

طراحی پلاستیک قاب خمشی فولادی بر مبنای عملکرد و مقایسه آن با روش مبتنی بر نیرو

فاطمه السادات موسوی نژاد، حسن استادحسین*

گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، دانشگاه کاشان، شهر کاشان، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷/۱۱/۲۵

بازنگری: ۱۳۹۸/۰۲/۰۷

پذیرش: ۱۳۹۸/۰۲/۱۰

ارائه آنلاین: ۱۳۹۸/۰۲/۲۳

کلمات کلیدی:

طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد

طراحی بر اساس نیرو

تحلیل بار افزون

تحلیل تاریخچه زمانی

اهداف عملکردی

خلاصه: در روش های متداول طراحی لرزه ای، که نیروی اعضا به حد مقاومت محدود می گردند، عملکرد سازه به طور مستقیم در طراحی وارد نمی شود. تنها موردی که در روش نیرو به عنوان کنترل عملکرد سازه لحاظ می گردد، کنترل جابجایی نسبی سازه در گام نهایی طراحی است. این ضعف روش طراحی مبتنی بر نیرو، سبب شده که توجه ویژه ای به روش های طراحی مبتنی بر عملکرد معطوف گردد. روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد یکی از روش های طراحی عملکردی است که در آن سطح خرابی و مکانیزم خرابی مطلوب در گام های نخستین طراحی از پیش مشخص است. انتظار می رود که سازه طراحی شده با روش مذکور از لحاظ رفتاری انطباق بیشتری با مکانیزم مطلوب داشته باشد. در این تحقیق هر دو روش طراحی برای سازه های چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه به کار گرفته شده و رفتار غیرخطی سازه ها با تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی بررسی شده است. تحلیل های انجام شده نشان می دهد سازه های طراحی شده با روش پلاستیک بر اساس عملکرد دارای مکانیزم خرابی نزدیک تری به آنچه در روند طراحی فرض شده است، می باشند. همچنین سازه های مذکور در تحلیل استاتیکی غیرخطی، شکل پذیری بیشتری از خود نشان داده اند. در این سازه ها، توزیع مفاصل پلاستیک در تحلیل دینامیکی غیرخطی به صورت یکنواخت و فراگیر است. همچنین تمرکز خرابی شدید و مکانیزم موضعی در ستون های سازه های طراحی شده با روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد به دلیل مقاومت بیشتر آن ها ایجاد نمی شود.

۱- مقدمه

بر مبنای عملکرد برای طراحی ساختمان های جدید استفاده کرده اند [۲]. این روش نه تنها حدود خسارت سازه ای و غیر سازه ای را در سطح خطر مورد نظر مشخص می کند بلکه جنبه های اقتصادی، ایمنی و اجرایی را عمیقاً مرتبط می سازد [۳]. این روش می تواند با استفاده از درک واقع گرایانه ای از خطر تلفات جانی، عدم توانایی بهره برداری و خسارات مالی که ممکن است نتیجه زلزله های آینده باشد ساختمان های جدید طراحی و یا ساختمان های موجود را بهسازی نماید [۴].

بر خلاف روش های قدیمی طراحی بر مبنای عملکرد که با استفاده از آزمون و خطا به عملکرد مطلوب می رسند، روش پلاستیک طراحی بر مبنای عملکرد برای نهایی کردن طراحی خود نیازی به تکرار ندارد، زیرا پارامترهای غیرخطی عملکردی مانند مکانیزم تسلیم مطلوب و

روش کنونی طراحی سازه ها، روش مبتنی بر نیرو است که شامل تخمین نیروهای ثقلی و جانبی، توزیع آن ها در ارتفاع ساختمان و تعیین نیروی مقاومت مورد نیاز اجزای سازه است. در این روش نیروی برش پایه با فرض رفتار الاستیک سیستم به دست آمده و جهت در نظر گرفتن پاسخ غیرالاستیک سازه با ضریب رفتار اصلاح می گردد، این در حالی است که در روش طراحی بر مبنای عملکرد، برش پایه با استفاده از پیش بینی رفتار الاستوپلاستیک سیستم به دست می آید [۱]. در سال های اخیر به علت توانایی این روش در تعیین مقدار پاسخ سازه در مقابل هدف عملکردی مشخص که در روش های قدیمی دیده نمی شود مهندسان سازه به طور فزاینده ای از روش طراحی

* نویسنده عهده دار مکاتبات: hostad@kashanu.ac.ir



طبقه ای را به روش پلاستیک بر مبنای عملکرد طراحی کردند و با استفاده از تحلیل های بارافزون و تاریخچه زمانی آن را تحلیل کردند و نشان دادند که قاب مورد نظر به اهداف عملکردی و مکانیزم مطلوب و تشکیل مفاصل پلاستیک در قطعات ویژه و پای ستون های پایه رسیده است. شعبی و همکاران [۱۵] ساختمان های سه، شش و نه طبقه همراه با سیستم فیوز سازه ای را با استفاده از روش پلاستیک بر مبنای عملکرد برای سه سطح خطر پایین، متوسط و بالا طراحی کردند و به کمک تحلیل های غیرخطی استاتیکی و دینامیکی نشان دادند که ساختمان های طراحی شده به اهداف عملکردی مورد نظر خود در سطح خطرهای مختلف دست یافتند. بای و همکارش [۵] دو قاب پنج و ده طبقه مهاربندی شده با مهاربندهای کمانش ناپذیر را با استفاده از روش پلاستیک بر مبنای عملکرد طراحی کردند و با استفاده از تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی به این نتیجه رسیدند که قاب های طراحی شده با روش پیشنهادی به اهداف عملکردی مورد نظر خود اعم از منحنی ظرفیت، مکانیزم تسلیم، تغییر مکان نسبی طبقات، تغییر مکان باقی مانده و شکل پذیری مطلوب رسیدند. چا و همکارش [۶] شکنندگی لرزه ای قاب های خمشی کنترل شده به وسیله ی میراگر مگنورئولوژیکال را با استفاده از طراحی بر مبنای عملکرد تخمین زدند. بسیم و استکانچی [۷] در مورد کاربرد زمان دوام در طراحی بر مبنای عملکرد و استفاده از آن در برآورد خسارات احتمالی مطالعه کردند.

اهداف اصلی این تحقیق عبارتند از بررسی اصول روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد^۳ (PBPD) و مقایسه ی نتایج طراحی روش PBPD با روش مبتنی بر نیرو^۴ (FBD). جهت انجام اهداف فوق ابتدا مفاهیم پایه طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد عنوان گردیده و بعد از آن چهار قاب خمشی فولادی ویژه ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه انتخاب و به روش PBPD طراحی می گردد و سپس به کمک نرم افزار ETABS [۱۶]، به صورت FBD طراحی می شود که در هر دو روش از آیین نامه های [۱۷ و ۱۸] استفاده شده است. در مرحله ی بعد نتایج طراحی با دو روش مذکور را بررسی کرده و در انتها ضمن مقایسه پاسخ ها با استفاده از تحلیل بار افزون و تاریخچه زمانی، نتایج آورده شده است. مقایسه تغییر مکان های حاصل از اثر بارهای ثقیل و جانبی در تحلیل های فوق و پاسخ غیر خطی قاب های طراحی شده با دو

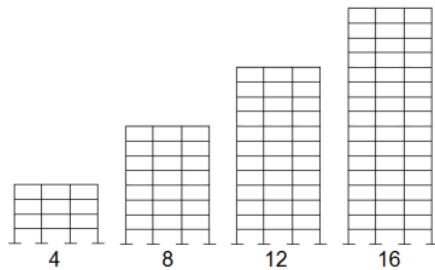
تغییر مکان هدف همراه با شکل پذیری مورد نیاز در روند طراحی در نظر گرفته می شوند [۵]. همچنین روش طراحی مستقیم بر مبنای عملکرد می تواند دارای اهداف عملکرد چندگانه^۱ برای دستیابی به سطوح عملکرد چندگانه در اثر زلزله های با سطوح خطر متعدد باشد [۶].

طراحی بر مبنای عملکرد سازه ها به عنوان روش موثر در کاهش خسارات لرزه ای شناخته شده است. PBD این امکان را برای طراحان حرفه ای، مالکان و سهامداران فراهم کرده که در شناسایی مشخصات شاخص های عملکردی مطلوب ساختمان همکاری کنند [۷].

روش های متعدد طراحی بر پایه ی مفاهیم مختلف، برای استفاده از طراحی بر مبنای عملکرد وجود دارد که از مهم ترین آن ها می توان به روش ضرایب تغییر مکان [۸]، روش طیف ظرفیت [۹]، روش N2 [۱۰]، روش مستقیم بر مبنای تغییر مکان (DBD²) [۱۱] و همچنین روش طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد [۱۲] اشاره کرد. در بین تمامی روش های طراحی بر مبنای عملکرد، طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد یکی از جدیدترین روش های طراحی لرزه ای می باشد. این روش که توسط گوئل و همکاران [۱۳ و ۱۴] معرفی شده است، یک روش طراحی مستقیم است و به ارزیابی پس از طراحی اولیه نیاز ندارد. در این روش از تعادل کار و انرژی، تغییر مکان پلاستیک سازه و مکانیزم تسلیم پیش بینی شده جهت محاسبه برش پایه سازه ها استفاده می شود [۱۵]. گرجی و چنگ [۱] قاب های ۸ و ۱۲ طبقه را با سیستم باربر جانبی دیواربرشی فولادی کوپله بر اساس عملکرد طراحی کردند و با استفاده از تحلیل بارافزون و تاریخچه زمانی آن ها را مورد بررسی و تحلیل قرار دادند. و نشان دادند که قاب های طراحی شده به روش پیشنهاد شده به طور موفقیت آمیزی به اهداف عملکردی برای سطح خطرهای مورد نظر نزدیک بودند. ستار [۲] به ارزیابی سازگاری بین روش های طراحی بر مبنای عملکرد و معمول پرداخت. وی قاب های خمشی ۴ و ۸ طبقه طراحی شده را با استفاده از آیین نامه ی ASCE 7-10 با آیین نامه ی ASCE/SEI 41 ارزیابی کرد و به این نتیجه رسید که این قاب ها ممکن است به عملکرد مورد انتظار خود نرسند و نیاز به بهسازی داشته باشند. الهوردی زاده و همکاران [۳] به بررسی روش طراحی بر مبنای عملکرد و معیارهای ارزیابی پرداختند. چائو و گوئل [۱۲] قاب خمشی خرپایی ویژه ی نه

3 Performance-Based Plastic Design
4 Force-Based Design

1 Multiple performance objectives
2 Displacement-Based Design



شکل ۱. پیکربندی قاب های خمشی فولادی مورد مطالعه.

