



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

محسنعلی شایانفر^۱, علیرضا رضائیان^۲, علی زنگنه^۳

(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 و اگر با پیوند افقی متقارن (H-EBF) می‌باشد که توزیع بار جانبی در طراحی آن بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ ایران، ۲۰۰۹ IBC 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 یکنواخت در ارتفاع توزیع می‌شود.

کلمات کلیدی

طراحی پلاستیک بر اساس عملکرد، قابهای مهاربندی شده و اگر، 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.Shayanfar¹, A.R.Rezaeian², A.Zanganeh³

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 (3rd edition), IBC 2009 and PBPD are compared. In PPBD 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 (نویسنده مسئول)

۲ استادیار دانشکده فنی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد کرج، کرج alireza.rezaeian@iuka.ac.ir

۳ دانشجوی کارشناس ارشد سازه، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران a_zanganeh@civileng.iust.ac.ir



۱. مقدمه

[۱۷] Goel and Chao، [۱۶Chao et al]، and Goel

معرفی شده است.

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 [۱۸Housner] به کار گرفته شده است. 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 ۹۷ UBC [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) [۱۱] Goel و Lee توسط انجام شده است 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 تاریخچه 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 اگرا با پیوند افقی نا متقارن (H-EBF) انجام شده است. همچنین این روش روی قابهای خمشی خرپایی ویژه و قابهای مهاربندی همگرا توسط Chao و Goel [۱۵ و ۱۶] انجام شده است. در این روش جدید مکانیزم تسلیم قابل کنترل است و جابجایی‌ها و چرخش پلاستیک منظم‌تر در ارتفاع توزیع می‌شود.

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 غیراستیک 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 ضربه رفتار (R)، کاهش می‌یابد. پس از طراحی بر اساس مقاومت، تغییر مکان نسبی طبقه که با افزایش تغییر مکان الاستیک توسط ضربه (C_d) اصلاح می‌شود، کنترل می‌گردد. توزیع نیروی زلزله در ارتفاع، عمدتاً بر اساس مد Clough and Penzien [۱] [۴و۳] Nehrp Chopra، [۲] در حال حاضر در ایران برای توزیع بار از روش استاندارد ۲۸۰۰ [۵] استفاده می‌گردد که نزدیک به ۹۴ UBC [۶] می‌باشد. در آمریکا برای توزیع نیروی جانبی از ۲۰۰۹ IBC [۷] استفاده می‌شود. برای طراحی سازه‌ها دو روش تنش مجاز (ASD) و روش ضربه بار و مقاومت [۸] (LRFD) وجود دارند. برای ایجاد شکل پذیری 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 عضوها 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) [۱۰] توسط Leelataviwt et al [۹] [۱۱] Dasgupta et al [۱۲] and Goel Lee [Chao ۱۳-۱۵]



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 تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است. از روش تحلیلی و عددی برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب طراحی شده به سه روش مذکور استفاده می‌شود. در این مقاله از قاب‌های ۱۰، ۵ و ۱۵ طبقه که برش پایه و توزیع نیروی جانبی در آنها توسط استاندارد ۲۸۰۰ [۵]، ۲۰۰۹ IBC [۷] و PBPD بdst است آمده است، استفاده شده است. طراحی این قاب‌ها بر اساس دستورالعمل لرزه‌ای AISC 2005 [۸] با نرم افزار ETABS Ver.9 صورت گرفته است. برای آنالیزهای تاریخچه زمانی غیرخطی از Perform 3D [۲۲] استفاده شده است. پارامترهایی مانند ماکریم چرخش پلاستیک پیوند، ماکریم جابجایی نسبی طبقات، ماکریم شتاب مطلق و توزیع نسبی برش طبقه برای مقایسه عملکرد لرزه‌ای هر قاب مورد استفاده قرار می‌گیرد.

۳. معرفی روش‌های استفاده شده برای تعیین برش پایه و توزیع نیروی زلزله در ارتفاع

۳-۱. آیین نامه طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله ایران (استاندارد ۲۸۰۰)

در استاندارد ۲۸۰۰ [۵] برش پایه از رابطه (۱) بdst 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 لرزه‌ای 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 لرزه‌ای طبقه iام می‌باشد، h_i ارتفاع طبقه iام 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 ۲۰۰۹ IBC [۷] برش پایه از معادله (۳) بdst می‌آید

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

در این رابطه C_S ضریب پاسخ لرزه‌ای و W وزن لرزه‌ای ساختمان است C_S بر اساس پریود سازه، طبق رابطه‌های مندرج در ۲۰۰۹ IBC تعیین می‌گردد. توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به صورت رابطه (۴) بdst می‌آید.

