



# مقایسه قابهای مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی متقارن طراحی شده بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC 2009 و روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد

محسنعلی شایانفر<sup>۱</sup>، علیرضا رضائیان<sup>۲</sup>، علی زنگنه<sup>۳</sup>  
(دریافت ۸۹/۷/۱۸، پذیرش ۹۱/۶/۲)

## چکیده

بسیاری از کشورها برای طراحی ساختمان‌ها در برابر بارهای ناشی از زلزله آیین‌نامه‌های ویژه‌ای دارند. در این آیین‌نامه‌ها، پارامترهایی مانند شرایط ساختگاه، لرزه‌خیزی محل ساخت، اهمیت ساختمان و نوع سازه ساختمان از عوامل تاثیرگذار است. برای در نظر گرفتن این پارامترها در تعیین و توزیع نیروهای ناشی از زلزله ضرایب خاصی معرفی شده که نگرش به این ضریبها در آیین‌نامه‌های مختلف، متفاوت است. در بیشتر این آیین‌نامه‌ها، محاسبه و توزیع برش پایه بر اساس آنالیزهای الاستیک استوار می‌باشد. این مساله، رفتار واقعی سازه را تحت اثر زلزله‌های شدید در نظر نمی‌گیرد. برای بهبود این مساله، در این مقاله یک روش جدید که اثر رفتار پلاستیک سازه را در توزیع نیروی زلزله در ارتفاع لحاظ می‌نماید، استفاده شده است. به این روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) اطلاق می‌شود. تمرکز اصلی این تحقیق بررسی عملکرد قاب مهاربندی شده واگرا با پیوند افقی متقارن (H-EBF) می‌باشد که توزیع بار جانبی در طراحی آن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، IBC 2009 و PBPD انجام شده است، لازم به ذکر است طراحی قاب‌ها بر اساس روش ظرفیت می‌باشد. بررسی نتایج نشان می‌دهد که در قابهای طراحی شده به روش PBPD، مفصل‌های پلاستیک، جابجایی طبقه‌ها و چرخش پلاستیک پیوندها به طور بکخواخت در ارتفاع توزیع می‌شود.

## کلمات کلیدی

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قابهای مهاربندی شده واگرا، عملکرد لرزه‌ای، پیوند افقی متقارن، مفصل پلاستیک

## Comparison of Different H-EBF Designed Using Iranian 2800 Standard, IBC 2009 and Performance Based Plastic Design

M.A. Shayanfar<sup>1</sup>, A.R. Rezaeian<sup>2</sup>, A. Zanganeh<sup>3</sup>

### ABSTRACT

Many countries have their own specific code for seismic resistant design of structures. In all these codes, it is important to know site characteristics, site seismicity, building importance, type of structural resistant system and situation of building. corresponding, coefficients in different codes are varied. Defining the base shear and its distribution at floor levels are based on elastic analysis, which cannot simulate the actual behavior of structure under severe ground motions. This is mostly contributed to the formation of plastic hinges along the height of the structure which are not accounted for in elastic analyses. Therefore, new method referred to as "performance based plastic design" (PBPD) has been used to simulate the actual behavior of structures under severe ground motions. In this paper, the seismic performance of eccentrically braced steel frames with symmetric horizontal links (H-EBF) that are designed based on Iranian 2800 standard code (3<sup>rd</sup> edition), IBC 2009 and PBPD are compared. In PBPD method, the plastic hinge, story displacement and plastic rotation of links are uniformly distributed along the height and nonlinear behavior of the structure is accounted for.

### Keywords

Performance Based Plastic Design, Eccentrically Braced Frame, Seismic Performance, Symmetric Horizontal Link, Plastic Hinge.

۱ استادیار دانشکده عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران [shayanfar@iust.ac.ir](mailto:shayanfar@iust.ac.ir) (نویسنده مسئول)

۲ استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، کرج [alireza.rezaeian@iuka.ac.ir](mailto:alireza.rezaeian@iuka.ac.ir)

۳ دانشجوی کارشناس ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران [a\\_zanganeh@civileng.iust.ac.ir](mailto:a_zanganeh@civileng.iust.ac.ir)



آیین نامه‌های مختلف ضوابط مختلفی را برای محاسبه برش پایه ارائه داده‌اند که در آنها پارامترهای متعددی از جمله، ساختگاه و لرزه‌خیزی محل تاثیرگذار است. در بیشتر آیین نامه‌های موجود، برای توزیع نیروی برش پایه در ارتفاع آنالیز الاستیک استفاده و با روش‌های غیرمستقیم رفتار غیرالاستیک سازه در نظر گرفته می‌شود. برای لحاظ رفتار غیرخطی سازه که عمدتاً به شکل پذیری و اضافه مقاومت آن بستگی دارد، برش پایه طراحی (V) با ضریب رفتار (R)، کاهش می‌یابد. پس از طراحی بر اساس مقاومت، تغییر مکان نسبی طبقه که با افزایش تغییر مکان الاستیک توسط ضریب ( $C_d$ ) اصلاح می‌شود، کنترل می‌گردد. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، عمدتاً بر اساس مدل اول سازه تعیین می‌شود [Clough and Penzien 1]، Chopra، [Nehrp2] [۴و۳]. در حال حاضر در ایران برای توزیع بار از روش استاندارد ۲۸۰۰ [۵] استفاده می‌گردد که نزدیک به UBC 94 [۶] می‌باشد. در آمریکا برای توزیع نیروی جانبی از IBC 2009 [۷] استفاده می‌شود. برای طراحی سازه‌ها دو روش تنش مجاز (ASD) و روش ضرایب بار و مقاومت [(LRFD)۸] وجود دارند. برای ایجاد شکل‌پذیری در سازه‌های فولادی یک المان که بتواند در زمان زلزله جاری شود و استهلاک انرژی را انجام دهد، انتخاب می‌گردد (به این المان فیوز اطلاق می‌شود). در طرح لرزه ای سازه‌های فولادی، طراحی المان فیوز بر اساس سطح نیروهای آیین نامه ای انجام و طراحی سایر اعضا بر اساس حداکثر نیروی تولید شده توسط فیوز صورت می‌گیرد. اما این مساله نمی‌تواند به صورت کامل مکانیزم ایده‌آل مدنظر طراح را تعیین نماید. مکانیزم ایده‌آل در این مقاله تسلیم برشی پیوند و تسلیم خمشی پای ستون طبقه اول در زلزله‌های شدید است. برای رفع این مشکل روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد (PBPD) توسط [۹ و ۱۰] Leelataviwt et al، [۱۱] and Goel Lee [Dasgupta et al ۱۲]، [۱۳-۱۵] Chao

and Goel [Goel and Chao ۱۶]، [۱۷] Goel معرفی شده‌است.

در این روش از جابجایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان پارامترهای عملکردی استفاده می‌شود. مبنای روش PBPD بر اساس روش انرژی می‌باشد، که اولین بار توسط [Housner ۱۸] به کار گرفته شده‌است. در این روش برای تعیین برش پایه از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابجایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل بدست می‌آید، استفاده می‌شود.

روش طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد ابتدا توسط [Leelataviwt ۱۹] برای طراحی قابهای خمشی (MRF) به کار گرفته شد، و توزیع برش پایه در ارتفاع بر اساس UBC 97 [۲۰] انجام شد. با توجه به آنکه روش توزیع خطی بار جانبی، اثر مدهای بالاتر را در نظر نگرفته و توزیع غیریکنواخت برای برش طبقات به همراه دارد، بنابراین برای جبران این کمبودها این روش دوباره بر روی قابهای خمشی (MRF) توسط [Goel و Lee ۱۱] انجام شده‌است که تفاوت کار آنها لحاظ توزیع نیروی جانبی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی سازه است. این روش جدید توزیع نیرو، توزیع نمایی است که مبتنی بر آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی است و رفتار یکنواخت سازه را در اثر زلزله‌های شدید نشان می‌دهد. این روش توسط [Goel و Chao ۲۱] روی قابهای مهاربندی و اگر با پیوند افقی نا متقارن (H-EBF) انجام شده‌است. همچنین این روش روی قابهای خمشی خریایی ویژه و قابهای مهاربندی همگرا توسط [Goel و Chao ۱۵ و ۱۶] انجام شده‌است. در این روش جدید مکانیزم تسلیم قابل کنترل است و جابجایی‌ها و چرخش پلاستیک منظم‌تر در ارتفاع توزیع می‌شود.