Fig. 1. Configuration of studied steel moment frames

قاب های خمشی ویژه از نوع اسکلت فولادی با تنش تسلیم 2400 کیلوگرم بر سانتی متر مربع با اتصالات خمشی دارای ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه می باشند. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و قاب ها دارای ۳ دهانه در امتداد x که هر کدام به طول ۴/۵ متر است.

بار مرده و زنده طبقات بر اساس مرجع [۱۸] محاسبه شده به نحوی که بار مرده در طبقات و بام ۲۴/۵۲ کیلونیوتن بر متر طول و بار زنده در طبقات ۱۱/۹۷ و بام ۴/۷۹ کیلونیوتن بر متر طول در نظر گرفته شده است.

۴- طراحی مدل ها به روش PBPD

در سازه های ساختمانی طراحی شده با روش های رایج آیین نامه این انتظار وجود دارد که تغییر شکل های بزرگی در محدوده ی غیر ارتجاعی تحت زلزله های شدید به وجود آید. در نتیجه توزیع نیروی جانبی می تواند کاملاً با آنچه که در روابط آیین نامه به دست می آید متفاوت باشد. برای رسیدن به هدف اصلی طراحی لرزه ای بر اساس عملکرد یعنی یک پاسخ سازه ای مطلوب و قابل پیش بینی، لازم است رفتار غیرالاستیک سازه مستقیماً در روند طراحی در نظر گرفته شود.

برای طراحی قاب های خمشی مورد نظر گام های زیر طی می شود:

گام ۱: محاسبه شتاب طیفی طرح (S_a)

پارامترهای طراحی برای تعیین S_a با استفاده از مرجع [۱۸] در جدول (۱) آمده است.

۱ F_v و F_a به ترتیب ضرایب مربوط به منطقه ی لرزه خیزی در پریودهای کوتاه و بلند هستند. S_1 و S_2 به ترتیب پارامترهای طیف پاسخ شتاب زلزله MCE با ۵٪ میرایی در پریودهای کوتاه و

روش مذکور، نشان دهنده ی این است که روش PBPD به عملکرد مورد نظر نسبت به روش FBD نزدیک تر است. علت این نتایج را می توان معیارهای عملکردی کلیدی از پیش انتخاب شده دانست که از همان ابتدا در روند طراحی بر مبنای عملکرد حضور دارند.

۲- مفاهیم پایه در طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد

مراحل طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد به این ترتیب خواهد بود که ابتدا هدف عملکرد مورد نظر، یعنی مشخص نمودن سطح عملکرد (تغییر مکان هدف) برای یک سطح خطر معلوم، تعیین می شود. در PBPD دو هدف عملکرد ایمنی جانی برای سطح خطر متوسط (احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال) و سطح عملکرد آستانه ی فروریزش برای سطح خطر زیاد (احتمال وقوع ۲ درصد در ۵۰ سال) مورد بررسی قرار می گیرد [۱۹]. بعد از آن پیوند اصلی ساختمان و شتاب طیفی طرح با استفاده از آیین نامه [۱۸] تعیین می شود. در مرحله ی بعد برش پایه با معادل قرار دادن کار مورد نیاز برای هل دادن سازه به صورت یکنواخت تا رسیدن به تغییر مکان نسبی هدف با انرژی مورد نیاز برای رسیدن یک سیستم یک درجه آزادی الاستوپلاستیک معادل به همان حالت به دست می آید [۲۰] و در ارتفاع ساختمان توزیع می شود [۲۱]. بعد از آن نوبت به انتخاب سیستم سازه ای و تعیین مکانیزم تسلیم مطلوب می رسد. مثلاً در قاب های خمشی، MF^۱ مفاصل پلاستیک باید تنها در دو انتهای تیر و پای ستون طبقه اول تشکیل شود. همچنین برای سایر سیستم های سازه ای تغییر شکل های پلاستیک باید در تیرهای پیوند در قاب های EBF^۲، بادبندها در قاب های CBF^۳ و قطعات ویژه در قاب های STMF^۴ رخ دهد. در آخر طراحی اعضای تسلیم شونده^۵ یعنی اعضای که باید در آن ها مفصل پلاستیک تشکیل شود و اعضای غیر تسلیم شونده^۶ یعنی اعضای که می بایست الاستیک باقی بمانند انجام می شود [۲۲].

۳- معرفی مدل های مورد مطالعه

مدل های مورد مطالعه در مقاله حاضر مطابق شکل ۱ به صورت

- 1 Moment Frame
- 2 Eccentric Braced Frame
- 3 Concentric Braced Frame
- 4 Special Truss Moment Frame
- 5 Designated Yielding Members (DYM)
- 6 Non-DYM

جدول ۱. پارامترهای طراحی برای تعیین طیف شتاب طرح

Table 1. Design parameters to determine the design acceleration spectrum

| نوع کاربری | نوع پروفیل خاک | S_s | S_1 | E_V | F_a | F_V | S_{MS} | S_{M1} | S_{DS} | S_{D1} | طیفی T_L | ضریب اهمیت | منطقه لرزه خیزی |
|------------|----------------|-------|-------|-------|-------|-------|----------|----------|----------|----------|------------|------------|-----------------|
| II | S_D | ۱/۵ | ۰/۶ | ۰/۲D | ۱ | ۱/۵ | ۱/۵ | ۰/۹ | ۱ | ۰/۶ | ۸(s) | ۱ | D |

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (4)$$

که V برش پایه طراحی و α یک پارامتر بی بعد است که به سختی سازه، ویژگی های مودی و مقدار تغییرمکان پلاستیک طراحی بستگی دارد و با رابطه ی ۵ به دست می آید:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (5)$$

γ ضریب اصلاح انرژی نام دارد و تابعی از ضریب شکل پذیری سازه (μ_s) و ضریب کاهش شکل پذیری (R_μ) می باشد. با استفاده از روش نیومارک و هال [۲۴] ضریب شکل پذیری سازه و ضریب کاهش شکل پذیری برای سیستم الاستوپلاستیک SDOF طبق جدول (۲) به یک دیگر مربوط می شوند.

g شتاب ثقلی و S_a شتاب طیفی می باشد. بعداً با توجه به اثر گسل نزدیک، نامعینی یا امکان پیچش در سیستم سازه ای کلی می تواند اصلاح شود و یا افزایش پیدا کند.

نسبت تغییرمکان غیرالاستیک کل سازه یعنی تفاوت بین نسبت تغییرمکان طراحی از قبل انتخاب شده (θ_u) و تغییرمکان تسلیم (θ_y) است.

نسبت تغییرمکان تسلیم سیستم های سازه ای مختلف برای هر دو نوع، مقدار نسبتاً ثابتی است. برای مقاصد طراحی این نسبت برای سیستم های سازه ای مختلف در ارائه شده است [۹].

۱ s می باشند. S_{D1} و S_{DS} به ترتیب پارامترهای طیف پاسخ شتاب زلزله طرح با ۵٪ میرایی در پریودهای کوتاه و ۱ s می باشند. S_{MS} و S_{M1} به ترتیب طیف پاسخ شتاب زلزله MCE با ۵٪ میرایی در پریودهای کوتاه و ۱ s هستند که برای منطقه ی لرزه خیزی مورد نظر تعیین می شوند. همچنین T_L پریود بلند دوره ی گذار زلزله می باشد.

گام ۲: محاسبه برش پایه طرح

توزیع نیروی جانبی طراحی استفاده شده در روش PBPD بر اساس حداکثر برش طبقه است. این توزیع نیروی برشی به صورت معادلات ۱ تا ۳ بیان می شود [۲۳]:

$$\ddot{u}_i = \quad (1)$$

$$C'_{vi} = (\beta_i - \beta_{i+1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \right)^{0.75T-0.2}; i = n, \beta_{n+1} = 0 \quad (2)$$

$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^n w_j h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (3)$$

در معادلات فوق β_i ، ضریب توزیع برش در تراز i را ارائه می دهد؛ V_n و V_i به ترتیب نیروی برش طبقه در تراز i و در بالاترین تراز؛ $w_n h_n$ و $w_i h_i$ در تراز i در تراز j ارتفاع تراز از پایه؛ w_n وزن تراز بام؛ h_n ارتفاع تراز بام از پایه؛ T پریود اصلی سازه؛ F_i نیروی جانبی در تراز i و V برش پایه ی طراحی کل می باشد.

مقدار $\frac{V}{W}$ از رابطه (۴) به دست می آید:

1 Newmark & Hall
2 Single Degree of Freedom

جدول ۲. ضریب کاهش شکل پذیری و محدوده دوره تناوب

Table 2. Ductility reduction coefficient and periodicity range

| محدوده پریود | ضریب کاهش شکل پذیری |
|---|---|
| $0 \leq T < \frac{T_1}{10}$ | $R_\mu = 1$ |
| $\frac{T_1}{10} \leq T < \frac{T_1}{4}$ | $R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1} \left(\frac{T_1}{4T} \right)^{2.513 \log \left(\frac{1}{\sqrt{2\mu_s - 1}} \right)}$ |
| $\frac{T_1}{4} \leq T < T_1'$ | $R_\mu = \sqrt{2\mu_s - 1}$ |
| $T_1' \leq T < T_1$ | $R_\mu = \frac{T\mu_s}{T_1}$ |
| $T_1 \leq T$ | $R_\mu = \mu_s$ |

توجه: $T_1 = 0.57 \text{ sec}$ و $T_1' = T_1 \left(\sqrt{2\mu_s - 1} / \mu_s \right) \text{ sec}$

جدول ۳. نسبت های تغییر مکان جانبی نسبی تسلیم طراحی

Table 3. Relative lateral displacement ratios yield design

| نوع قاب | θ_y |
|-----------------|------------|
| MF ¹ | ۱ |
| EBF | ۰/۵ |
| STMF | ۰/۷۵ |
| CBF | ۰/۳ |

¹ Moment Frame

می آید. از آن جا که قاب مهاربندی با مهاربند کمانش ناپذیر (BRBF) دارای پاسخ کامل و پایدار هیسترتیک است می توان مقدار η آن را برابر یک در نظر گرفت [۲۵].