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

در این رابطه، W_i و h_i مانند استاندارد ۲۸۰۰ تعریف می‌شوند.

لازم به ذکر است پارامتر K با توجه به پریود اصلی سازه تعیین می‌گردد.

۳-۳. Performance Based Plastic Design (PBPD)

در روش PBPD از جابجایی هدف و مکانیزم تسليم به عنوان معیارهای عملکرد استفاده می‌شود. این دو پارامتر به طور مستقیم به ترتیب به درجه و توزیع خرابی سازه مربوط هستند. همانطور که قبل از این شد، طراحی بر اساس برش بdst آمده 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 بdst می‌آید، انجام می‌شود. فرض می‌شود مقدار کار خارجی مورد نیاز برای انجام این جابه جایی، ۷ برابر انرژی داخلی الاستیک است. بر این اساس، رابطه تعادل انرژی به صورت رابطه (۵) تنظیم می‌گردد.

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

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

که در این رابطه α یک پارامتر بدون بعد است که به سختی سازه و مشخصات مودال و جابجایی هدف بستگی داشته و از رابطه (13) محاسبه می‌گردد.

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

در این رابطه، β_i ضریب توزیع برش است که از رابطه (14) محاسبه می‌شود.

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

θ_p جابجایی پلاستیک و θ_y جابجایی هدف و θ_u جابجایی تسلیم است که از رابطه (15) بدست می‌آید.

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

در این روش نیروی جانبی در طبقه‌ی آخر به صورت معادله (16) بدست می‌آید و توزیع نیروی برشی در ارتفاع به صورت رابطه (17) است.

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

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

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 (18) بدست می‌آید. طراحی عضوهای بر اساس Seismic AISC

[۸] به روش ASD انجام می‌شود.

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

با توجه به آنکه در EBFها تمام عملکرد غیر‌پلاستیک در تیر پیوند محدود می‌شود و عضوهای دیگر باید پلاستیک 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، γ ضریب اصلاح است. ضریب اصلاح با توجه به شکل (۱) با نوشتمن معادله تعادل (۶) به صورت رابطه (۷) بدست می‌آید.

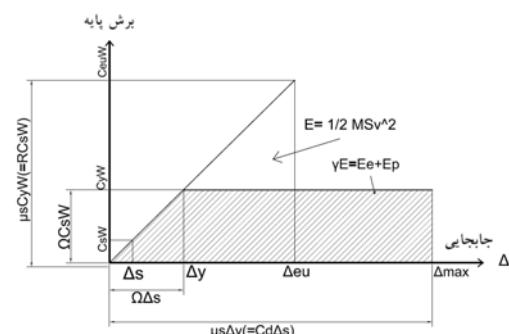
$$\frac{1}{2} C_{eu} W \Delta_{eu} = \frac{1}{2} C_Y W (2\Delta_{max} - \Delta_y) \quad (6)$$

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

در رابطه فوق R_μ ضریب کاهش انعطاف پذیری و μ_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 انجام‌شده 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.

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

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



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

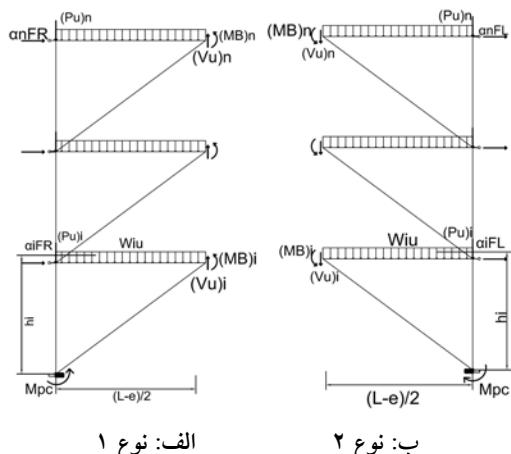
$$F_L = \frac{\frac{(L-e)}{2} \sum_{i=1}^n (V_u)_i + \sum_{i=1}^n (M_B)_i + \frac{(L-e)^2}{8} \sum_{i=1}^n w_{iu} + M_{pc}}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (22)$$

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

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.



