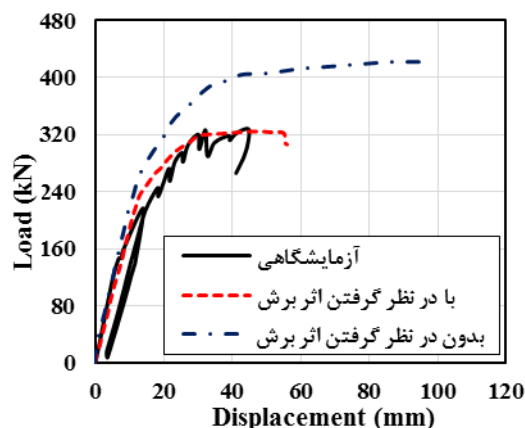
²⁶ Lynn

²⁷ Truong et al.



شکل ۷: مقایسه نتایج آزمایشگاهی لین [۲] و تروونگ و همکاران [۲۷] با رابطه‌ی نیروی برشی - جابجایی حاصل از مدل جاری

به منظور ارزیابی عملکرد مدل‌های پیشنهادی برای تیرها و ستون‌ها در سطح سازه، قابی که توسط دونگ و همکاران [۳۸] آزمایش شده انتخاب می‌شود. مد شکست غالب گزارش شده برای این قاب، به صورت شکست برشی در اعضا می‌باشد. به منظور ارزیابی مناسب تر مدل پیشنهادی در تعریف مفاصل پلاستیک، قاب مذکور به دو صورت: (۱) تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش (۲) تحلیل بر اساس مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش تحلیل شده است. شکل ۸ مقایسه نتایج حاصل از تحلیل‌های عددی و آزمایشگاهی را نشان می‌دهد؛ هنگامیکه مفاصل پلاستیک بر اساس مدل پیشنهادی برای تیرها و ستون‌ها و با در نظر گرفتن اثرات برش تعریف می‌شوند، تطابق مناسبی را می‌توان بین منحنی‌های بار - تغییرمکان حاصل از تحلیل عددی و آزمایشگاهی مشاهده کرد. در حالیکه با صرف نظر کردن از اثرات برش، تحلیل غیرخطی مقاومت و تغییرشکل نهایی را بیش از ظرفیت گزارش شده توسط مرجع [۳۸] پیش‌بینی می‌کند که کاملاً غیر ایمن می‌باشد.



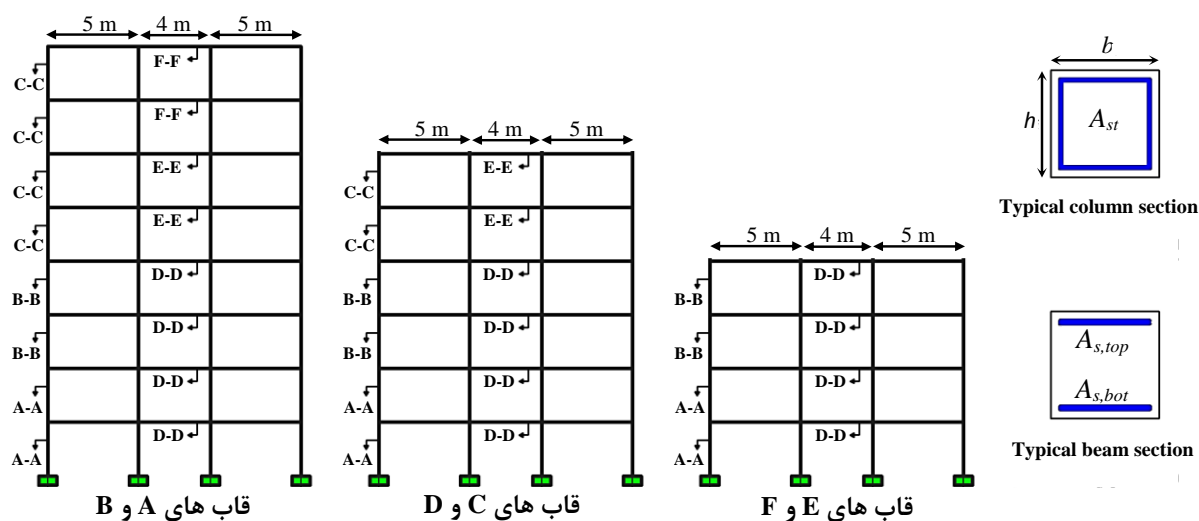
شکل ۸: مقایسه نتایج آزمایش قاب آزمایش شده توسط دونگ و همکاران [۳۸] با رابطه‌ی نیروی جانبی - جابجایی حاصل از مدل جاری