## ۲. روش تحقیق

در این مقاله، برای بررسی تاثیر نیروها و مکانیزم تشکیل مفصل‌ها در قابهای مهاربندی شده خارج از مرکز با پیوند افقی متقارن، از آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. از روش تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه ای قاب طراحی شده به سه روش مذکور استفاده می‌شود. در این مقاله از قاب های ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه که برش پایه و توزیع نیروی جانبی در آنها توسط استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، IBC 2009 [۷] و PBPD بدست آمده است، استفاده شده است. طراحی این قاب ها بر اساس دستورالعمل لرزه ای AISC 2005 [۸] با نرم افزار ETABS Ver.9 صورت گرفته است. برای آنالیزهای تاریخیچه زمانی غیرخطی از Perform 3D [۲۲] استفاده شده است. پارامترهایی مانند ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند، ماکزیمم جابجایی نسبی طبقات، ماکزیمم شتاب مطلق و توزیع نسبی برش طبقه برای مقایسه عملکرد لرزه ای هر قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

## ۳. معرفی روش های استفاده شده برای تعیین برش پایه و توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

### ۳-۱. آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)

در استاندارد ۲۸۰۰ [۵] برش پایه از رابطه (۱) بدست می‌آید.

$$V = \frac{ABI}{R} W \quad (1)$$

در این رابطه: A شتاب مبنای طرح، B ضریب بازتاب ساختمان، I ضریب اهمیت ساختمان، R ضریب رفتار سازه، W وزن لرزه ای ساختمان است. توزیع نیروی برش در ارتفاع سازه طبق رابطه (۲) انجام می‌شود.

$$F_i = (V - F_t) \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} \quad (2)$$

در این رابطه  $W_i$  وزن لرزه ای طبقه  $i$ ام می‌باشد،  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$ ام از تراز پایه و  $F_t$  نیروی جانبی اضافی برای در نظر گرفتن اثر مدهای بالاتر است.

### ۳-۲. International Building Code (IBC 2009)

در IBC 2009 [۷] برش پایه از معادله (۳) بدست می‌آید

$$V = C_S W \quad (3)$$

در این رابطه  $C_S$  ضریب پاسخ لرزه ای و W وزن لرزه ای ساختمان است  $C_S$  بر اساس پیوند سازه، طبق رابطه‌های مندرج در IBC 2009 تعیین می‌گردد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به صورت رابطه (۴) بدست می‌آید.

$$F_x = V \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \quad (4)$$

در این رابطه،  $W_i$ ،  $h_i$  و W مانند استاندارد ۲۸۰۰ تعریف می‌شوند. لازم به ذکر است پارامتر K با توجه به پیوند اصلی سازه تعیین می‌گردد.

### ۳-۳. Performance Based Plastic Design (PBPD)

در روش PBPD از جابجایی هدف و مکانیزم تسلیم به عنوان معیارهای عملکرد استفاده می‌شود. این دو پارامتر به طور مستقیم به ترتیب به درجه و توزیع خرابی سازه مربوط هستند. همانطور که قبلاً عنوان شد، طراحی بر اساس برش بدست‌آمده از رابطه تعادل بین کار مورد نیاز برای ایجاد تغییر مکان یک طرفه سازه تا رسیدن به جابجایی هدف و انرژی داخلی که با استفاده از طیف پاسخ سیستم الاستوپلاستیک یک درجه آزادی معادل بدست می‌آید، انجام می‌شود. فرض می‌شود مقدار کار خارجی مورد نیاز برای انجام این جابه‌جایی،  $\gamma$  برابر انرژی داخلی الاستیک است. بر این اساس، رابطه تعادل انرژی به صورت رابطه (۵) تنظیم می‌گردد.

$$(E_e + E_p) = \gamma \left( \frac{1}{2} MS_V^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left( \frac{T}{2\pi} C_e g \right)^2 \quad (5)$$

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \quad (12)$$

که در این رابطه  $\alpha$  یک پارامتر بدون بعد است که به سختی سازه و مشخصات مودال و جابجایی هدف بستگی داشته و از رابطه (۱۳) محاسبه می‌گردد.

$$\alpha = \left( \sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) \right) \left( \frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75} T^{-0.2} \left( \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (13)$$

در این رابطه،  $\beta_i$  ضریب توزیع برش است که از رابطه (۱۴) محاسبه می‌شود.

$$\frac{V_i}{V_n} = \beta_i = \left( \frac{\sum_{j=i}^n W_j h_j}{W_n h_n} \right)^{0.75} T^{-0.2} \quad (14)$$

$\theta_p$  جابجایی پلاستیک و  $\theta_u$  جابجایی هدف و  $\theta_y$  جابجایی تسلیم است که از رابطه (۱۵) بدست می‌آید.

$$\theta_p = \theta_u - \theta_y \quad (15)$$

در این روش نیروی جانبی در طبقه‌ی آخر به صورت معادله (۱۶) بدست می‌آید و توزیع نیروی برشی در ارتفاع به صورت رابطه (۱۷) است.

$$F_n = V \left( \frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75} T^{-0.2} \quad (16)$$

$$\beta_{i+1} = 0 \quad i=n \text{ اگر } F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) V_n \quad (17)$$

#### ۴. طراحی عضوهای سازه

اولین گام طراحی پس از تعیین بار جانبی، طراحی پیوند می‌باشد. برای این عمل با قراردادن برش هر طبقه به عنوان برش پیوند آن طبقه، مقطع پیوند با رابطه (۱۸) بدست می‌آید. طراحی اعضا بر اساس Seismic AISC 05 [۸] به روش ASD انجام می‌شود.

$$\phi V_p = 0.9(0.6F_y A_w) = 0.9(0.6F_y (d_b - 2t_f)t_w) \quad (18)$$

با توجه به آنکه در EBFها تمام عملکرد غیر الاستیک در تیر پیوند محدود می‌شود و عضوهای دیگر باید الاستیک باقی بمانند، طراحی عضوهای خارج از پیوند با استفاده از حداکثر نیروی مورد انتظار در پیوند صورت می‌گیرد. به

در این رابطه  $E_e, E_p$  به ترتیب جزء پلاستیک و الاستیک انرژی مورد نیاز برای رساندن سازه به جابجایی هدف،  $S_v$  سرعت طیف طراحی،  $M$  جرم کل سازه،  $\gamma$  ضریب اصلاح است. ضریب اصلاح با توجه به شکل (۱) با نوشتن معادله تعادل (۶) به صورت رابطه (۷) بدست می‌آید.

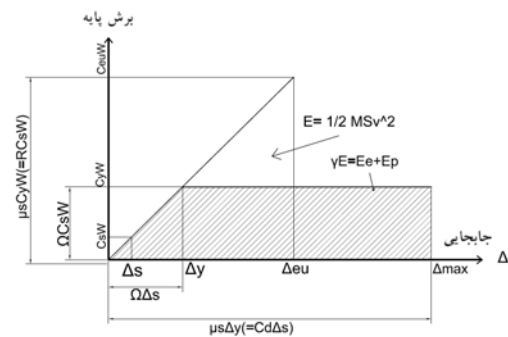
$$\gamma \left( \frac{1}{2} C_{eu} W \Delta_{eu} \right) = \frac{1}{2} C_Y W (2\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (6)$$

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R^2 \mu} \quad \gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R^2 \mu} \quad (7)$$

در رابطه فوق  $R_\mu$  ضریب کاهش انعطاف پذیری و  $\mu_s$  ضریب انعطاف پذیری سازه‌ای است. که این پارامترها از معادله‌های (۸ و ۹) بدست می‌آیند.