محاسبه ی برش پایه طرح با استفاده از دو معیار عملکردی زیر:

a) تغییر مکان نسبی حداکثر طبقه ۲٪ برای یک سطح خطر با

احتمال ۱۰٪ در 50 سال ($\frac{2}{3} \text{ MCE}$).

b) تغییر مکان نسبی طبقه ۳٪ برای سطح خطر با احتمال ۲٪

در ۵۰ سال (MCE).

پارامترهای مورد نیاز برای تعیین برش پایه طرح به طور خلاصه

در جدول (۴) مشخص شده است.

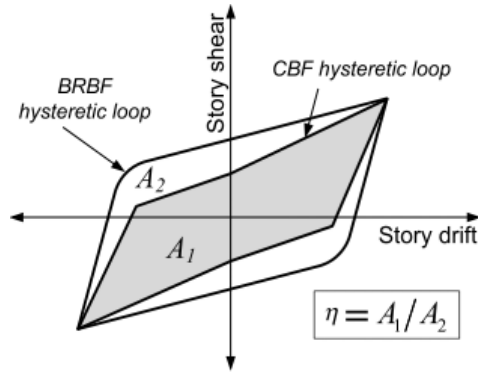
همان طور که در جدول ۴ مشاهده می شود برش پایه طراحی برای

برش پایه طراحی در رابطه ی ۴ با فرض رفتار هیسترتیزس الاستوپلاستیک سیستم های سازه ای به دست می آید. برخی از سیستم های سازه ای مانند قاب های مهاربندی هم محور کاهش قابل توجهی در مقاومت و سختی آنان ایجاد می شود که منجر به حلقه های هیسترتیزس باریک شونده می شود و در تغییر شکل های غیر خطی زیاد باعث ناپایداری خواهد شد، لذا استفاده از این برش پایه طراحی برای CBF مناسب نیست. بنابراین در این سیستم ها از رابطه ی (۶) برای محاسبه ی برش پایه استفاده می شود:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4(\gamma / \eta) S_a^2}}{2} \quad (۶)$$

η ضریب کاهش انرژی می باشد که با توجه به شکل (۲) به دست

1 buckling-restrained braced frame



شکل ۲. حلقه های هیستریزیس باریک شونده [۲۵]

Fig. 2. Narrowing hysteretic loop

جدول ۴. پارامترهای طراحی برای تعیین برش پایه طرح

Table 4. Design parameters to base shear estimates

| معیار عملکرد | تعداد طبقات | S_a | T (sec) | θ_y | θ_u | θ_p | μ_s | R_μ | γ | α | V/W | برش پایه طرح (کیلو نیوتن) |
|--------------|-------------|-------|-----------|------------|------------|------------|---------|---------|----------|----------|-------|---------------------------|
| a | ۴ | ۰/۷۷ | ۰/۷۷۹ | %۱ | %۲ | %۱ | ۲ | ۲ | ۰/۷۵ | ۱/۳۴۱ | ۰/۲۷۵ | ۳۶۴/۳۳ |
| | ۸ | ۰/۴۴ | ۱/۳۵۷ | | | | | | | ۰/۸۶۲ | ۰/۱۴۴ | ۳۸۱/۹۲ |
| | ۱۲ | ۰/۳۲ | ۱/۸۷۶ | | | | | | | ۰/۶۷۴ | ۰/۰۹۹ | ۳۹۴/۳۰ |
| | ۱۶ | ۰/۳۰ | ۲/۳۶۲ | | | | | | | ۰/۵۶۸ | ۰/۱۰۱ | ۵۹۴/۲۷ |
| b | ۴ | ۱/۱۵ | ۰/۷۷۹ | %۱ | %۳ | %۲ | ۳ | ۳ | ۰/۵۶ | ۲/۶۸۲ | ۰/۲۵۲ | ۳۳۴/۲۰ |
| | ۸ | ۰/۶۶ | ۱/۳۵۷ | | | | | | | ۱/۵۲۷ | ۰/۱۳۱ | ۳۴۷/۹۵ |
| | ۱۲ | ۰/۵۰ | ۱/۸۷۶ | | | | | | | ۱/۳۴۹ | ۰/۰۹۷ | ۳۸۴/۶۷ |
| | ۱۶ | ۰/۳۸ | ۲/۳۶۲ | | | | | | | ۱/۱۳۶ | ۰/۰۶۷ | ۳۵۵/۸۰ |

سخت شدگی کرنشی و عدم قطعیت در مقاومت مصالح است.

هدف عملکردی a بزرگ تر از b به دست آمده و هدف عملکردی a حاکم بر طرح می باشد.

گام ۴: تعیین ظرفیت خمشی مورد نیاز تیرها

گام ۳: تعیین لنگر پلاستیک مورد نیاز ستون ها

سپس با استفاده از رویکرد کار خارجی مساوی با کار داخلی که در شکل ۴ نشان داده شده است و رابطه های ۸ و ۹ ظرفیت خمشی مورد نیاز تیرها تعیین می شود [۲۲].

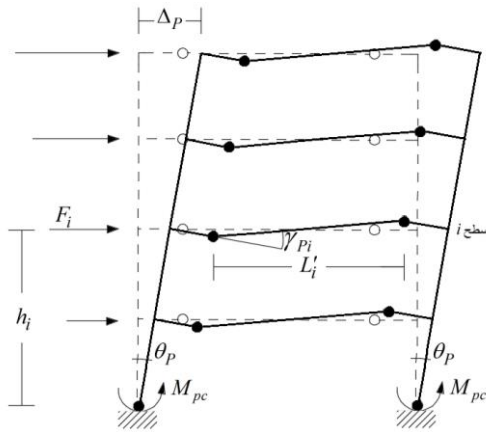
بعد از تعیین برش پایه و توزیع مناسب آن در ارتفاع قاب ها با حل معادله کار متناظر برای مکانیزم تغییر شکل کوچک θ لنگر پلاستیک مورد نیاز ستون ها مطابق شکل ۳ به صورت رابطه ی ۷ به دست می آید [۲۲].

$$\beta_i M_{pb} = \beta_i \frac{\sum_{i=1}^n F_i h_i - 2M_{pc}}{2 \sum_{i=1}^n (\beta_i \frac{L}{L_i'})} \quad (۸)$$

$$M_{pc} = \frac{1.1V'h_1}{4} \quad (۷)$$

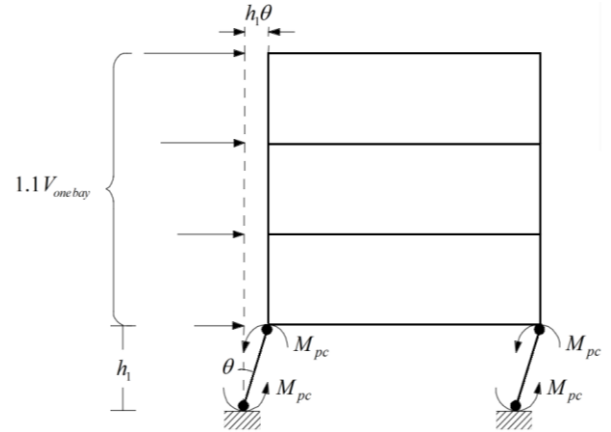
$$\gamma_{pi} = (L/L_i')\theta_p \quad (۹)$$

در رابطه ی ۷، V' برش پایه برای قاب یک دهانه برابر V تقسیم بر تعداد دهانه، h_1 ارتفاع طبقه اول و $1/1$ مربوط به اضافه بار ناشی از



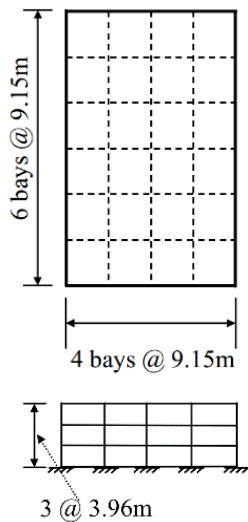
شکل ۴. مکانیزم تسلیم از قبل انتخاب شده قاب خمشی.

Fig. 4. Pre-selected yield mechanism of moment frame



شکل ۳. مکانیزم قاب یک دهانه با طبقه نرم.

Fig. 3. Soft story failure mechanism of the one-bay frame



شکل ۵. هندسه ساختمان سه طبقه [۲۶].

Fig. 5. Configuration of the three-story building

می باشد. اختلاف کم نتایج تحلیل غیرخطی استاتیکی انجام شده با نرم افزار ETABS با نتایج موجود در مرجع نشان می دهد که این نرم افزار دقت کافی را برای برآورد عملکرد سازه طراحی شده داراست.

۶- مقایسه‌ی نتایج طراحی روش های FBD و PBPD

پس از طراحی مدل های معرفی شده به روش های PBPD و FBD نتایج حاصل از آن ها مقایسه می شود.

ابتدا برای مقایسه ضرایب برش پایه به دست آمده در دو روش و مشاهده تغییرات آن در پیوندهای مختلف مربوط به قاب های مورد

که M_{pb} و $\beta_i M_{pb}$ مقاومت های خمشی مورد نیاز به ترتیب در بالاترین تراز و در تراز i می باشد با توجه به تغییر شکل پادمتقارن تیرها کار انجام شده توسط بارهای ثقلی که به طور یکنواخت توزیع شده اند صفر است.

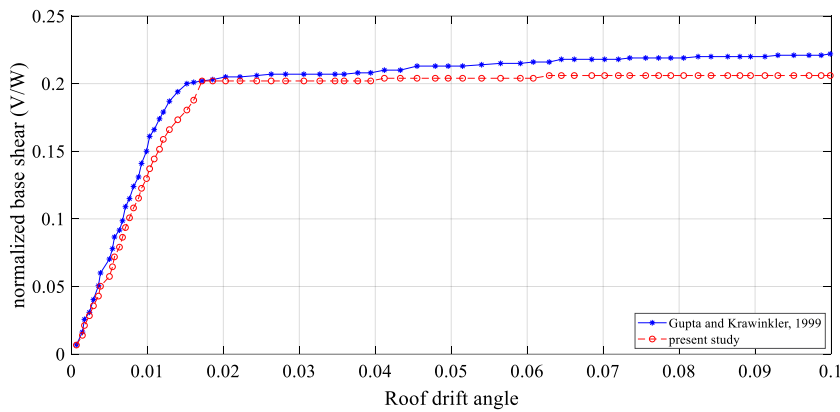
۴ گام ۵: طراحی ستون ها با استفاده از تحلیل الاستیک [۲۲]

در این مرحله با استفاده از تحلیل الاستیک رایج ستون های سازه طراحی می گردند.