۵- ارزیابی میزان تاثیر برش در رفتار لرزه‌ای سازه

در این بخش، قابی بتن مسلح توسط مدل پیشنهادی یکبار با در نظر گرفتن اثرات برش و بار دیگر با صرف نظر کردن از اثرات برش در آن، تحلیل استاتیکی غیرخطی (پوش آور) شده و اثر آن بر سطح عملکرد، تشکیل مفاصل پلاستیک سازه مطابق با نقطه‌ی عملکرد و همچنین نسبت جابجایی طبقات به یکدیگر (دریفت) در حداکثر تغییرشکل جانبی مورد بررسی قرار گرفت.

۵-۱- مشخصات سازه‌های مورد بررسی

سازه‌های در نظر گرفته شده در این مطالعه، قاب خمشی بتنی ۸، ۶ و ۴ طبقه - ۳ دهانه می‌باشد. از آنجا که در طراحی مطابق با ضوابط طراحی سازه‌های بتنی با شکل پذیری متوسط، فاصله‌ی نزدیک تری برای آرماتورهای عرضی در نواحی بحرانی تیر و ستون پیشنهاد می‌شود، اما در این تحقیق، به منظور بررسی تاثیر برش در رفتار لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه، فاصله‌ی بیشتری برای آرماتورهای عرضی در نظر گرفته شده است. هندسه و جزئیات آرماتورهای طولی در مقطع اعضای قاب‌های مورد مطالعه به ترتیب در شکل ۹ و جدول ۱ نشان داده شده است. مقاومت فشاری بتن در مقاطع اعضا ۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد و مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورها نیز به ترتیب ۴۲۰ و ۶۲۰ مگاپاسکال می‌باشند. مقادیر ۲۰۰ گیگاپاسکال، ۰/۱ و ۰/۲ به ترتیب برای مدول الاستیسیته و کرنش‌های سخت شدگی مجدد و نهایی به منظور تعیین رفتار تنش - کرنش فولاد اختصاص داده شده است. آرماتورهای عرضی با قطر ۸ میلیمتر و در فاصله ۲۰۰ میلیمتر از یکدیگر در نظر گرفته شده‌اند. لازم به ذکر می‌باشد که در طراحی لرزه‌ای قاب‌های مورد مطالعه، ضریب برش پایه با در نظر گرفتن شتاب مینای طرح $0/3g$ (بیان کننده‌ی پهنه با خطر نسبی زیاد) و خاک نوع سه، محاسبه شده است. همچنین بار مرده و زنده طراحی معادل با ۳۰ و ۱۰ کیلونیوتن بر متر در نظر گرفته شد. به منظور جلوگیری از شکست نامطلوب برشی در هسته اتصال تیر - ستون، بر اساس مطالعات شایان فر و اکبرزاده [۳۹] و شایان فر و همکاران [۴۰]، در تمامی طبقات سه لایه آرماتور عرضی در هسته‌ی اتصالات تیر - ستون طراحی شده است.



شکل ۹: هندسه‌ی قاب‌های مورد مطالعه

جدول ۱: جزئیات آرماتورها در مقطع و در طول اعضا در قاب مورد مطالعه

مقطع	b	h	A_{st}	$A_{s,top}$	$A_{s,bot}$
A-A	۶۰۰ ^a	۶۰۰	۲۵φ۱۶	-	-
B-B	۶۰۰	۶۰۰	۱۸φ۱۶	-	-
C-C	۵۰۰	۵۰۰	۱۶φ۱۶	-	-
D-D	۵۰۰	۵۰۰	-	۴φ۲۵	۶φ۲۵
E-E	۵۰۰	۵۰۰	-	۴φ۲۲	۶φ۲۲
F-F	۵۰۰	۵۰۰	-	۳φ۱۸	۶φ۱۸