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (8)$$

$$\mu_s = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (9)$$



شکل (۱): رفتار ایده‌آل سازه و مفهوم تعادل انرژی [۲۱]

انرژی پلاستیک از کار خارجی انجام شده توسط بار جانبی به صورت معادله (۱۰) بدست می‌آید.

$$E_p = \sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p \quad (10)$$

انرژی الاستیک با فرض اینکه سیستم به یک سیستم یک درجه آزادی، کاهش یافته است به صورت معادله (۱۱) تنظیم می‌شود.

$$E_e = \frac{1}{2} M \left( \frac{T}{2\pi W} V g \right)^2 \quad (11)$$

با قرار دادن معادله‌های (۱۰) و (۱۱) در معادله (۵)، برش پایه به صورت معادله (۱۲) نوشته می‌شود.



چنین روش طراحی، طراحی بر اساس ظرفیت اطلاق می‌گردد.

مکانیزم تسلیم پیوند، به طول آن وابسته می‌باشد که این پارامتر نیز تابعی از ظرفیت خمشی، ظرفیت برش و کرنش سخت شوندگی می‌باشد. این دسته‌بندی بر اساس ضابطه‌های AISC 05 [۸] به این صورت است که اگر

رابطه  $e \leq \frac{1.6M_p}{V_p}$  برقرار باشد، تسلیم برشی است اگر

رابطه  $e \geq \frac{2.6M_p}{V_p}$  برقرار باشد، تسلیم خمشی و اگر

رابطه  $\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p}$  برقرار باشد، ترکیبی از تسلیم

برشی و خمشی است. در این مقاله از پیوندهایی با طول کوتاه (تسلیم برشی) استفاده شده است.

برای طراحی ستونها از دیاگرام آزاد ستونها (شکل ۲ برای ستونهای داخلی نوع ۱ و شکل ۳ برای ستونهای داخلی نوع ۲) استفاده می‌شود که در این شکل  $V_u$  ماکزیمم برش مورد انتظار در پیوند است که در AISC 05 [۸]

برای پیوندهای برشی ( $e < \frac{1.6M_p}{V_p}$ ) به شکل رابطه (۱۹)

ارائه شده است.  $M_B$  ماکزیمم لنگر انتهایی پیوند است که در AISC 05 [۸] برای پیوند های متقارن برشی به صورت معادله (۲۰) است.

$$V_u = 1.25R_y(0.6F_y(d_b - 2t_f)t_w) \quad (19)$$

$$M_B = e(1.25R_y V_p)/2 \quad (20)$$

که در این رابطه  $V_p = 0.6F_y(d_b - 2t_f)t_w$  و  $M_p = ZF_y$  که  $Z$  مدول مقطع پلاستیک است.

بر اساس شکل (۲-الف) و برقراری معادلات تعادل سیستم، مجموع نیروهای اعمالی در جهت راست،  $F_R$ ، بدست می‌آید که در رابطه (۲۱) نشان داده شده است و بر اساس شکل (۲-ب) و لنگرگیری حول پای ستون پایه، مجموع نیروهای اعمالی در جهت چپ،  $F_L$ ، محاسبه می‌شود، که طبق رابطه (۲۲) است.

$$F_R = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i - \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (21)$$

$$F_L = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i + \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (22)$$

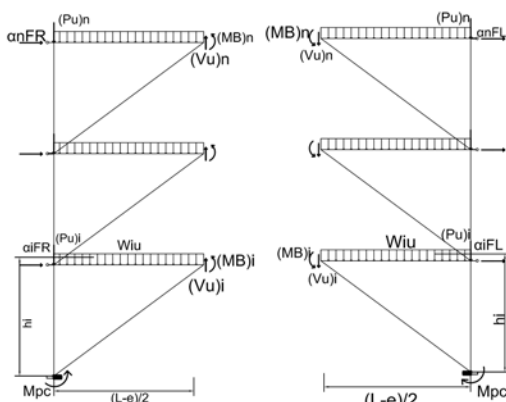
در رابطه‌های فوق  $\alpha = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^n F_i} = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})}$  اگر

$i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0$  و  $M_{pc}$  لنگر پلاستیک مورد نیاز در

طبقه اول است و برای جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم به صورت رابطه (۲۳) پیشنهاد شده است [۹].

$$M_{pc} = \frac{1.1V' h_1}{4} \quad (23)$$

که در این رابطه  $V'$  برش پایه‌ی یک دهانه است که از تقسیم برش پایه کل به تعداد دهانه‌های مهاربندی شده بدست می‌آید و  $h_1$  ارتفاع طبقه اول می‌باشد.



الف: نوع ۱

ب: نوع ۲

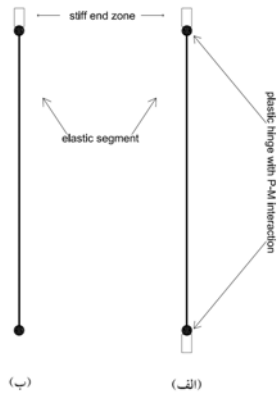
شکل (۲): دیاگرام آزاد ستون داخلی

### ۵- تحلیل غیر خطی

برای انجام تحلیل غیرخطی از نرم‌افزار Perform 3D استفاده شده است که این نرم‌افزار یک نرم‌افزار غیرخطی در انجام آنالیزهای سازه‌ای است. در این نرم‌افزار برای مدل سازی پیوندها از المان beam که در آن مفصل برشی تعبیه شده است، استفاده می‌گردد. شکل (۳) رابطه برش-کرنش پلاستیک را برای این مفصل نشان می‌دهد. برای

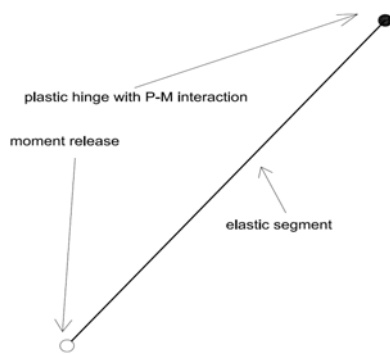


مدل‌سازی ستونها و عضوهای مهاری از المان تیر-ستون که در آن مفصل اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) تعبیه شده است، استفاده گردیده است. در شکل (۴) رابطه لنگر-چرخش پلاستیک را برای این مفصل نشان داده شده است. شکل (۵) منحنی اندرکنش ممان و نیروی محوری (P-M) را برای المان تیر-ستون نشان می‌دهد. در شکل‌های (۶-۹) اجزاء مدل ستون و عضو مهاری و تیر و پیوند برشی مشخص شده است.