۵- اعتبارسنجی

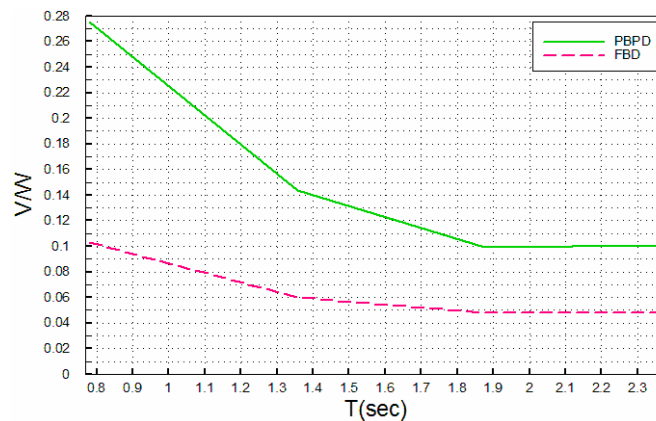
در این پژوهش از نرم افزار ETABS برای انجام تحلیل غیرخطی استفاده گردیده است. ارزیابی صحت عملکرد تحلیلی این نرم افزار بر اساس مدل ساختمان قاب خمشی سه طبقه ای واقع در بندر سیاتل واشنگتن انجام شده است. بارگذاری زلزله این ساختمان بر اساس آیین نامه ی [۲۵] 94'UBC است. نقشه پلان و طبقات این ساختمان در شکل ۵ مشخص شده و سایر جزئیات مانند مقاطع بارگذاری و هندسه در مرجع [۲۶] بیان شده است. بار زنده طبقات برابر 2.4 kPa (psf 50) و جرم لرزه ای آن برابر 1475000 Kg می باشد.

نمودار شکل ۶ شامل منحنی های تحلیل بار افزون می باشند. نتایج حاصل از تحلیل با استفاده از نرم افزار استفاده شده در مقاله ی حاضر در مقایسه با مرجع مورد نظر دارای اختلافی حدود ۲٪



شکل ۶. منحنی های ظرفیت ساختمان سه طبقه.

Fig. 6. The capacity curves of the three-story building



شکل ۷. رابطه بین ضرایب برش پایه طراحی روش های PBPD و FBD با پریود سازه.

Fig. 7. Relationship between design base shear coefficients of PBPD and FBD methods with structure period

که علت آن را می توان در مکانیزم مطلوب قاب خمشی جست و جو کرد، زیرا همان طور که قبلاً بیان گردید در طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد این اجازه به تیرها داده شده است که در دو انتهای آن مفصل پلاستیک تشکیل گردد؛ در حالی که این موضوع در مورد ستون ها تنها منحصر به پای ستون طبقه اول است. همچنین با استفاده از نتایج موجود در جدول ۵ می توان انتظار داشت که به طور کلی با افزایش ارتفاع نسبت وزن کل سازه PBPD به FBD کاهش پیدا کند.

۷- تحلیل بار افزون

تحلیل بار افزون بازگوکننده ی تمامی واقعیت هایی که در پدیده دینامیکی غیرخطی برای سازه در زلزله رخ می دهد، نیست. اما نکته ی

مطالعه، شکل ۷ تهیه شده است.

همان طور که انتظار می رفت و در شکل ۷ نیز مشخص است در هر دو روش با افزایش ارتفاع و یا پریود اصلی سازه ضریب برش پایه کاهش پیدا می کند. همچنین ضریب برش پایه در روش PBPD بزرگتر از روش FBD است. این موضوع باعث شده تا قاب های PBPD برای نیروی جانبی به نسبت بزرگ تری طراحی شوند و طبیعتاً منجر به وزن سازه ای بیشتری برای آن می شود. جدول ۵ این مطلب را نشان می دهد.

جدول ۵ نشان می دهد وزن کل سازه طراحی شده به روش PBPD بزرگ تر از FBD می باشد که این موضوع بیشتر متأثر از ستون ها است زیرا نسبت وزن تیرها تقریباً برابر یک می باشد. در نتیجه تفاوت عمده طراحی PBPD با FBD بر سر ستون ها است

جدول ۵. وزن سازه ای مدل های قاب خمشی طراحی شده به روش های PBPD و FBD.

Table 5. Structural weight of moment frame models designed by PBPD and FBD methods

| محاسبه وزن (kg) | تعداد طبقات | PBPD | FBD | PBPD/ FBD |
|-----------------|-------------|----------|----------|-----------|
| تیر | ۴ | ۲۲۱۶/۷۰۰ | ۲۱۲۳/۵۵ | ۱/۰۴ |
| | ۸ | ۴۶۳۱/۸۵ | ۴۶۹۲/۶۰ | ۰/۹۹ |
| | ۱۲ | ۷۴۳۱/۷۵ | ۷۴۶۶/۸۵ | ۰/۹۹ |
| | ۱۶ | ۱۲۰۲۱/۷۵ | ۱۱۰۷۵/۴۰ | ۱/۰۸ |
| ستون | ۴ | ۵۱۴۸/۸۰ | ۳۶۱۷/۹۲ | ۱/۴۲ |
| | ۸ | ۱۲۱۱۳/۲۸ | ۸۳۴۴/۳۲ | ۱/۴۵ |
| | ۱۲ | ۲۷۲۵۰/۶۳ | ۲۲۳۰۱/۴۱ | ۱/۳۴ |
| | ۱۶ | ۳۱۷۹۳/۲۸ | ۲۵۰۰۶/۷۲ | ۱/۲۷ |
| کل | ۴ | ۷۳۶۵/۵۰ | ۵۷۴۱/۴۷ | ۱/۲۸ |
| | ۸ | ۱۶۷۴۵/۱۳ | ۱۳۰۳۶/۹۲ | ۱/۲۸ |
| | ۱۲ | ۲۶۱۶۷/۷۳ | ۲۲۲۰۵/۴۴ | ۱/۲۲ |
| | ۱۶ | ۴۳۸۱۵/۰۳ | ۳۶۰۸۲/۱۲ | ۱/۲۱ |

عملکرد قابلیت استفاده بی وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه ی فروریزش (CP) را به ترتیب طی می کند و به مرحله ی فروریزش در نقطه ی C می رسد. همچنین لازم به ذکر است که از نقاط D تا E قاب دارای سطح عملکرد لحاظ نشده می باشد.

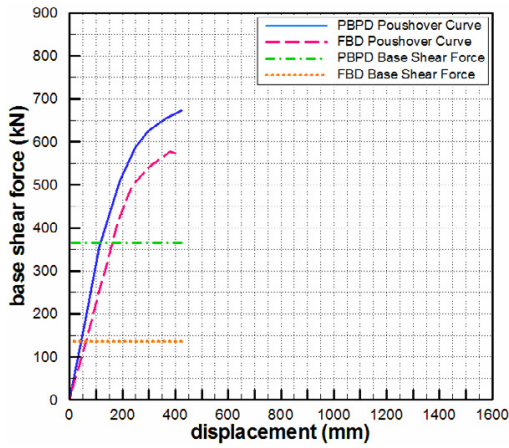
همان طور که ملاحظه می شود، مفاصل پلاستیک در قاب PBPD نسبت به FBD دارای توزیع یکنواخت تری در ارتفاع بوده ولی مفاصل پلاستیک در قاب های FBD کمتر در طبقات بالایی ایجاد شده است. همچنین بر خلاف FBD، در هیچ یک از قاب های PBPD مفصل پلاستیک ستونی به جز پای ستون طبقه اول تشکیل نشده و این امکان را به وجود آورده که روش مبتنی بر نیرو به مکانیزم مطلوب خود نرسیده و عملکرد مورد انتظار را برآورده نسازد. در حالی که قاب طراحی شده با روش PBPD در صورت رسیدن به ناپایداری دارای مکانیزم مطلوب خواهد بود و می تواند عملکرد مورد هدف و یا حتی بالاتر از آن را برآورده سازد. در قاب های FBD با ارتفاع کمتر مفاصل پلاستیک نامطلوب بیشتری مشاهده شده است، علت این موضوع می تواند قابلیت افزایش شکل پذیری با افزایش ارتفاع سازه باشد که با استفاده از نمودارهای شکل (۷) قابل توجیه است.

کمیت و کیفیت مفاصل پلاستیک تشکیل شده در تغییر مکان نسبی بام برابر با ۰/۲٪ و ۰/۳٪، که به ترتیب متناظر است با سطح خطر

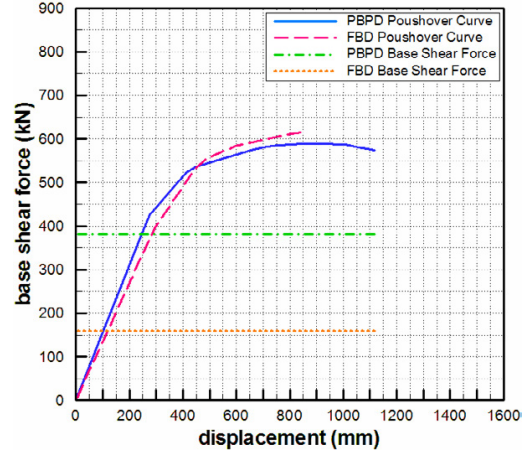
قابل توجه این است که تحقیقات گسترده در طول چند دهه اخیر نشان داده است که برای سازه هایی که مود اول نوسان بر پاسخ آن ها غالب بوده، نظیر سازه های تحقیق حاضر، تخمین های خوب و مناسبی از بازتاب های غیرخطی سیستم به کمک این تحلیل به دست می آید. به همین دلیل برای ارزیابی رفتار غیرخطی سازه های طراحی شده، منحنی های ظرفیت حاصل از نیروی زلزله برای مدل های مورد مطالعه و با استفاده از دو روش طراحی مذکور مطابق شکل ۸ به دست آمده است.

نمودارهای شکل ۸ حاکی از قابلیت تحمل نیروی جانبی و تغییر مکان نسبی حداکثر بام بیشتر در مدل های PBPD و به طور کلی ظرفیت شکل پذیری بالای آن ها نسبت به مدل های FBD است. همچنین در هر دو روش با افزایش ارتفاع بر قابلیت شکل پذیری سازه افزوده شده است.