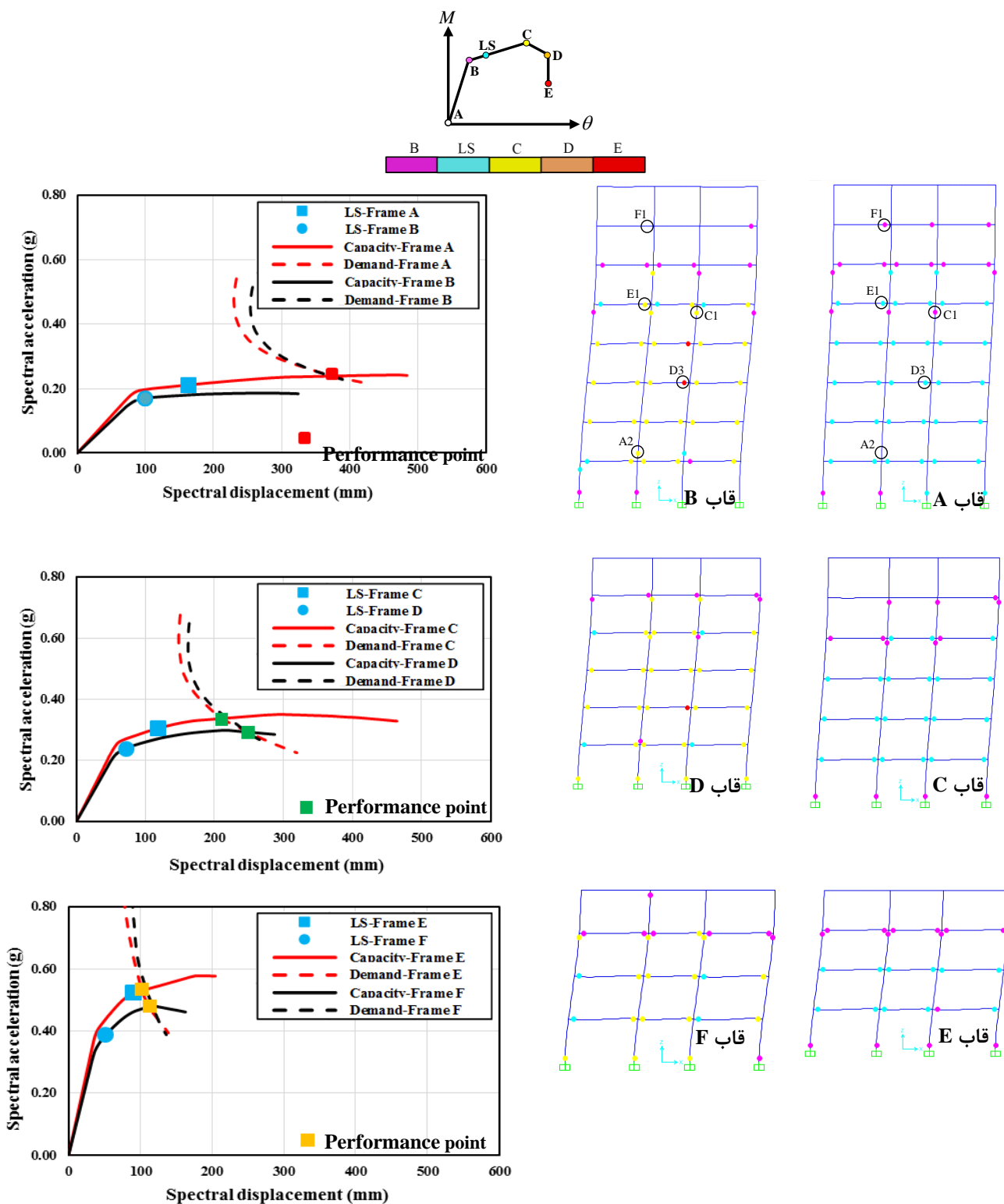
^a تمامی ابعاد بر حسب میلی‌متر می‌باشند

۵-۲- تحلیل غیرخطی قاب‌های بتن مسلح

در این بخش نتایج حاصل از دو تحلیل غیرخطی پوش‌آور مذکور بر روی قاب‌های فوق، مورد بررسی و تحقیق قرار می‌گیرد. بعد از تعریف و اختصاص مفاصل پلاستیک به اعضای سازه، تحلیل غیرخطی با استفاده از نرم افزار SAP2000 [۴۱] انجام شده است؛ همچنین باید توجه شود که بار جانبی وارد شده به قاب‌ها در نرم افزار SAP2000، به صورت بار مثلی تعریف شده است. در ادامه نتایج تحلیل‌های غیرخطی در ترم رفتار عملکردی مورد بحث و بررسی قرار می‌گیرد. لازم به ذکر است که چرخش مطابق با معیار LS^{28} بر اساس مقدار حداقل از بین تعریف آیین‌نامه‌ی FEMA-356 [۴۲] (میزان خرابی در سازه که خسارت‌های جانی وجود نداشته اما اعضای سازه‌ای آسیب می‌بیند) و همچنین چرخشی مطابق با ۰.۹۵٪ نقطه‌ی برخورد ظرفیت برشی و ظرفیت خمشی در هنگام وقوع شکست برشی یا خمشی - برشی اعضا در نظر گرفته شده است.