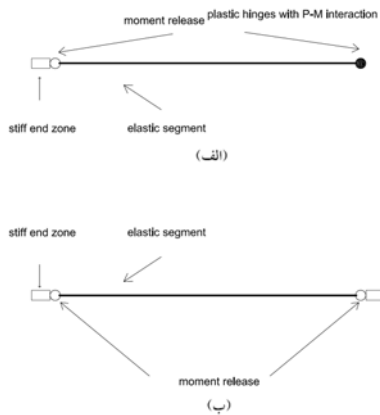


شکل (۶): مدل اجزاء ستون: الف:ستونهای طبقات

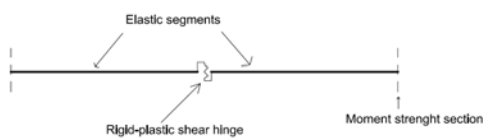
ب:ستونهای طبقه اول



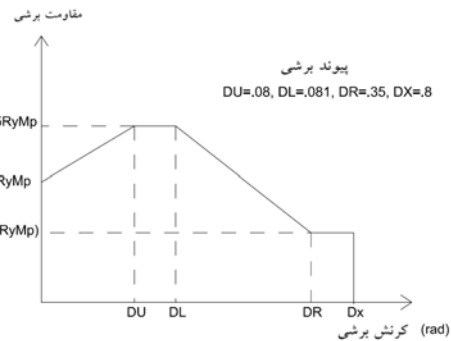
شکل (۷): مدل اجزاء عضو مهاری



شکل (۸): اجزاء مدل تیر الف: تیر در دهانه پیوند ب: تیر در دهانه غیر پیوند.



شکل (۹): مدل اجزاء پیوند برشی

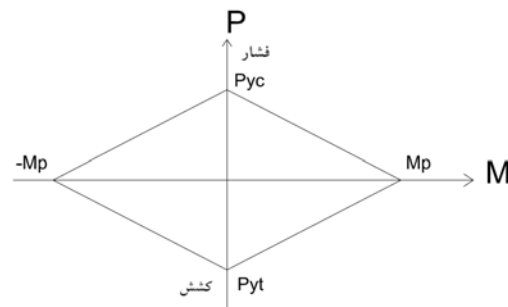


شکل (۳): نمودار برش-کرنش پلاستیک

برای پیوند برشی [۲۳]



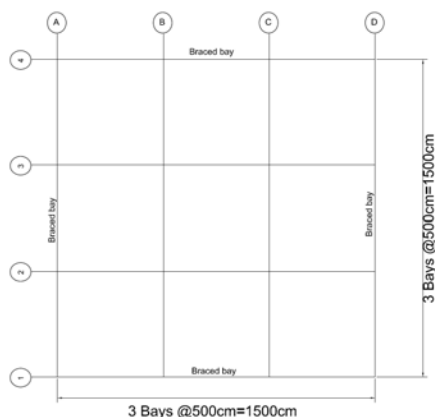
شکل (۴): نمودار لنگر-چرخش پلاستیک برای ستون [۲۳]



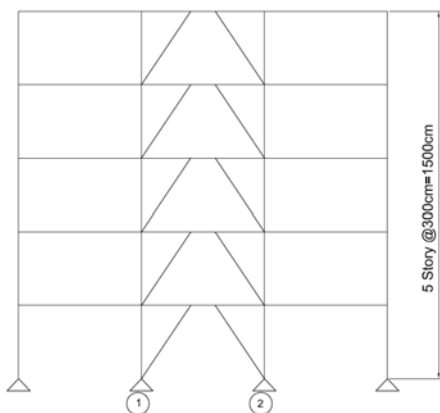
شکل (۵): منحنی اندرکنش P-M برای المان تیر-ستون [۲۱]



پس از محاسبه‌ی برش پایه با استفاده از روشهای توزیع نیروی جانبی ذکر شده در بالا نیروی جانبی در هر طبقه برای هر قاب بدست می‌آید که در جدول (۴) این نیروها برای قاب ۱۰ طبقه نشان داده شده‌است



شکل (۱۰): پلان قاب های مورد استفاده



شکل (۱۱): نمای قاب ۵ طبقه مورد استفاده و نوع ستونها

معمولا در آنالیز دینامیکی غیرخطی برای محاسبه انرژی جذب شده، از مقدراری میرایی ویسکوز استفاده می‌شود. Perform-3D از مدل  $\alpha M + \beta K$  (میرایی Rayleigh) [۲۲] استفاده می‌کند که فرض می‌شود سازه ماتریس میرایی ثابتی دارد که طبق رابطه (۲۴) داده شده است.

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (24)$$

در این رابطه  $[M]$  ماتریس جرم سازه،  $[K]$  ماتریس سختی الاستیک اولیه،  $\alpha$  و  $\beta$  ضرایب افزایشی است.

### ۶. مطالعه موردی

برای مطالعه موردی، سه ساختمان ۱۰، ۵ و ۱۵ طبقه با پلانی به شکل (۱۰) انتخاب گردیده‌است و نمای قاب ۵ طبقه به صورت شکل (۱۱) است و عضو مهار در قابهای دیگر به همین شکل قرار گرفته‌است. این ساختمان ها در شهر تهران واقع‌اند که خطر لرزه خیزی بالایی دارد و خاک آن با توجه به سرعت موج برش متوسط ( $500 \text{ m/s}$ ) نوع II است.

از این قاب ها برای مقایسه بین سه روش استاندارد ۲۸۰، IBC 2009 و روش PBPD استفاده شده‌است.

پارامترهای مورد نیاز طراحی برای سه روش موردنظر در جدول های (۱)، (۲) و (۳) برای قاب ۱۰ طبقه به عنوان نمونه نشان داده شده‌است.

جدول (۱): پارامترهای طراحی استاندارد ۲۸۰ در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	نوع خاک	A	B	$T_0$	T	$T_s$	S	h	I	R	W	V
مقدار	II	0.35	1.8	0.1	0.801	0.5	1.5	30	1	7	875177	79903.2

جدول (۲): پارامترهای طراحی IBC 2009 در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	$S_s$	$S_1$	$F_a$	$F_v$	$S_{ds}$	منطقه لرزه‌خیزی	$T_a$	T	R	I	$S_a$	W	V
مقدار	1.31	0.45	1	1.4	0.87	D	0.937	1.312	10	1	0.309	886717.3	27371.9

جدول (۳): پارامترهای طراحی PBPD در قاب ۱۰ طبقه

متغیر	w	$V_{ibc}$	$C_s$	$C_e$	$\theta_y$	$\theta_u$	$\mu_s$	$R_\mu$	$\gamma$	T	$\alpha$	v/w	V
مقدار	886437.92	27363.4	0.031	0.309	0.005	0.02	4	4	0.438	1.312	1.578	0.026	23032.7

جدول (۴): نیروی جانبی در طبقه های مختلف قاب ۱۰ طبقه مورد مطالعه

سطح	قاب 2800	قاب IBC	قاب PBPD
10	17120.9	5084.6	6168.8
9	13415.4	5180.2	4150.6
8	11924.8	4409.5	3182.8
7	10434.2	3672.3	2561.4
6	8943.6	2973.0	2080.5
5	7453.0	2314.7	1671.7
4	5990.3	1700.3	1303.5
3	4528.9	1142.0	962.3
2	3043.0	649.2	635.0
1	1529.3	246.1	316.3
جمع	84383.4	27372.0	23032.7

برای طراحی اعضاء خارج از پیوند در قاب PBPD،  $F_L$  و  $F_R$ ،  $M_B$ ،  $V_u$  به عنوان بار خارجی به دیگرام آزاد ستون اعمال می شود و با استفاده از نرم افزار ETABS این اعضاء طراحی می شوند. جدول (۶) این پارامترها را در قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد. با اعمال نیروی جانبی حاصل از حداکثر برش هر پیوند، مقطع ها خارج از پیوند دو قاب دیگر بدست می آیند. شکل (۱۲) به ترتیب مقطع های طراحی شده با سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC 2009 و PBPD را برای قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد.

برش پایه در روش IBC از روش PBPD بزرگتر است در حالیکه برش پایه در روش ۲۸۰۰ از روش دیگر بزرگتر است. نیروی جانبی در طبقات بالایی روش PBPD از روش IBC بزرگتر است ولی در طبقات میانی نیروی جانبی روش IBC از PBPD بزرگتر است. در قاب ۵ طبقه نیروی جانبی روش IBC در تمام طبقات از روش PBPD بزرگتر است.