شکل (۲): دیاگرام آزاد ستون داخلی
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 پیوندات 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

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

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

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

$$\frac{1.6M_p}{V_p} \leq e \leq \frac{2.6M_p}{V_p} \text{ برقرار باشد، ترکیبی از تسلیم برشی و خمشی است. در این مقاله از پیوندهایی با طول کوتاه (تسلیم برشی) استفاده شده است.}$$

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 ماکریم برش مورد انتظار در پیوند است که در AISC 05 [۸] برای پیوندهای برشی $\frac{1.6M_p}{V_p} < e$ به شکل رابطه (۱۹)

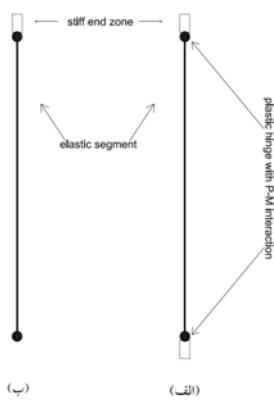
ارائه شده است. M_B ماکریم لنگر انتهایی پیوند است که در AISC 05 [۸] برای پیوندهای متقارن برشی به صورت معادله (۲۰) است.

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

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

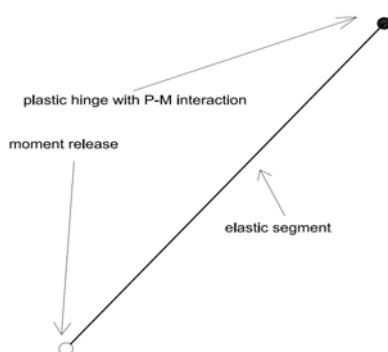
که در این رابطه $V_p = ZF_y$ مدول مقطع پلاستیک است.

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.

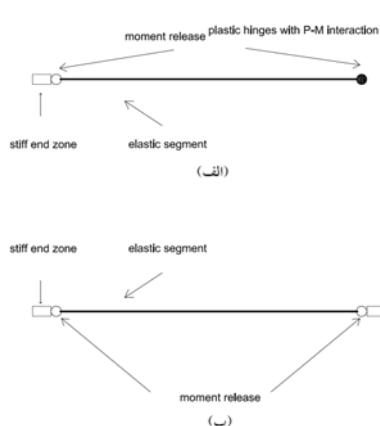


شکل (۶): مدل اجزاء ستون: الف:ستونهای طبقات

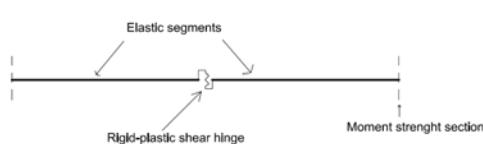
ب:ستونهای طبقه اول



شکل (۷): مدل اجزاء عضو مهاری

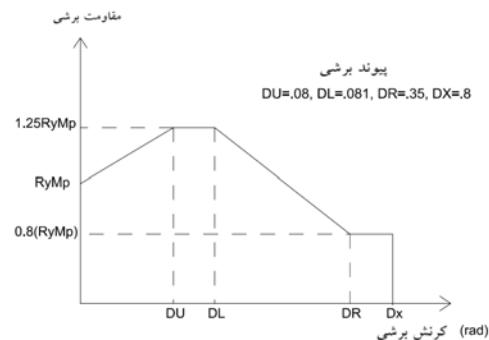


شکل (۸): اجزاء مدل تیر الف: تیر در دهانه پیوند ب:تیر در دهانه غیر پیوند.