شکل ۱۰- الف الگوی تشکیل خرابی مطابق با نقطه‌ی عملکرد در دو تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه را با هم مقایسه می‌کند. لازم به ذکر است که قاب‌های A، C و E بر اساس از مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش و قاب‌های B، D و F با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش تحلیل شده‌اند. همانطور که مشاهده می‌شود، در شکل ۱۰- الف اکثر مفاصل پلاستیک تیرهای پنج طبقه‌ی پایین قاب B (غیر از دو مفصل طبقه‌ی اول و سه مفصل طبقه‌ی پنجم) از تراز LS گذشته‌اند و حتی دو مفصل در تیر طبقات سوم و چهارم کاملاً کارایی خود را از دست داده‌اند. همچنین در ستون‌های طبقه‌ی پنجم نیز بعضی از مفاصل پلاستیک ایجاد شده از سطح عملکرد LS گذشته است و مکانیزم شکست طبقه‌ی نرم در آن زیاد می‌باشد؛ در صورتی که در قاب A که با استفاده از مدل پیشنهادی بدون در نظر گرفتن اثرات برش تحلیل شده است هیچ یک از مفاصل پلاستیک از تراز LS عبور نکرده‌اند. همچنین با توجه به مفاصل پلاستیک ایجاد شده در ستون‌های طبقات، امکان مکانیزم شکست طبقه‌ی نرم در هیچ یک از طبقات قاب A وجود ندارد. بنابراین، با توجه به الگوی خرابی قاب‌های B نسبت به A، D نسبت به C و همچنین F نسبت به E می‌توان تاثیر در نظر گرفتن مکانیزم برشی در تحلیل غیرخطی قاب‌ها را مشاهده کرد.

در شکل ۱۰- ب رفتارهای حاصل از دو تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد مطالعه، در ترم عملکرد لرزه‌ای مقایسه شده‌اند. همانطور که ملاحظه می‌شود، در تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش (قاب‌های A، C و E)، نقطه‌ی عملکرد بعد از سطح خرابی LS ایجاد می‌شود. در این حالت، خرابی در سازه به گونه‌ای است که بتوان سازه را با تعمیر اساسی به سطح عملکرد مناسب رساند. اما در قاب B مشاهده می‌شود که ظرفیت سازه حتی به میزان تقاضای لرزه‌ای حاصل از زلزله نرسیده و در پی آن نقطه‌ی عملکردی ایجاد نمی‌شود؛ این پدیده باعث خرابی ناگهانی سازه خواهد شد. همچنین با توجه به شکل ۱۰- ب، قاب‌های D و F که با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش تحلیل شده‌اند، به ترتیب نسبت به قاب‌های C و E از شکل پذیری و جذب انرژی کمتر و فاصله‌ی نقطه‌ی عملکرد تا نقطه‌ی LS بیشتری برخوردارند. همانطور که مشاهده می‌شود، تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش خرابی شدیدتری را برای سازه پیش‌بینی می‌کند. بنابراین تحلیل قاب‌ها با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش به منظور درک مناسب تری از عملکرد لرزه‌ای اجتناب ناپذیر است. همچنین با توجه به شکل ۱۰- ب، مشاهده می‌شود که با کاهش تعداد طبقات سازه نقطه‌ی عملکرد به نقطه‌ی LS نزدیکتر شده و همچنین اختلاف نمودارهای شتاب طیفی - تعییر مکان طیفی قاب‌های B، D و F به ترتیب نسبت به حالت تحلیل بدون در نظر گرفتن اثر برش در قاب‌های A، C و E کمتر می‌شود. پس با توجه به شکل ۱۰ می‌توان نتیجه گرفت که با افزایش تعداد طبقات سازه میزان تاثیر در نظر گرفتن اثر برش در تحلیل غیرخطی افزایش می‌یابد.