پس از محاسبه نیروی جانبی در طبقه های مختلف با استفاده از برش هر طبقه و معادله (۱۸) مقطع پیوند بدست می آید. جدول (۵) این مقطع ها را در قاب ۱۰ طبقه نشان می دهد. پس از بدست آوردن مقطع پیوند

جدول (۵): محاسبه مقطع ها پیوند در قاب ۱۰ طبقه

سطح	قاب 2800		قاب IBC		قاب PBPD	
	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع	مورد نیاز (db-2tf)tw	سطح مقطع
10rd FLR	11.91	IPE20	3.54	IPE14	4.29	IPE14
9rd FLR	21.25	IPE30	7.14	IPE16	7.18	IPE16
8rd FLR	29.55	IPE360	10.21	IPE20	9.40	IPE18
7rd FLR	36.81	IPE40	12.77	IPE22	11.18	IPE20
6rd FLR	43.03	IPE45	14.83	IPE24	12.63	IPE22
5rd FLR	48.22	IPE50	16.45	IPE27	13.79	IPE24
4rd FLR	52.38	IPE50	17.63	IPE27	14.70	IPE24
3rd FLR	55.54	IPE55	18.42	IPE30	15.36	IPE27
2rd FLR	57.65	IPE55	18.88	IPE30	15.81	IPE27
1rd FLR	58.72	IPE55	19.05	IPE30	16.03	IPE27



جدول (۶): محاسبه پارامترهای مورد نیاز برای طراحی مقطع ها خارج از پیوند قاب **JBPD** ۱۰ طبقه

سطح	$\alpha_i$	$W_i$	$V_u$	$M_p$	$M_{pc}$	$F_R$	$F_L$	$\alpha_i F_R$	$\alpha_i F_L$
10rd FLR	0.268	11.68	13028.4	325710	1900195.10	27836.50	31646.35	7455.35	8475.73
9rd FLR	0.180	17.54	15840	396000				5016.24	5702.79
8rd FLR	0.138	17.54	18889.2	472230				3846.62	4373.09
7rd FLR	0.111	17.54	22176	554400				3095.59	3519.26
6rd FLR	0.090	17.54	25700.4	642510				2514.36	2858.49
5rd FLR	0.073	17.54	29462.4	736560				2020.31	2296.81
4rd FLR	0.057	17.54	29462.4	736560				1575.42	1791.04
3rd FLR	0.042	17.54	35283.6	882090				1162.96	1322.13
2rd FLR	0.028	17.54	35283.6	882090				767.43	872.46
1rd FLR	0.014	17.54	35283.6	882090				382.23	434.55

مختلف در این سه قاب با هم مقایسه شوند از ۴ زلزله استفاده شده است. در اینجا تعداد زلزله‌ها براساس مباحث آیین‌نامه و مقادیر ماکزیمم یا متوسط پارامترها نیست بلکه هر زلزله به‌طور جداگانه برای مقایسه پارامتری خاص بین این سه قاب به‌کار رفته است. قابل توجه است که می‌توان از تعداد زلزله‌های کمتر هم استفاده کرد ولی برای اطمینان بیشتر از نتایج تعداد ۴ زلزله استفاده شده است.

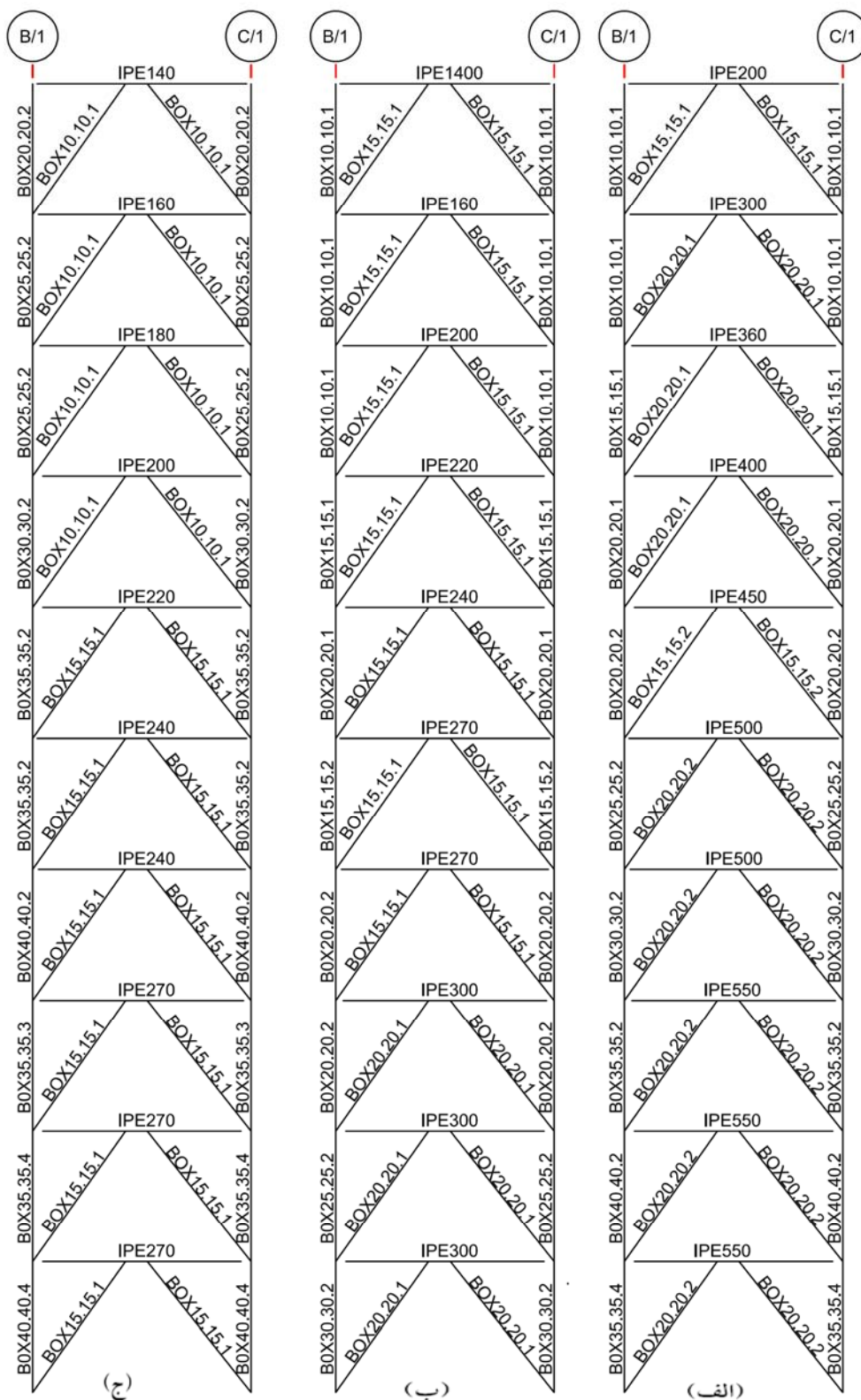
#### ۷. زلزله‌های انتخاب شده

برای تحلیل دینامیکی غیرخطی، از چهار زلزله که مشخصات آنها در جدول (۷) آمده است، استفاده گردیده است. [۲۴].

زلزله‌ها طوری انتخاب شده‌اند که مشخصات خاک محل سازه با محل زلزله اعمالی همخوانی داشته باشند. برای آنکه یک پارامتر خاص در اثر زلزله‌هایی به شدت‌های

جدول (۷): مشخصات زلزله‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی غیر خطی.