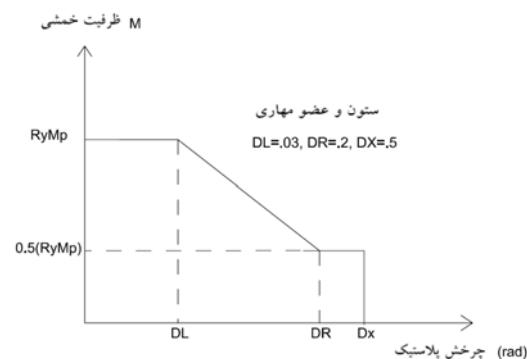
شکل (۹): مدل اجزاء پیوند برشی

مدل سازی ستونها و عضوهای مهاری از المان تیر-ستون که در آن مفصل اندرکش ممان و نیروی محوری (P-M) تعییه شده است، استفاده گردیده است. در شکل (۴) رابطه لنگر-چرخش پلاستیک را برای این مفصل نشان داده شده است. شکل (۵) منحنی اندرکش ممان و نیروی محوری (P-M) را برای المان تیر-ستون نشان می‌دهد. در شکل های (۶-۸) اجزاء مدل ستون و عضو مهاری و تیر و پیوند برشی مشخص شده است.

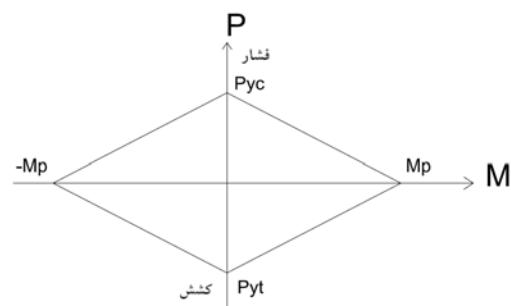


شکل (۳): نمودار برش-کرنش پلاستیک

برای پیوند برشی [۲۳]



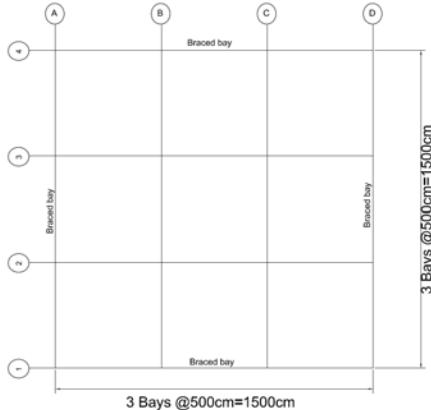
شکل (۴): نمودار لنگر-چرخش پلاستیک برای ستون [۲۳]



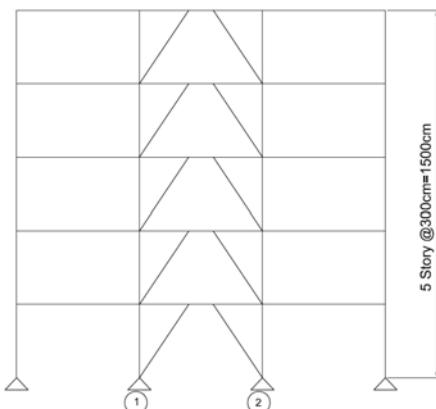
شکل (۵): منحنی اندرکش P-M برای المان تیر-ستون [۲۱]



پس از محاسبه 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 قاب‌های مورد استفاده



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

معمولًا در آنالیز دینامیکی غیرخطی برای محاسبه انرژی جذب شده، از مقداری 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، α و β ضرایب افزایشی است.

۶. مطالعه موردنی

برای مطالعه موردنی، سه ساختمان ۵، ۱۰ و ۱۵ طبقه با پلانی به شکل (۱۰) انتخاب گردیده‌است و نمای قاب ۵ طبقه به صورت شکل (۱۱) است و عضو مهاری در قابهای دیگر به همین شکل قرار گرفته‌است. این ساختمان‌ها در شهر تهران واقع‌اند که خطر لرزه خیزی بالای دارد و خاک آن با توجه به سرعت موج برش متوسط (۵۰۰ m/s) نوع II است.

از این قاب‌ها برای مقایسه بین سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC 2009 و روش PBPD استفاده شده‌است.

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

جدول (۱): پارامترهای طراحی استاندارد ۲۸۰۰ 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_l	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	θ_y	θ_u	μ_s	R_μ	γ	T	α	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	IBC قاب	PBPD قاب
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 M_B ، V_u به عنوان بار خارجی به دیاگرام 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 ، ۲۰۰۹ IBC 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 دو روش دیگر بزرگر 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	2800 قاب		IBC قاب		PBPD قاب	
	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
2nd 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 PBPD، ۱۰ طبقه

سطح	α_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
2nd 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 زلزله ها براساس مباحث آئین نامه و مقادیر ماقریزم یا متوسط پارامترها نیست بلکه هر زلزله به طور جداگانه برای مقایسه پارامتری خاص بین این سه قاب به کار رفته است. قابل توجه است که می توان از تعداد زلزله های کمتر هم استفاده کرد ولی برای اطمینان بیشتر از ترتیج تعداد ۴ زلزله استفاده شده است.