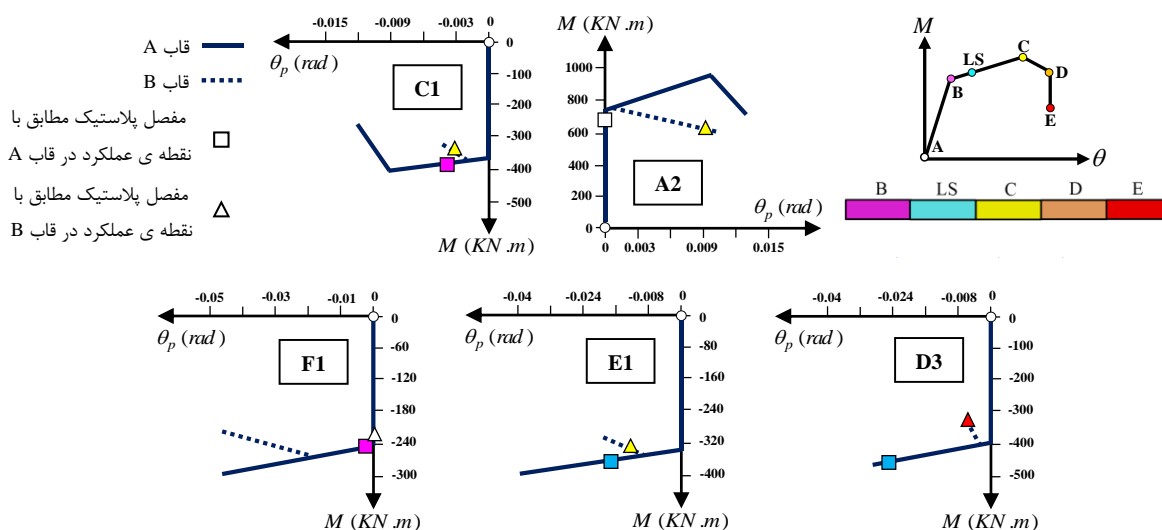
الف- الگو خرابی

ب- رابطه شتاب طیفی - تغییر مکان طیفی

شکل ۱۰: الف- الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک قاب‌های A, B, C, D, E و F مطابق با نقطه‌ی عملکرد. ب- رفتار غیرخطی قاب‌های A, B, C, D, E و F در نرم عملکرد

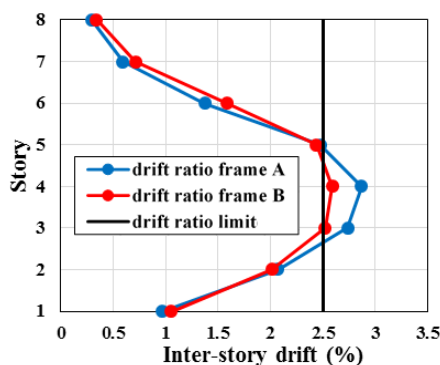
لرزه‌ای

مفاصل A2، C1، D3، E1 و F1 در شکل ۱۰ الف بر روی قاب‌های A و B نشان داده شده‌اند. شکل ۱۱ سطح خرابی مفاصل مذکور را در نقطه‌ی عملکرد قاب‌های A و B بر روی نمودار لنگر - دوران نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱۱ مشاهده می‌شود، در نظر گرفتن تاثیر مکانیزم برش در شبیه‌سازی تیرها و ستون‌های قاب B کاملاً مشهود می‌باشد، به طوری که در نمودارهای لنگر - دوران مفاصل مذکور در قاب B، اثر برش منجر به کمتر شدن قابلیت جذب انرژی، حداکثر مقاومت و میزان شکل پذیری مفاصل شده است. همچنین مطابق با شکل ۱۱، با در نظر گرفتن اثر برش در مفاصل A2، C1، D3، E1 و F1 مکانیزم خرابی از شکستی خمشی و شکل پذیر به شکستی خمشی - برشی با شکل پذیری کمتر تغییر می‌یابد.



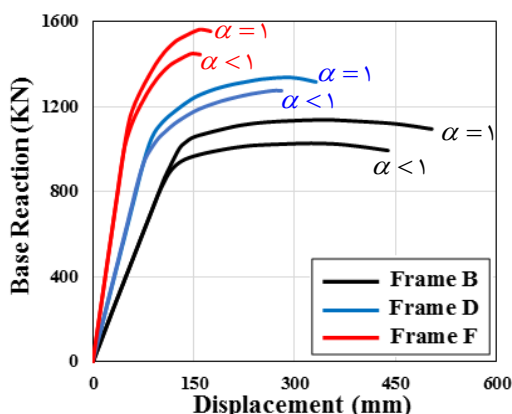
شکل ۱۱: سطح خرابی مفاصل مدل شده در SAP2000 قبل و بعد از مقاوم‌سازی اعضا

در بررسی جابجایی طبقات نسبت به یکدیگر (دریفت) در حداکثر تغییرشکل جانبی سازه، همانطور که در شکل ۱۲ مشاهده می‌شود، دریفت در طبقات مختلف قاب A و B با یکدیگر متفاوت است؛ به طوری که دریفت طبقات ۳ و ۴ در قاب B کمتر از قاب A بوده اما در طبقات ۶ و ۷ دریفت قاب A مقداری کمتر از قاب B می‌باشد. با توجه به این موضوع که قاب A و B کاملاً مشابه بوده اما به ترتیب با دو روش مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش و مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش تحلیل شده‌اند، می‌توان نتیجه گرفت که در نظر گرفتن اثرات برش در توزیع دریفت بدست آمده از سازه نیز تاثیرگذار می‌باشد. همچنین باید توجه شود که در مقاله‌ی حاضر، محدوده‌ی دریفت مجاز مطابق با مرجع [۴۲] برابر با ۲/۵ درصد در نظر گرفته شده است. بنابراین با توجه به شکل‌های ۱۰، ۱۱ و ۱۲ می‌توان تاثیر در نظر گرفتن مکانیزم برشی در تحلیل غیرخطی قاب‌ها را مشاهده کرد.