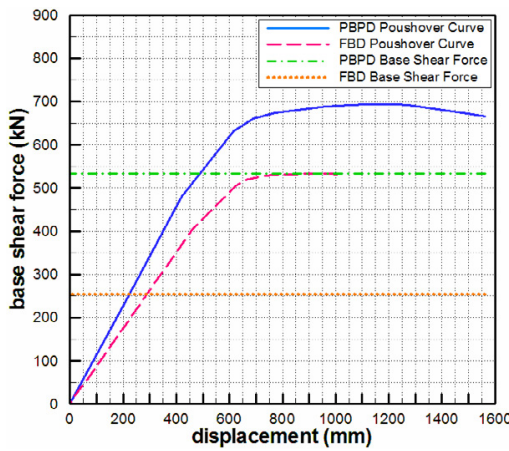
توزیع مفاصل پلاستیک تشکیل یافته توسط نیروهای جانبی زلزله در انتهای تحلیل برای قاب های خمشی طراحی شده با هر دو روش در شکل های ۱۰ تا ۱۳ قابل ملاحظه است. سطوح عملکرد نشان داده شده در شکل های مذکور براساس نمودار نیرو-تغییر مکان قاب خمشی شکل زیر مطرح شده است. به طوری که از نقاط A تا B، قاب دارای تغییر شکل های الاستیک است و بین نقاط B تا C سطوح



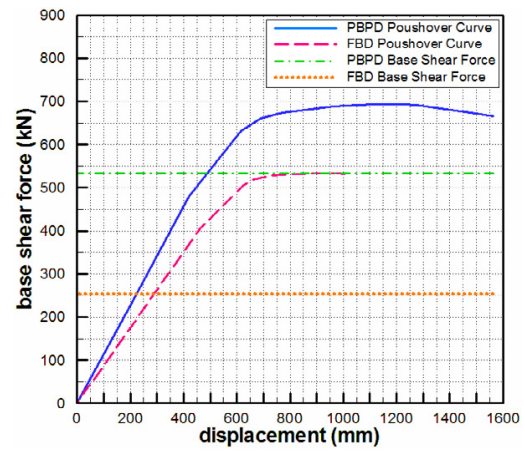
قاب خمشی ۴ طبقه



قاب خمشی ۸ طبقه



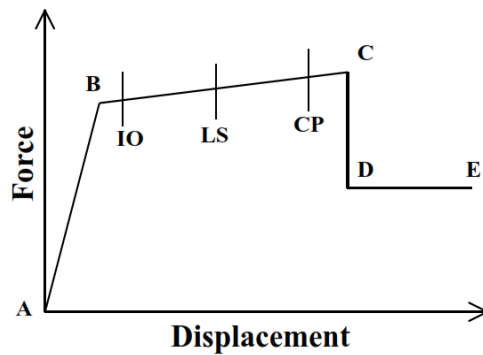
قاب خمشی ۱۲ طبقه



قاب خمشی ۱۶ طبقه

شکل ۸. منحنی ظرفیت روش های PBPD و FBD برای قاب‌های خمشی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶.

Fig. 8. Capacity curves of PBPD and FBD methods for 12, 8, 4 and 16 story moment frames

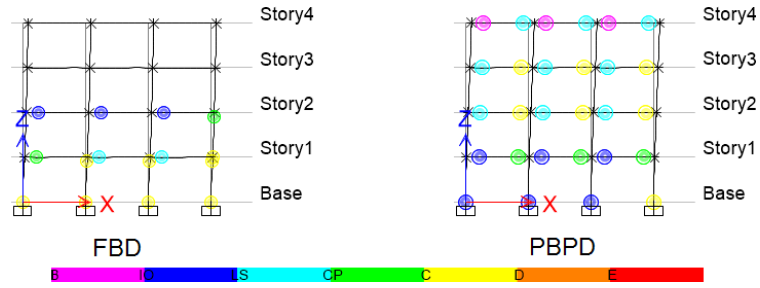


شکل ۹. نقاط مشخصه سطوح عملکرد با توجه به منحنی نیرو- تغییر مکان جانبی قاب خمشی

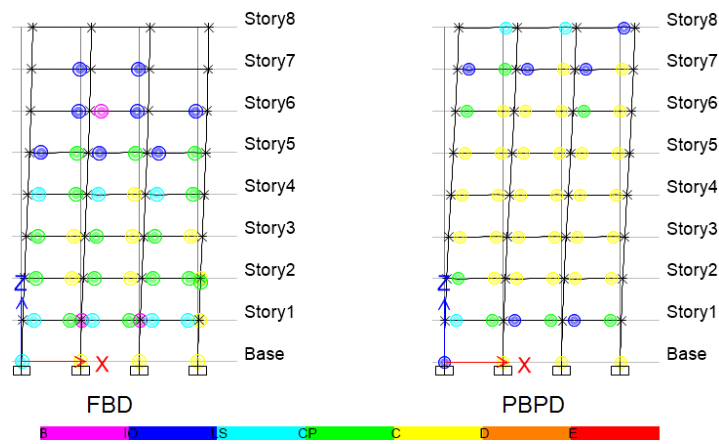
Fig. 9. Characteristic points of different performance levels according to the force- displacement curve of moment frame

وضع خرابی اعضای خمشی در جدول (۶) مشخص شده است. جدول ۶ مشخص می کند که قاب های PBPD توانسته اند قبل

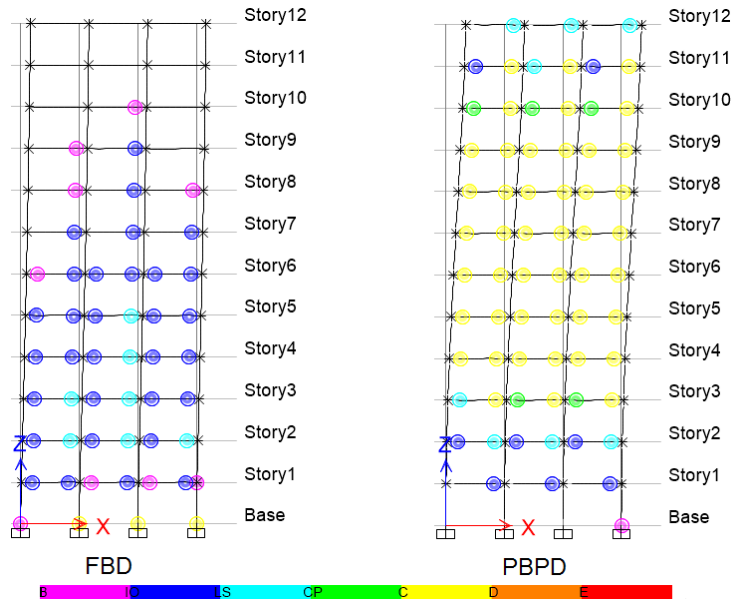
ایمنی جانی و آستانه فروریزش، در جدول ۶ ارائه شده است. همچنین تغییر مکان نسبی حداکثر بام در انتهای تحلیل قاب PBPD و نیز



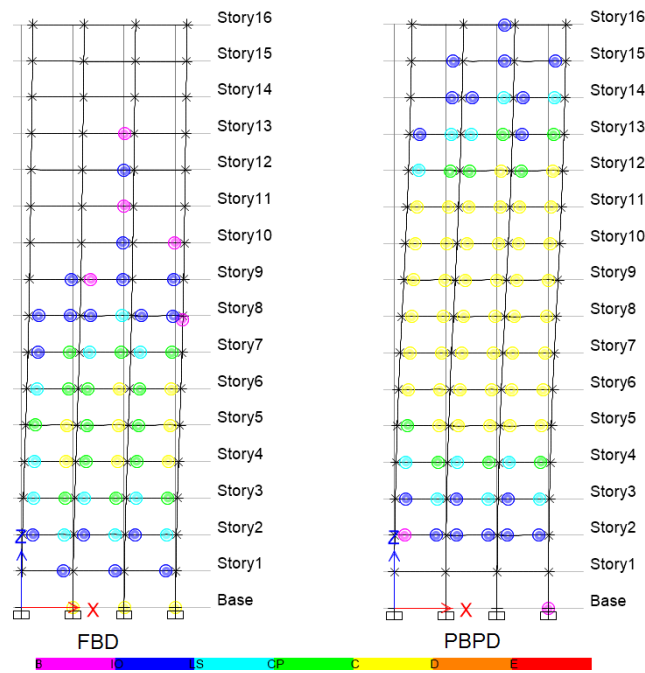
شکل ۱۰. توزیع مفاصل پلاستیک هنگام فروریزش برای قاب خمشی ۴ طبقه به روش های FBD و PBPD.
 Fig. 10. Distribution of plastic joints during collapse for 4-story moment frame by PBPD and FBD methods



شکل ۱۱. توزیع مفاصل پلاستیک هنگام فروریزش برای قاب خمشی ۸ طبقه به روش های FBD و PBPD.
 Fig. 11. Distribution of plastic joints during collapse for 8-story moment frame by PBPD and FBD methods



شکل ۱۲. توزیع مفاصل پلاستیک هنگام فروریزش برای قاب خمشی ۱۲ طبقه به روش های FBD و PBPD.
 Fig. 12. Distribution of plastic joints during collapse for 12-story moment frame by PBPD and FBD methods



شکل ۱۳. توزیع مفاصل پلاستیک هنگام فروریزش برای قاب خمشی ۱۶ طبقه به روش های FBD و PBPD

Fig. 13. Distribution of plastic joints during collapse for -16story moment frame by PBPD and FBD methods

جدول ۶. تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل شده در تغییر مکان بام قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه به روش های FBD و PBPD