	زلزله	ایستگاه	سال	مدت زمان (sec)	PGA (g)	PGV(cm/s)	PGD(cm)
la01	Imperial valley	Elcentro	1940	40	0.2584	31.74	18
la09	Landers	Yermo fire station	1992	44	0.2234	36.89	28.6
la19	N.palm spring	USGS 5160 Anza fire station	1986	11.145	0.089	4.38	0.42
Tabas	Iran-Tabas	Dayhook	1978	23	0.3505	28.24	9.03



شکل (۱۲): مقطع های قاب ۱۰ طبقه طراحی شده الف: روش استاندارد ایران ب: روش IBC 2009 ج: روش PBPD

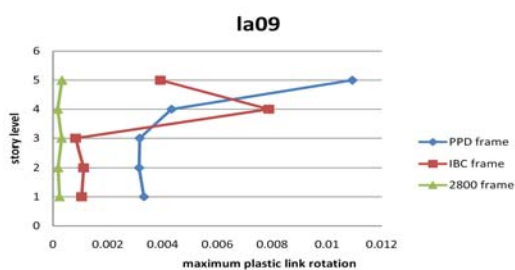


## ۸. نتایج

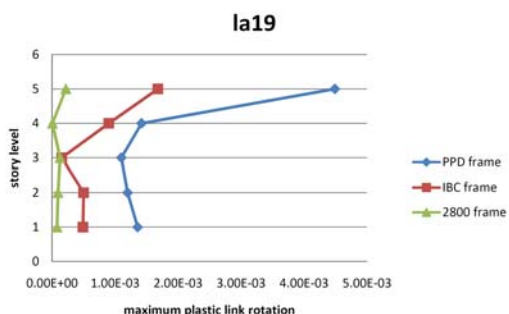
پس از اعمال زلزله‌های مذکور می‌توان پارامترهایی را در این قاب‌های طراحی شده توسط سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC و PBPD با هم مقایسه کرد که پارامترهای مورد استفاده در این مقاله ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند، ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات، توزیع نسبی برش طبقات و تشکیل مفصل در طبقه‌ها است.

ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب PBPD از دو قاب دیگر بزرگتر است در حالیکه ماکزیمم چرخش پلاستیک در پیوند قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر است ولی در قابهای بلندتر این مقدار در طبقه بالایی به مقدار قاب PBPD نزدیک می‌شود. در قاب PBPD نسبت به دو قاب دیگر چرخش پلاستیک به طور منظم‌تر در ارتفاع توزیع شده‌است. چرخش پیوند در قاب PBPD از حدود آیین‌نامه (۰/۰۸ در [AISC 05]) تجاوز نمی‌کند. همانطور که در شکل‌ها مشاهده می‌شود اگرچه طبقه‌های بالایی به نسبت دیگر طبقه‌ها چرخش بزرگتری دارند ولی این مقدار چرخش از مقدار مجاز تجاوز نمی‌کند. در روش PBPD هدف آن است که در تمام طبقه‌ها پیوند تسلیم شود و از حداکثر ظرفیت آن استفاده شود بنابراین مقدار بزرگتر چرخش پیوند تا جاییکه از مقدار مجاز تجاوز نکند ایرادی ندارد.

شکل‌های (۱۳-۱۵) چرخش پلاستیک پیوند را در این سه قاب برای سه زلزله ذکر شده مقایسه می‌کند.

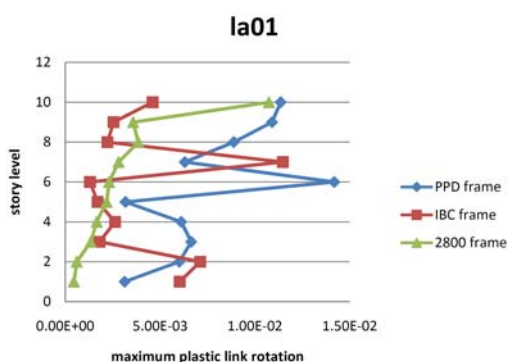


ب: زلزله la09

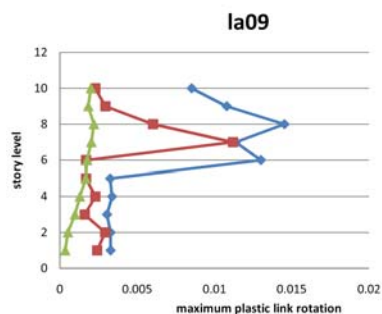


ج: زلزله la19

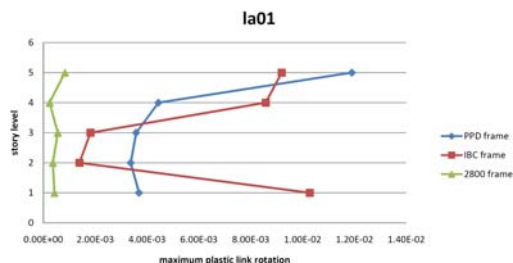
شکل (۱۳): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۵ طبقه



الف: زلزله la01



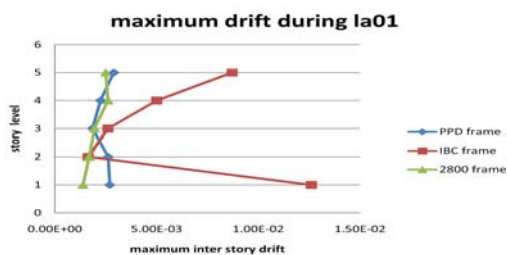
ب: زلزله la09



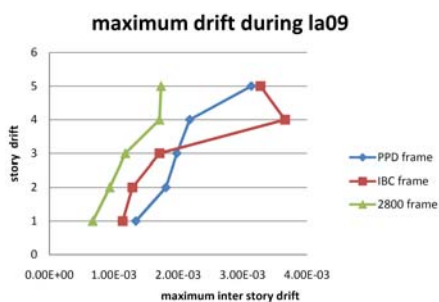
الف: زلزله la01



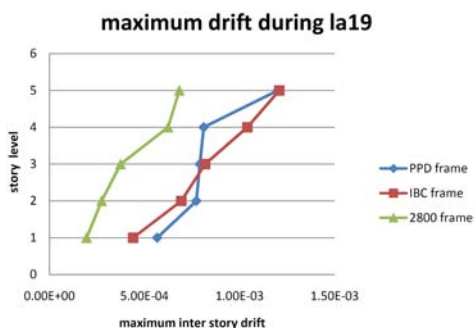
شکل های (۱۶-۱۸) ماکزیمم جابه جایی نسبی طبقه ها را در این سه قاب برای سه زلزله مورد نظر نشان می دهد. شکل توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع در دو قاب PBD و IBC تقریباً یکسان است ولی این مقدار معمولاً در قاب IBC در طبقه ی بالایی از مقدار قاب PBD بزرگتر و در طبقه ی پایینی کوچکتر است. به طور کلی جابجایی نسبی در قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر است ولی این جابجایی در قابهای بلندتر در طبقه ی بالایی از دو قاب دیگر بزرگتر می شود. ماکزیمم جابجایی طبقات از جابجایی هدف (۰/۰۲) تجاوز نمی کند.