شکل ۱۲: نسبت جابجایی طبقات به یکدیگر (دریفت) در حداکثر تغییرشکل جانبی قاب مورد مطالعه

پارامتر α که در این مقاله در فرمول (۳۱) معرفی شده است، ضریبی کوچکتر از یک بوده و به مقادیر لنگر حاصل از تحلیل نمودار لنگر - انحنا اختصاص داده می‌شود. در این قسمت به میزان تاثیر پارامتر α در نمودار بار - تغییر مکان سازه می‌پردازیم. به طوری که نمودار لنگر - دوران یک بار با ضریب α (مطابق با پیشنهاد این مقاله در فرمول (۳۱)) و بار دیگر بدون ضریب α ($\alpha=1$)، به مفاصل پلاستیک قاب‌های B، D و F اختصاص داده شد. شکل ۱۳ نمودار بار - تغییر مکان حاصل از نرم‌افزار SAP2000 را بعد از تحلیل غیرخطی قاب‌های مذکور نشان می‌دهد. همانطور که در شکل ۱۳ مشاهده می‌شود، در نظر گرفتن ضریب α باعث کاهش شکل پذیری و مقاومت سازه خواهد شد؛ به طوری که می‌تواند تا حدود ۱۰ درصد در نمودار بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل غیرخطی قاب‌های مورد بررسی اختلاف ایجاد کند که مقداری قابل ملاحظه می‌باشد.



شکل ۱۳: میزان تاثیر پارامتر α در نمودار بار - تغییر مکان قاب‌های B، D و F

۶- نتیجه گیری

تمرکز مقاله‌ی حاضر بر ارزیابی میزان تاثیر برش در تحلیل غیرخطی، در هر دو سطح عضو و سازه معطوف می‌باشد. برای رسیدن به این هدف، رویکردهای عددی و تحلیلی بر اساس مکانیزم رفتاری اعضای بتنی تحت بارهای لرزه‌ای پیشنهاد شده است. در این تحقیق، مدلی غیرخطی به منظور در نظر گرفتن اثرات برش روی رفتار غیرخطی اعضای بتنی ارائه شده است. بر اساس این مدل، ظرفیت برشی مقاطع بحرانی تیرها و ستون‌ها در تحلیل غیرخطی آنها و احتمال شکست‌های خمشی، خمشی - برشی و برشی در نظر گرفته شده است. نتایج حاصل از تحلیل غیرخطی با استفاده از مدل ارائه شده، با نتایج آزمایشگاهی مقایسه شده است. همچنین قابی بتن مسلح با دو روش (۱) تحلیل با استفاده از مدل پیشنهادی با صرف نظر کردن از اثرات برش و (۲) تحلیل بر اساس مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش مورد تحلیل غیر خطی استاتیکی (پوش‌آور) قرار گرفت. نتایج حاصل به صورت زیر خلاصه می‌شود:

۱. تطابق نزدیک بین نتایج عددی و آزمایشگاهی، توانایی مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش را در پیش‌بینی رفتار غیرخطی اعضای بتن مسلح اثبات می‌کند.
۲. تحلیل اعضا با استفاده از مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش، پاسخ اعضا را در ترم‌های مقاومت و شکل پذیری به طور قابل ملاحظه‌ای به واقعیت نزدیک تر می‌کند.
۳. استفاده از تحلیل غیرخطی مذکور در سطح سازه و با در نظر گرفتن اثرات برش در آن، دید مناسب تری از پاسخ سازه در مؤلفه‌های عملکرد لرزه‌ای، الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک اعضا و همچنین جابجایی طبقات نسبت به یکدیگر (دریفت) به مهندسين می‌دهد.
۴. با استفاده از تحلیل غیرخطی در سطح سازه توسط مدل پیشنهادی با در نظر گرفتن اثرات برش، دید مناسب تری از مکانیزم شکست در اعضای سازه (خمشی، خمشی - برشی و برشی) ایجاد شده که در تصمیم‌گیری برای نوع و میزان مقاوم‌سازی در صورت نیاز بسیار مفید می‌باشد.