Table 6. Number of plastic joints formed in roof displacements for 12, 8, 4 and 16 story moment frames by PBPD and FBD methods

| تعداد بقات | تغییر مکان نسبی بام (%) | B | | IO | | LS | | CP | | C | | D | | E | |
|------------|-------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| | | FB | PB | FB | PB | FB | PB | FB | PB | FB | PB | FB | PB | FB | PB |
| | | D | PD | D | PD | D | PD | D | PD | D | PD | D | PD | D | PD |
| ۴ | ۲ | ۳ | ۲ | ۳ | ۱۲ | ۰ | ۳ | ۱ | ۰ | ۲ | ۰ | ۰ | ۰ | ۰ | ۰ |
| | ۳ | ۱ | ۱ | ۴ | ۱۰ | ۲ | ۷ | ۲ | ۴ | ۶ | ۴ | ۰ | ۰ | ۰ | ۰ |
| | ۳/۳ | - | ۳ | - | ۶ | - | ۹ | - | ۳ | - | ۷ | - | ۰ | - | ۰ |
| ۸ | ۲ | ۸ | ۴ | ۲۲ | ۲۶ | ۲ | ۴ | ۱ | ۳ | ۱ | ۰ | ۰ | ۰ | ۰ | |
| | ۳ | ۲ | ۳ | ۱۳ | ۱۴ | ۱۴ | ۱۱ | ۸ | ۹ | ۶ | ۹ | ۰ | ۰ | ۰ | ۰ |
| | ۴/۳۶ | - | ۰ | - | ۷ | - | ۳ | - | ۷ | - | ۳۳ | - | ۰ | - | ۰ |
| ۱۲ | ۲ | - | ۱ | - | ۳۴ | - | ۲۰ | - | ۰ | - | ۰ | - | ۰ | - | ۰ |
| | ۳ | - | ۳ | - | ۲۰ | - | ۸ | - | ۱۵ | - | ۲۲ | - | ۰ | - | ۰ |
| | ۴ | - | ۱ | - | ۸ | - | ۸ | - | ۵ | - | ۴۵ | - | ۰ | - | ۰ |
| ۱۶ | ۲ | - | ۳ | - | ۳۸ | - | ۲۳ | - | ۹ | - | ۴ | - | ۰ | - | ۰ |
| | ۳ | - | ۲ | - | ۱۷ | - | ۱۱ | - | ۹ | - | ۴۲ | - | ۰ | - | ۰ |
| | ۳/۰۵ | - | ۲ | - | ۱۷ | - | ۱۱ | - | ۹ | - | ۴۳ | - | ۰ | - | ۰ |

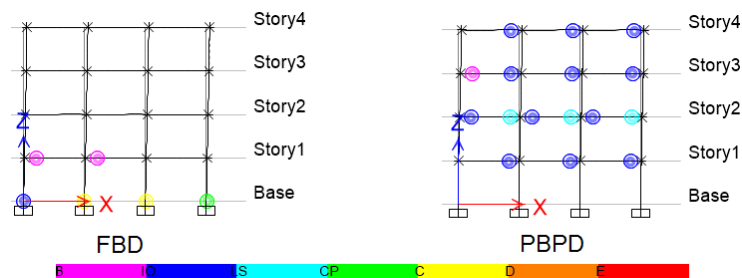
می دهد که قاب های FBD بلند ۱۲ و ۱۶ طبقه قبل از رسیدن به حداکثر تغییر مکان نسبی مجاز برای سطح عملکرد ایمنی جانی و در

از ناپایداری تغییر مکان نسبی بام بیشتری را نسبت به FBD تحمل کند و به عملکرد مورد نظر خود برسند. همچنین این جدول نشان

۱۰ تا ۱۷ مکانیزم طبقه ی نرم رخ نداده است. همچنین توزیع مفاصل پلاستیک هرچه گسترده تر باشد به همان اندازه اتلاف انرژی سازه بالاتر بوده و عملکرد جانبی و ثقلی ساختمان مطلوب تر خواهد بود. خروجی تحلیل بار افزون در قاب های طراحی شده به روش PBPD نشان می دهد که ایجاد و توزیع مفاصل پلاستیک در آن ها پراکنده و یکنواخت تر نسبت به قاب های طراحی شده با روش معمول هستند. توزیع مفاصل پلاستیک تیر در قاب PBPD در بیشتر طبقات گسترده شده است. در یک ساختمان مشخص هرچقدر المان های لرزه بر قائم (ستون ها و دیوار برشی) دیرتر از سایر المان ها وارد حوزه غیرخطی شوند به همان اندازه عملکرد مذکور قابلیت اعتماد بیشتری خواهد داشت. ولی در صورتی که المان های بار قائم زودتر غیرخطی شوند به دلیل وجود بارهای محوری قابل ملاحظه شاهد ناپایداری جانبی و ثقلی در یک طبقه مشخص یا در کل سازه خواهیم بود که در

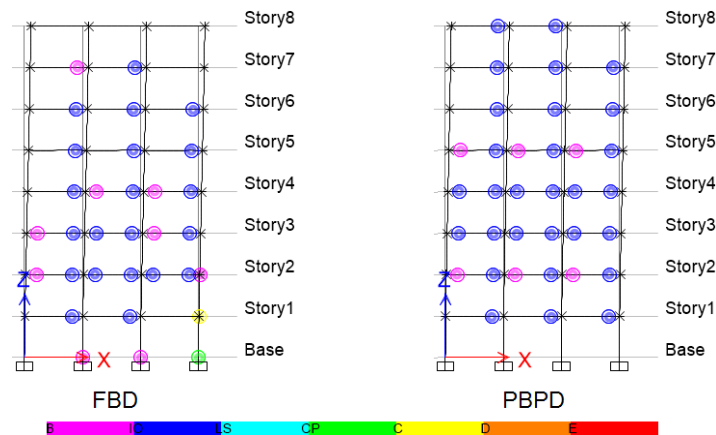
آستانه فروریزش، دچار ناپایداری شده اند. تحمل تغییرمکان بیشتر تا آستانه فروریزش از طریق وقوع مفاصل پلاستیک بیشتر در سازه های PBPD امکان پذیر است. همان طور که در شکل های ۱۰ تا ۱۳ مشخص بود، قاب PBPD تعداد مفاصل بیشتری را تجربه کرده است. برای درک بهتر رفتار سازه، اشکال توزیع مفاصل، در تغییرمکان نسبی هدف ۲٪ به صورت شکل های ۱۴ تا ۱۷ تهیه شده است که همان نتایج فوق از آن ها حاصل می شود. همچنین لازم به ذکر است که به علت ناپایداری قاب های ۱۲ و ۱۶ طبقه ی FBD قبل از رسیدن به تغییرمکان نسبی ۲٪، از توزیع مفاصل در تغییرمکان نسبی ۱/۹۵٪ و ۱/۹۶٪ به ترتیب برای قاب های ۱۲ و ۱۶ طبقه استفاده شده است.

توالی تشکیل مفاصل پلاستیک مطلوب لرزه ای به گونه ای است که باعث حذف طبقه نرم از سازه شود که در هیچ کدام از شکل های



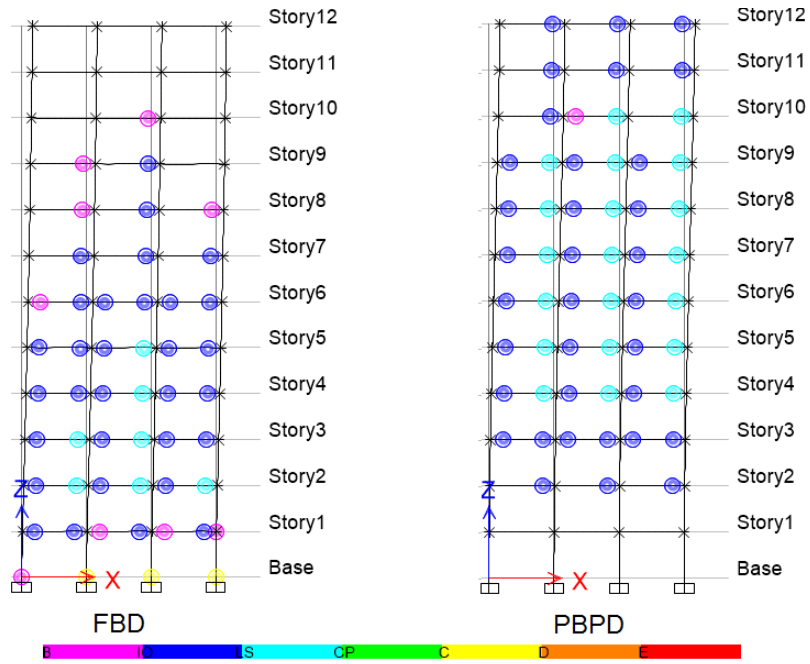
شکل ۱۴. توزیع مفاصل پلاستیک در تغییرمکان نسبی ۲٪ برای قاب خمشی ۴ طبقه به روش های FBD و PBPD

Fig. 14. Distribution of plastic joints at the relative displacement of 2% for 4-story moment frame by PBPD and FBD methods



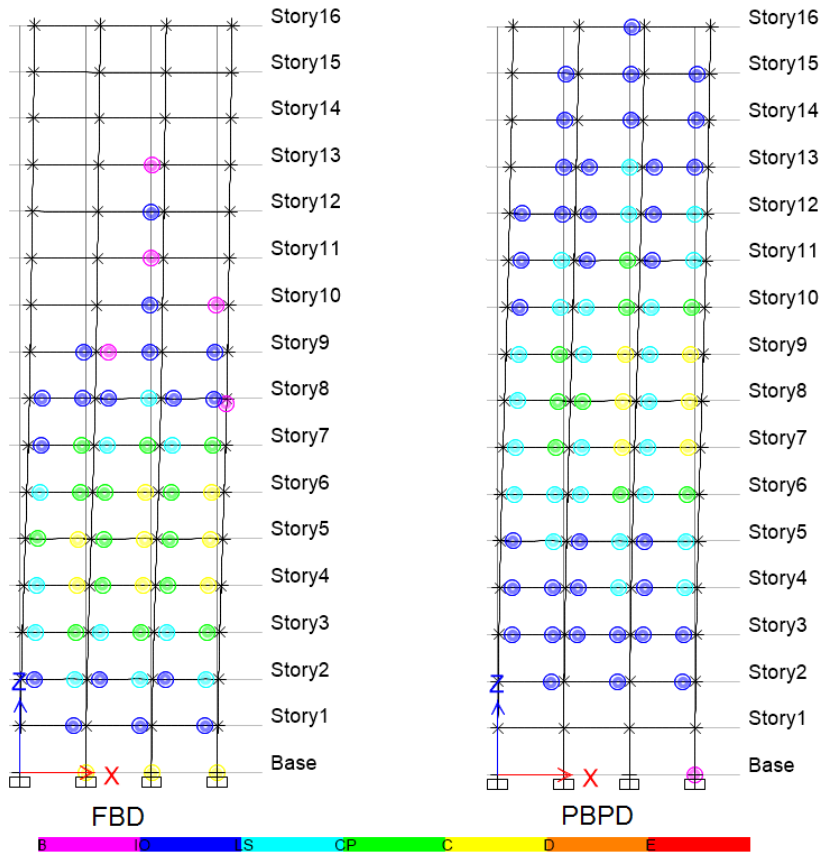
شکل ۱۵. توزیع مفاصل پلاستیک در تغییرمکان نسبی ۲٪ برای قاب خمشی ۸ طبقه به روش های FBD و PBPD

Fig. 15. Distribution of plastic joints at the relative displacement of 2% for 8-story moment frame by PBPD and FBD methods



شکل ۱۶. توزیع مفاصل پلاستیک در تغییرمکان نسبی ۲٪ برای قاب خمشی ۱۲ طبقه به روش های FBD و PBPD.