الف: زلزله la01

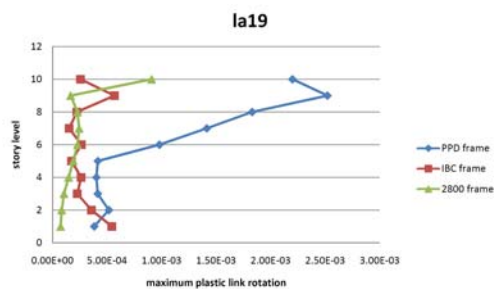


ب: زلزله la09



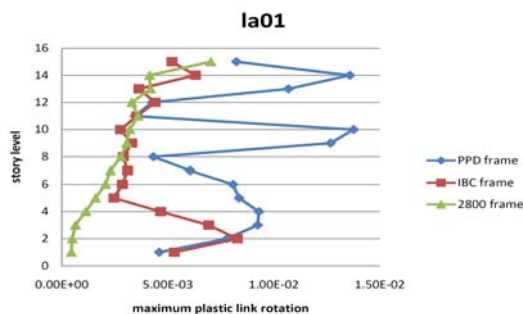
ج: زلزله la19

شکل (۱۶): ماکزیمم جابجایی نسبی بین طبقات در قاب ۵ طبقه

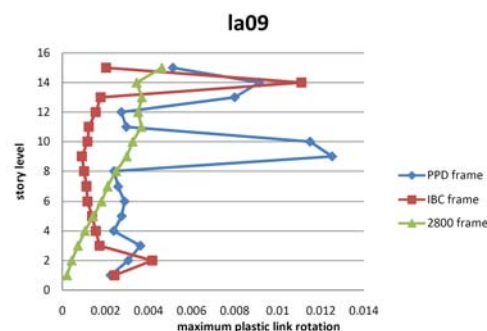


ج: زلزله la19

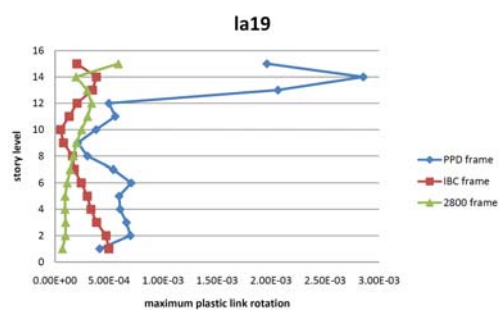
شکل (۱۴): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۱۰ طبقه



الف: زلزله la01



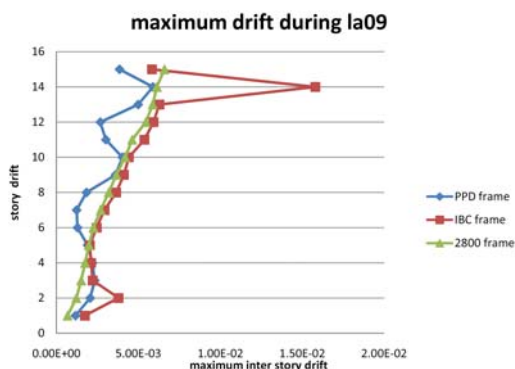
ب: زلزله la09



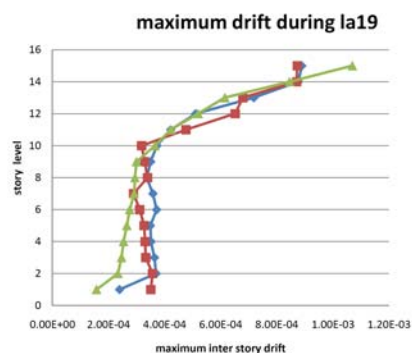
ج: زلزله la19

شکل (۱۵): ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۱۵ طبقه





ب: زلزله la09

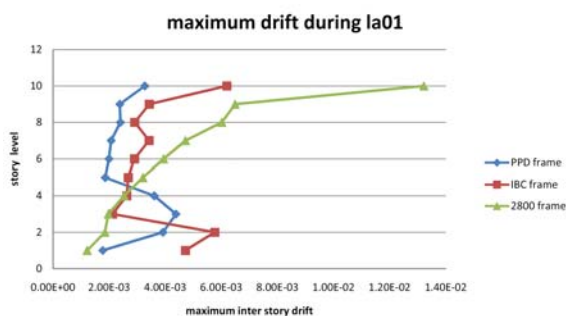


ج: زلزله la19

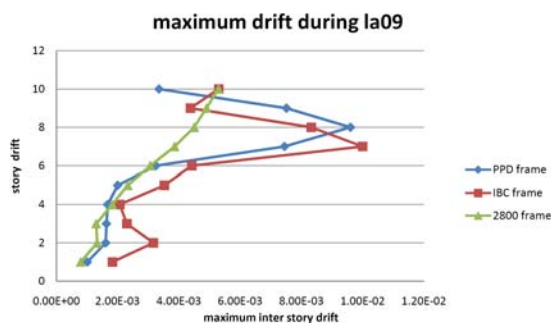
شکل (۱۸): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات

در قاب ۱۵ طبقه

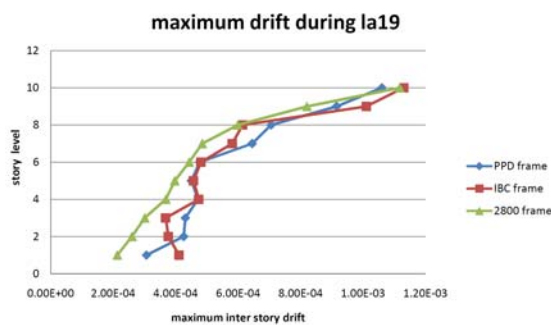
شکل (۱۹) توزیع نسبی برش طبقات را در قاب PBPD در اثر زلزله‌های مذکور و توزیع روش PBPD با  $\alpha=0.5$ ، توزیع IBC 2009 و توزیع استاندارد ۲۸۰۰ ایران نشان می‌دهد. قابل مشاهده است که توزیع PBPD با  $\alpha=0.5$  حد پایینی نتایج دینامیکی و  $\alpha=0.75$  حد بالایی نتایج دینامیکی است. توزیع برش در IBC 2009 نشان می‌دهد که برش در طبقات پایینی قاب بزرگتر و در طبقات بالایی قاب کوچکتر از آنالیزهای دینامیکی است که این باعث می‌شود المان‌ها در مقطع‌ها پایینی قوی و در مقطع‌ها بالایی ضعیف باشند و مقطع‌ها در طبقات بالایی ممکن است در اثر زلزله‌های شدید دچار خرابی و جابجایی و تغییر شکل‌های بزرگ شوند. در روش PBPD این مشکل حل شده است. روش استاندارد ۲۸۰۰ اگرچه توزیع نزدیک به نتایج دینامیکی دارد ولی برش پایه‌ی آن خیلی بزرگ است و منجر به مقطع‌ها سنگین می‌شود.



الف: زلزله la01



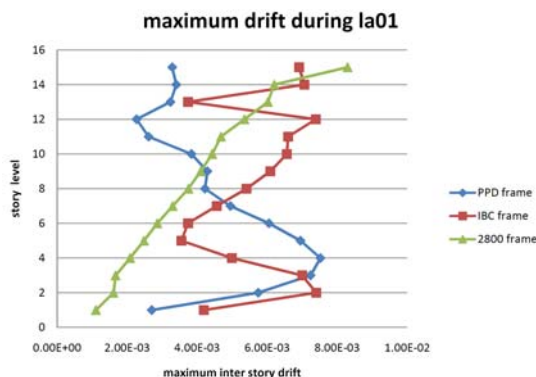
ب: زلزله la09



ج: زلزله la19

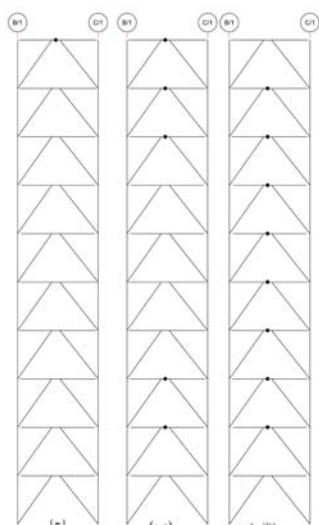
شکل (۱۷): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات

در قاب ۱۰ طبقه



الف: زلزله la01





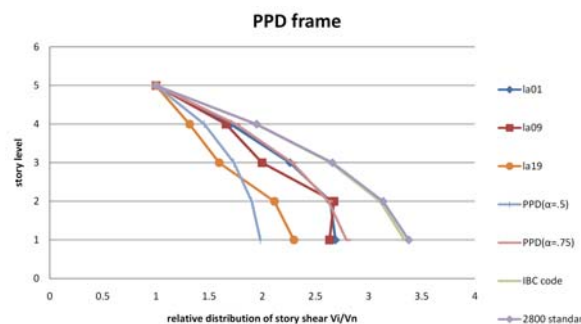
شکل (۲۰): تشکیل مفصل در قاب ۱۰ طبقه  
در اثر زلزله طیس الف: قاب PBPD ب: قاب IBC  
ج: قاب ۲۸۰۰