۵. همچنین با مقایسه‌ی نمودار شتاب طیفی - تعیین مکان طیفی قاب‌های B، D و F، نتیجه گرفته شد که با افزایش تعداد طبقات، میزان تاثیر در نظر گرفتن اثر برش در تحلیل غیرخطی سازه افزایش می‌یابد. علاوه بر این، میزان اهمیت در نظر گرفتن ضریب α در اختصاص خصوصیات مفاصل پلاستیک مورد بررسی قرار گرفت. در نتیجه مشخص شد که ضریب α دارای اهمیت فراوانی بوده، به طوری که عدم در نظر گرفتن آن می‌تواند نمودار بار - تغییر مکان حاصل از تحلیل غیرخطی قاب‌ها را تا حدود ۱۰ درصد بیشتر نشان دهد.

مراجع

- [1] Aboutaha, R. S., Engelhardt, M. D., Jirsa, J. O. and Kreger, M. E. (1999). Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets. *Structural Journal*, 96(1), pages 68-78.
- [2] Del Zoppo, M., Di Ludovico, M., Balsamo, A., Prota, A. and Manfredi, G. (2017). FRP for seismic strengthening of shear controlled RC columns: Experience from earthquakes and experimental analysis. *Composites Part B: Engineering*, 129, pages 47-57.
- [3] Sezen, H. (2002). *Seismic behaviour and modelling of reinforced concrete building columns*. Ph.D. University of California at Berkeley, Berkley, CA.
- [4] Ousalem, H., Kabeyasawa, T., Tasai, A. and Ohsugi, Y. (2002). Experimental study on seismic behavior of reinforced concrete columns under constant and variable axial loadings. In: *Proceedings of the annual conference of Japan concrete institute*. Tsukuba: vol 24, no 2, pages 229-234
- [5] Colajanni, P., Recupero, A. and Spinella, N. (2015). Shear strength degradation due to flexural ductility demand in circular RC columns. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13(6), pages 1795-1807.
- [6] Ousalem, H., Kabeyasawa, T., Tasai, A. and Iwamoto, J. (2003). Effect of hysteretic reversals on lateral and axial capacities of reinforced concrete columns. In: *Proceedings of the annual conference of Japan concrete institute*. Kyoto: vol 25, no 2, pages 367-72.
- [7] Sezen, H. and Moehle, J. P. (2002). Seismic behaviour of shear-critical reinforced concrete building columns. In: *Seventh US national conference on earthquake engineering*. Boston: Earthquake Engineering Research Institute, MA.
- [8] Elwood, K. J. (2004). Modelling failures in existing reinforced concrete columns. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 31(5), pages 846-859.
- [9] Osorio, E., Bairán, J. M. and Marí, A. R. (2017). Analytical modeling of reinforced concrete columns subjected to bidirectional shear. *Engineering Structures*, 138, pages 458-472.
- [10] Elwood, K. J. and Moehle, J. P. (2005). Axial capacity model for shear-damaged columns. *ACI Structural Journal*, 102(4), pages 578.
- [11] Baradaran Shoraka, M. (2013). *Collapse assessment of concrete buildings: an application to non-ductile reinforced concrete moment frames*. Ph.D. University of British Columbia.
- [12] Ghee, A. B., Priestley, M. N. and Paulay, T. (1989). Seismic shear strength of circular reinforced concrete columns. *Structural Journal*, 86(1), pages 45-59.
- [13] Aschheim, M. and Moehle, J. P. (1992). *Shear strength and deformability of RC bridge columns subjected to inelastic cyclic displacements*. University of California at Berkeley, Berkeley, CA: Earthquake Engineering Research Center, [UCB/EERC-92/04]
- [14] Wong, Y. L., Paulay, T. and Priestley, M. N. (1993). Response of circular reinforced concrete columns to multi-directional seismic attack. *Structural Journal*, 90(2), pages 180-191.
- [15] Ho, J. C. M. and Pam, H. J. (2003). Inelastic design of low-axially loaded high-strength reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 25(8), pages 1083-1096.
- [16] Lee, J. Y. and Watanabe, F. (2003). Predicting the longitudinal axial strain in the plastic hinge regions of reinforced concrete beams subjected to reversed cyclic loading. *Engineering Structures*, 25(7), pages 927-939.
- [17] Moretti, M. and Tassios, T. P. (2007). Behaviour of short columns subjected to cyclic shear displacements: Experimental results. *Engineering structures*, 29(8), pages 2018-2029.
- [18] Mullapudi, T. R. and Ayoub, A. (2010). Modeling of the seismic behavior of shear-critical reinforced concrete columns. *Engineering Structures*, 32(11), pages 3601-3615.
- [19] Applied Technology Council (ATC 32). (1996). *Improved seismic design criteria for California bridges: provisional recommendations*. Redwood City, CA.
- [20] Priestley, M. N., Verma, R. and Xiao, Y. (1994). Seismic shear strength of reinforced concrete columns. *Journal of structural engineering*, 120(8), pages 2310-2329.