Fig. 16. Distribution of plastic joints at the relative displacement of 2% for -12story moment frame by PBPD and FBD methods



شکل ۱۷. توزیع مفاصل پلاستیک در تغییرمکان نسبی ۲٪ برای قاب خمشی ۱۶ طبقه به روش های FBD و PBPD.

Fig. 17. Distribution of plastic joints at the relative displacement of 2% for -16story moment frame by PBPD and FBD methods

جدول ۷. مشخصات شتاب نگاشت های برداشت شده.

Table 7. Extracted accelerograms specifications

| number | Earthquake Name | Year | Station Name | Magnitude | PGA (g) | Site Class |
|--------|-----------------------|------|-------------------------|-----------|---------|------------|
| ۱ | Superstition Hills-02 | ۱۹۸۷ | El Centro Imp. Co. Cent | ۶/۵۴ | ۰/۳۵۷۲۶ | D |
| ۲ | Superstition Hills-02 | ۱۹۸۷ | Poe Road (temp) | ۶/۵۴ | ۰/۲۸۶۱۸ | D |
| ۳ | Loma Prieta | ۱۹۸۹ | Capitola | ۶/۹۳ | ۰/۵۱۱۱۳ | D |
| ۴ | Landers | ۱۹۹۲ | Coolwater, LN | ۷/۲۸ | ۰/۴۱۷۲۰ | D |
| ۵ | Landers | ۱۹۹۲ | Yermo Fire Station | ۷/۲۸ | ۰/۲۴۴۵۲ | D |
| ۶ | Northridge-01 | ۱۹۹۴ | LA - Hollywood Stor FF | ۶/۶۹ | ۰/۳۵۸۳۴ | D |
| ۷ | Chi-Chi_ Taiwan | ۱۹۹۹ | CHY036 | ۷/۶۲ | ۰/۲۷۲۵۵ | D |

FBD به ترتیب تحت شتاب نگاشت های شماره ۵ و ۷ دارای مفاصل پلاستیک خارج از محدوده ی عملکرد ایمنی جانی در ستون های خود هستند. به طور کلی می توان گفت تمامی نتایج به دست آمده از مقایسه مفاصل پلاستیک و توزیع آن در طبقات با نتایج تحلیل بار افزون تطابق دارد و بیانگر این موضوع است که قاب PBPD به عملکرد مورد نظر و مکانیزم مطلوب نزدیک تر است.

نمودار تغییرمکان نسبی حداکثر طبقات در قاب های PBPD و FBD می تواند معیار مناسب دیگری برای مقایسه عملکرد قاب های طراحی شده با استفاده از این دو روش می باشد. در اینجا از حداکثر تغییرمکان نسبی رکورد ها میانگین گرفته و برای هر طبقه جداگانه به صورت نمودار نمایش داده شده است.

شکل ۱۹ حاکی از آن است که به طور کلی در تمامی قاب های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه قاب طراحی شده به وسیله ی روش FBD تغییرمکان نسبی بیشتری نسبت به روش دیگر رخ داده است. این موضوع به این معنی است که قاب روش PBPD توانسته در برابر رکورد مشخص مقاومت بیشتری در مقابل تغییر شکل از خود نشان دهد.

همچنین برای مقایسه تغییرمکان نسبی باقیمانده طبقات نمودارهای شکل ۲۰ تهیه شده است. در این نمودار ها مشابه نمودارهای فوق از تغییرمکان نسبی باقیمانده طبقات تمامی رکورد های مشخص شده میانگین گرفته شده است. شکل زیر نشان می دهد در اکثر موارد تغییرمکان نسبی باقیمانده در قاب FBD بیشتر از قاب PBPD

نهایت به صورت زوال مقاومتی شدید در منحنی ظرفیت سازه نمایان خواهد شد.

۸- تحلیل تاریخچه زمانی

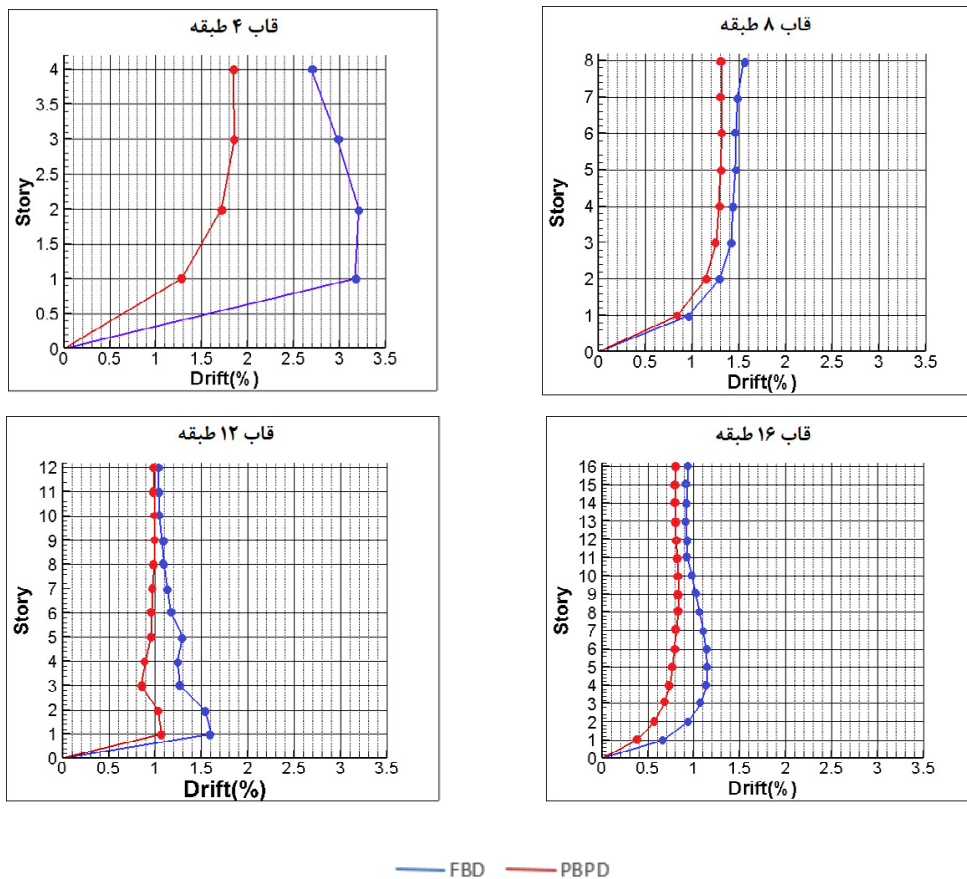
در این تحقیق علاوه بر تحلیل بارافزون از تحلیل دینامیکی غیرخطی استفاده شده و با مقایسه نتایج تحلیل های بارافزون با نتایج به دست آمده از تحلیل های دینامیکی غیرخطی، محدوده قابل اطمینان پاسخ ها و همچنین مزایا و معایب دو روش طراحی ارائه گردیده است. برای ارزیابی رفتار دینامیکی غیر خطی سازه های طراحی شده از هفت شتاب نگاشت با مشخصات مندرج در جدول (۷) استفاده شده است. سعی شده است در انتخاب شتاب نگاشت ها مفروضات انجام شده در طراحی از لحاظ نوع ساختگاه مدنظر قرار گیرد. شتاب نگاشت ها در تحلیل سازه دو بعدی به نحوی مقیاس شدند که مقدار متوسط طیف بازتاب آن ها با ۵٪ میرایی در محدوده ی $0.1/T - 0.5/T$ از میزان نظیر در طیف طرح و یا طیف حداکثر بسته به مورد کمتر نباشند. یاد آوری می گردد که T ، زمان تناوب مود اصلی سازه است.

شکل ۱۸ نشان می دهد در اکثر موارد مفاصل پلاستیک تیر در قاب PBPD بیشتر از قاب FBD می باشد. همچنین مشابه تحلیل بار افزون مفاصل پلاستیک در ستون های غیرپایه در قاب FBD مشاهده می شود. قابل ذکر است قاب ۴ طبقه و ۱۶ طبقه ی روش



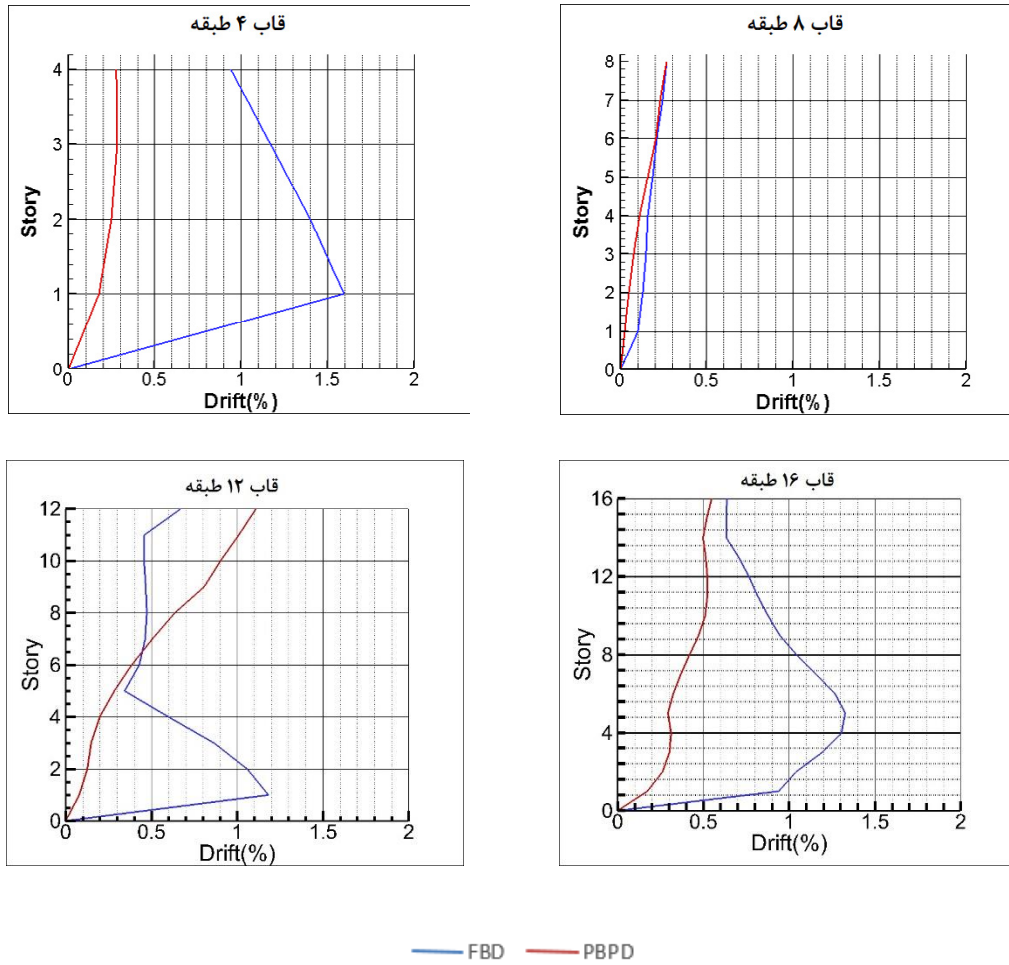
شکل ۱۸. مقایسه مفاصل پلاستیک تشکیل شده در قاب های طراحی شده به روش های FBD و PBPD تحت شتاب نگاشت های فوق

Fig. 18. Comparison of plastic joints formed in frames designed by PBPD and FBD methods using the above accelerograms



شکل ۱۹. نمودار میانگین حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات هفت شتاب نگاشت مشخص شده در قاب های FBD و PBPD.