#### نتیجه گیری:

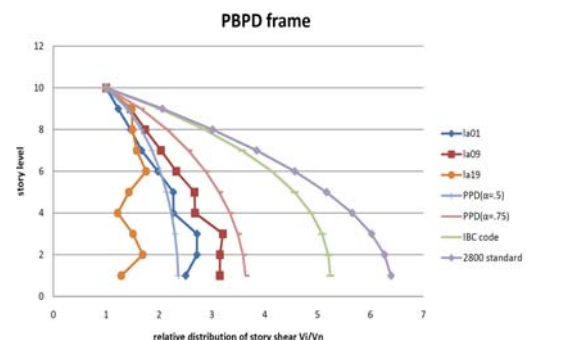
۱. سطح مقطع پیوند در قاب های PBPD و IBC تقریباً یکسانند ولی این مقدار در قاب IBC در طبقه های پایینی از مقدار مذکور در قاب PBPD بزرگتر است. سطح مقطع پیوندها در قاب ۲۸۰۰ در تمام سطوح از دو قاب دیگر بزرگتر است.

۲. ماکزیمم چرخش پلاستیک پیوند در روش PBPD از دو روش دیگر بزرگتر است و چرخش پیوند در قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر می باشد ولی در طبقه بالایی قابهای بلندتر این چرخش به مقدار چرخش قاب PBPD نزدیک می شود. مقدار بزرگتر چرخش پیوند در قاب PBPD به این معنی است که پیوند از مقدار بیشتری از ظرفیت مجازش استفاده کرده است. چرخش پیوند در PBPD از مقدار مجازش تجاوز نمی کند.

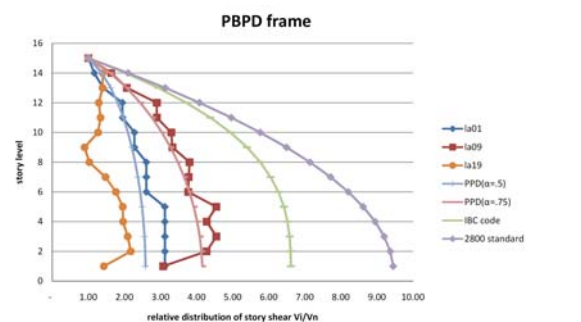
۳. ماکزیمم جابجایی نسبی طبقه ها در روش PBPD بسیار یکنواخت تر از دو روش دیگر در ارتفاع توزیع می شود و از جابجایی هدف (۰.۰۲) تجاوز نمی کند. در قابهای بلندتر ۲۸۰۰، ماکزیمم جابجایی نسبی در طبقه های بالاتر از مقدار مشابه در دو قاب دیگر تجاوز می کند.



الف: قاب ۵ طبقه



ب: قاب ۱۰ طبقه



ج: قاب ۱۵ طبقه

#### شکل (۱۹): نسبت برش طبقه در قاب PBPD

شکل (۲۰) تشکیل مفصل را در قاب ۱۰ طبقه ۲۸۰۰، IBC و PBPD در اثر زلزله طیس نشان می دهند. شکل نشان می دهد که در قاب ۲۸۰۰ به ندرت مفصل تشکیل می شود ولی در قاب IBC مفصل ها به صورت غیر یکنواخت تشکیل می شوند. در قاب PBPD مفصل ها به طور یکنواخت تر تشکیل می شوند و مکانیزم تسلیم مطلوب را ایجاد می کنند.



10. Leelataviwat S, Saewon W, Goel SC. An energy based method for seismic evaluation of structures. In Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention, SEAOC 2007, Lake Tahoe, CA, September 26–29, 2007; 21–31, 2007.
11. Lee SS and Goel SC. Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism, Report No. UMCEE 01-17. Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2001.
12. Dasgupta P, Goel SC, Parra-Montesinos G. Performance-based seismic design and behavior of a composite buckling restrained braced frame (BRBF). In Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake, 2004.
13. Chao SH, Goel SC. Performance-based design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism. AISC Engineering Journal Third quarter: 173–200, 2006.
14. Chao SH and Goel SC. A seismic design method for steel concentric braced frames for enhanced performance, 4th international conference on earthquake engineering, Taipei, Taiwan, October 12-11, 2006.
15. Chao SH, Goel SC. Performance-based plastic design of seismic resistant special truss moment frames. AISC Engineering Journal Second quarter: 127–150, 2008.
16. Chao SH, Goel SC, Lee S-S. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. Earthquake Spectra 23: 3, 547–569, 2007.
17. Goel SC, Chao SH. Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures. International Code Council: Washington, DC, 2008.
18. Housner GW. Limit design of structures to resist earthquakes. In Proceedings of First World Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA, June; Part 5: 1–11, 1956.
19. Leelataviwat S, Goel SC and Stojadinović B. Drift and Yield Mechanism Based Seismic Design and Upgrading of Steel Moment Frames, Report No. UMCEE 98-29, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, 1998.
20. Uniform Building Code, UBC. International conference of building officials, Whittier, Calif, 1997.
۴. توزیع نسبی برش طبقات در روش PBPD و استاندارد IBC 2009 بر نتایج دینامیکی منطبق است ولی در ۲۸۰۰ با نتایج دینامیکی متفاوت است. در این مقاله توزیع PBPD با  $\alpha=0.75$  نسبت به  $\alpha=0.5$  انطباق بیشتری با نتایج دینامیکی دارد.
۵. در قاب PBPD در اثر زلزله‌های شدید مفصل در تعداد طبقه‌های بیشتر و به صورت یکنواخت‌تر در ارتفاع تشکیل می‌شود و باعث رسیدن به مکانیزم تسلیم مطلوب می‌شود ولی در قاب ۲۸۰۰ مفصل به ندرت تشکیل می‌شود و در قاب IBC، مفصل به طور غیریکنواخت و در تعداد طبقه‌های کمتر تشکیل می‌شود.
- مراجع:
1. Clough, RW., and Penzien, J. Dynamics of Structures, 2nd Ed, McGraw-Hill, Inc, New York, 1993.
  2. Chopra, A K. Dynamics of Structures—Theory and Applications to Earthquake Engineering, 2<sup>nd</sup> Ed, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 2000.
  3. NEHRP. Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 368), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2001.
  4. NEHRP. Commentary on Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings (FEMA 369), Federal Emergency Management Agency, Washington, D. C., 2001.
  ۵. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰-۸۴، ویرایش ۳، ۲۰۰۵.
  6. Uniform Building Code, UBC. International conference of building officials, Whittier, Calif, 1994.
  7. International building code, A member of the internationally code family. IBC. 2009.
  8. AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois, 2005.
  9. Leelataviwat S, Goel S C and Stojadinović B. Toward Performance-Based Seismic Design of Structures, Earthquake Spectra, 15 (3), 435-461, 1999.

23. Furukawa S, Goel SC, and Chao SH. Seismic evaluation of eccentrically braced steel frames designed by performance-based plastic design method, The 14th World conference on earthquake engineering, October 12-17, Beijing, china, 2008.
24. PEER, pacific earthquake engineering research center, <http://peer.berkeley.edu/>.
21. Chao SH, Goel SC. Performance-Based Seismic Design of EBF Using Target Drift and Yield Mechanism as Performance Criteria, Report No. UMCEE 05-05, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI, 2005.
22. CSI. PERFORM-3D v.4.0 User Manual. Computers & Structures Inc. Berkeley, CA, 2007.