- [21] Sezen, H. and Moehle, J. P. (2004). Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering*, 130(11), pages 1692-1703.
- [22] Hong-Gun, P., Choi, K. K. and Wight, J. K. (2006). Strain-based shear strength model for slender beams without web reinforcement. *ACI Structural Journal*, 103(6), pages 783. –793.
- [23] Park, H. G., Yu, E. J. and Choi, K. K. (2012). Shear-strength degradation model for RC columns subjected to cyclic loading. *Engineering structures*, 34, pages 187-197.
- [24] Mander, J. B., Priestley, M. J. N. and Park, R. (1988). Theoretical stress-strain behavior of confined concrete. *Journal of structural Engineering, ASCE*, 114(8), pages 1804-1826.
- [25] Wang, Y. C. and Restrepo, J. I. (2001). Investigation of concentrically loaded reinforced concrete columns confined with glass fiber-reinforced polymer jackets. *Structural Journal*, 98(3), pages 377-385.
- [26] Priestley, M. N., Seible, F. and Calvi, G. M. (1996). *Seismic design and retrofit of bridges*. John Wiley & Sons, pages 308-312.
- [27] Priestley, M. J. N. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*, 33(3), pages 325-346.
- [28] Shayanfar, J. and Bengar, H. A. (2016). Nonlinear analysis of RC frames considering shear behaviour of members under varying axial load. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 5(15), pages 2055-2078.
- [29] Chen, W. F. (1982). *Plasticity in reinforced concrete*. New York: McGraw-Hill, page 474
- [30] MacGregor, J. G., Sozen, M. A. and Siess, C. P. (1960). *Strength and behavior of prestressed concrete beams with web reinforcement*. University of Illinois Engineering Experiment Station. College of Engineering. University of Illinois at Urbana-Champaign
- [31] Xiao, Y., Esmaily-Ghasemabadi, A. and Wu, H. (1999). High-strength concrete short beams subjected to cyclic shear. *Structural Journal*, 96(3), pages 392-399.
- [32] Matamoros, A. B. and Sozen, M. A. (2003). Drift limits of high-strength concrete columns subjected to load reversals. *Journal of Structural Engineering*, 129(3), pages 297-313.
- [33] Lehman, D. E., Gookin, S. E., Nacamuli, A. M. and Moehle, J. P. (2001). Repair of earthquake-damaged bridge columns. *Structural Journal*, 98(2), pages 233-242.
- [34] Williams, M. S. and Sexsmith, R. G. (1995). Seismic damage indices for concrete structures: a state-of-the-art review. *Earthquake spectra*, 11(2), pages 319-349.
- [35] Berry, M. P. and Eberhard, M. O. (2005). Practical performance model for bar buckling. *Journal of Structural Engineering*, 131(7), pages 1060-1070.
- [36] Niroomandi, A., Pampanin, S., Dhakal, R. and Soleymani Ashtiani, M. (2015). Comparison of alternative assessment procedures to predict seismic performance of RC columns. In: *Proceedings of tenth Pacific conference on earthquake engineering*, Sydney.
- [37] Truong, G. T., Kim, J. C. and Choi, K. K. (2017). Seismic performance of reinforced concrete columns retrofitted by various methods. *Engineering Structures*, 134, pages 217-235.
- [38] Duong, K. V., Sheikh, S. A. and Vecchio, F. J. (2007). Seismic behavior of shear-critical reinforced concrete frame: Experimental investigation. *ACI Structural Journal*, 104(3), page 304.
- [39] Shayanfar, J. and Bengar, H. A. (2016). Numerical model to simulate shear behaviour of RC joints and columns. *Computers and concrete*, 18(4), pages 877-901.
- [40] Shayanfar, J., Bengar, H. A. and Niroomandi, A. (2016). A proposed model for predicting nonlinear behavior of RC joints under seismic loads. *Materials & Design*, 95, pages 563-579.
- [41] Computer and Structures Inc. (2008). *SAP2000 analysis references*, Berkeley, California.
- [42] American Society of Civil Engineering (ASCE). (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA-356)*. Federal Emergency Management Agency, Washington.