Fig. 19. Diagram of the average maximum relative displacement of the seven classes of accelerogram specified in PBPD and FBD frames



شکل ۲۰. نمودار میانگین تغییر مکان نسبی باقیمانده طبقات هفت شتاب نگاشت مشخص شده در قاب های FBD و PBPD

Fig. 20. Diagram of the average residual relative displacement of the seven classes of accelerogram specified in PBPD and FBD frames

در این مقاله با محاسبه حداکثر تغییر مکان نسبی و همچنین تغییر مکان نسبی باقیمانده طبقات سازه که با استفاده از تعداد زیادی تحلیل غیرخطی دینامیکی توسط شتاب نگاشت های مختلف بر روی قاب های خمشی فولادی متعدد انجام شده و مقایسه ی تغییر مکان های حاصل از اثر بارهای جانبی در تحلیل تاریخچه زمانی و پاسخ غیر خطی قاب های طراحی شده با دو روش مذکور، نشان می دهد که روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، به عملکرد مورد نظر نسبت به روش مبتنی بر نیرو نزدیک تر است. علت این نتایج را می توان اعمال تغییر مکان هدف به عنوان یکی از معیارهای عملکردی کلیدی از پیش انتخاب شده دانست که از همان ابتدا در روند طراحی بر مبنای عملکرد حضور دارد.

می باشد. از آن جایی که تغییر مکان نسبی باقیمانده می تواند به عنوان شاخص خرابی محسوب شود می توان گفت قاب طراحی شده به روش نیرو در برابر رکورد مشخص دارای خرابی بیشتری شده است. با توجه به اهمیت تغییر مکان به عنوان یکی از عوامل مهم خرابی و فروریزی ساختمان ها در زلزله های شدید، بنابراین توجه به مقوله جابجایی ها و تغییر مکان های نسبی واقعی غیرالاستیک بوجود آمده در سازه جهت طراحی و کاهش خسارت تحت زمین لرزه های شدید ضروری به نظر می رسد. در روش FBD به مقوله جابجایی غیرخطی توجه چندانی نشده و صرفاً این مقادیر را با تشدید تغییر مکان های الاستیک سازه ها توسط ضرایبی به دست می آورند که نمی تواند تخمین درستی از تغییر مکان های واقعی سازه باشد.

۹- نتیجه گیری

در طراحی پلاستیک بر مبنای عملکرد، سازه بر اساس نیروی جانبی زلزله بزرگ تری نسبت به طراحی مبتنی بر نیرو طراحی می شود که وزن اسکلتی بیشتری را به سازه اعمال می کند و اما به علت رویکرد پلاستیک در طراحی، این افزایش وزن بیشتر به مقاطع ستونی سازه تعلق می گیرد و این موضوع موجب می شود تا سازه به مکانیزم مطلوب خود نائل گردد. تشکیل مفاصل پلاستیک در مکان های مورد نظر باعث می شود تا سازه بتواند همراه با تغییر مکان بیشتر، پایداری خود را هم حفظ نماید و دارای قابلیت شکل پذیری بالایی باشد. در واقع می توان گفت انتخاب معیار های عملکردی در ابتدای روش PBPD توانسته عملکرد سازه طراحی شده را قابل پیش بینی کند. همچنین به دلیل استفاده از دو هدف عملکردی در روند طراحی می تواند به عنوان یک روش چند عملکردی، روش مطمئن تری محسوب شود.

ولی در روش متداول برش پایه مبتنی بر طیف پاسخ شتاب بوده و عملکرد مورد انتظار نقش مستقیمی در تعیین آن ندارد و تنها کنترل تغییر مکان به عنوان شاخصی از عملکرد در روند طراحی کنترل می شود. ضمن اینکه پس از تعیین برش پایه و توزیع آن در ارتفاع ساختمان، نیروی مقاومت مورد نیاز اجزای سازه تعیین می شود، که استفاده از تک پارامتر مقاومت برای بیان رفتار اجزای سازه ای در محدوده غیر ارتجاعی مناسب نیست. و استفاده از ضریب رفتار R برای بیان رفتار غیر خطی دقیق و مورد توافق همگانی نبوده است. نتایج تحلیل های انجام شده در این تحقیق نشان می دهد که کاستی های روش FBD در خصوص برآورده نمودن انتظارات عملکردی با بکارگیری روش طراحی بر مبنای عملکرد PBPD تا حدی قابل پوشش است.

مراجع

- Probabilistic comparative investigation on introduced performance-based seismic design and assessment criteria, *Engineering Structures*, 220-206 (2017) 151.
- [4] FEMA445-, Next-Generation Performance-Based Seismic Design Guidelines, 2006.
- [5] J. Bai, J. Ou, Earthquake-resistant design of buckling-restrained braced RC moment frames using performance-based plastic design method, *Engineering Structures*, 107 79-66 (2016).
- [6] Y.J. Cha, J.W. Bai, Seismic fragility estimates of a moment-resisting frame building controlled by MR dampers using performance-based design. *Engineering Structures*, 116 202-192 (2016).
- [7] M.Ch. Basim, H.E. Estekanchi, Application of endurance time method in performance-based optimum design of structures, *Structural Safety*, 67-52 (2015) 56.
- [8] FEMA356-, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C., 2000.
- [9] ATC 40, Seismic evaluation and retrofit of existing concrete buildings, Redwood City (CA): Applied Technology Council, 1996.
- [10] P. Fajfar, A nonlinear analysis method for performance-based seismic design, *Earthquake Spectra*, (2000) (3)16 92-573.
- [11] Q. Xue, A direct displacement-based seismic design procedure of inelastic structures, *Engineering Structures*, 60-1453 (2001) (1)23.
- [12] S.H. Chao, S.C. Goel, Performance-Based Seismic Plastic Design of Seismic resistant Spatial Truss Moment Frames (STMF), Report No. UMCCE 2006 ,03-06a.
- [13] S.C. Goel, S.S. Lee, S.H. Chao, Performance-based seismic design of steel moment frames using target drift and yield mechanism, 13th World Conference on Earthquake Engineering, 2004.
- [14] S.C. Goel, S. Chao, S. LeelataviWat, S. Lee, Performance-Based Plastic Design (PBPD) Method for Earthquake-Resistant Structures, 2008.
- [15] S. Shoeibi, M. Kafi, M. Gholhaki, New performance-based seismic design method for structures with structural fuse
- [1] M. Safari Gorji, J.J. Roger Cheng, Plastic analysis and performance-based design of coupled steel plate shear, *Engineering Structures*, 484-472 (2018) 166.
- [2] S. Sattar, Evaluating the consistency between prescriptive and performance-based seismic design approaches for reinforced concrete moment frame buildings, *Engineering Structures*, 931-919 (2018) 174.
- [3] R. Allahvirdizadeh, M. Khanmohammadi, M.S. Marefat,

- Engineering, University of Michigan, 2007.
- [22] S. Leelataviwat, S.C. Goel, B. Stojadinovic, Toward Performance-Based Seismic Design of Structures, *Earthquake Spectra*, 461-435 (1999) (3)15.
- [23] S.H. Chao, S.C. Goel, S.S. Lee, A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures, *Earthquake Spectra*, 569-547 (2007) (3)23.
- [24] N.M. Newmark, W.J. Hall, *Earthquake Spectra and Design*. EI Cerrito, CA: Earthquake Engineering Research Institute, 1982.
- [25] UBC, Structural Engineering Design provisions, Uniform Building Code, Vol. 2, International Conference of Building Officials, (1994).
- [26] A. Gupta, H. Krawinkler, Seismic Demands for Performance Evaluation of Steel Moment Resisting Frame Structures, John A. Blume Earthquake Engineering Center Report No. 132, Department of Civil Engineering, Stanford University, (1999).
- [27] D. Sahoo, S.H. Chao, Performance-Based Plastic Design Method for Buckling Restrained Braced Frames, *Engineering Structures*, .2958-2950 (2010) (9)32.
- system, *Engineering Structures*, 760-745 (2017) 132.
- [16] Structural and earthquake engineering software, ETABS, CSI Analysis Reference Manual, 2015.
- [17] AISC 360, Specification for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 10-360, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2010.
- [18] ASCE 7, Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 10-7), American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 2010.
- [19] A. Ghorbarah, Performance-based design in earthquake engineering: state of development, *Engineering Structure*, 884-878 (2001) (8)23.
- [20] G.W. Housner, The Plastic Failure of Frames during Earthquakes, Proceedings of the Second World Conference on Earthquake Engineering: 1012-997. Tokyo: International Association of Earthquake Engineering, (1012-997) (1960).
- [21] S.H. Chao, S. C. Goel, Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria, Report No. UMCCE OS-OS. Ann Arbor, MI.: Department of Civil and Environmental

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

F.S. Mousavinejad, H. Ostad Hossein, Performance Based Plastic Design of Steel Moment Frame and Comparing It with Force Based Design, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 53(2) (2021) 515-534.

DOI: [10.22060/ceej.2019.15827.6044](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.15827.6044)