۷. زلزله های انتخاب شده

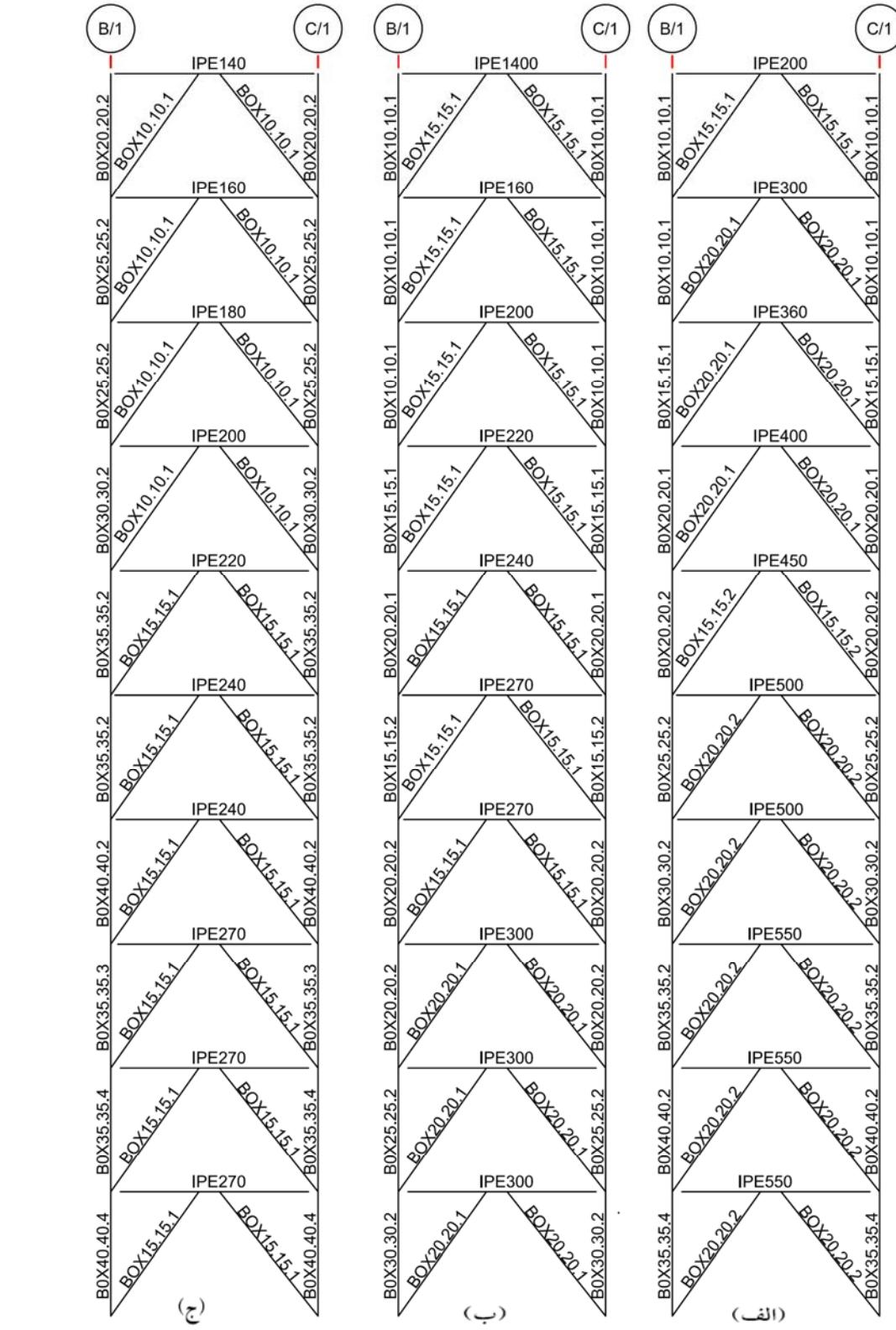
برای تحلیل دینامیکی غیر خطی، از چهار زلزله که مشخصات آنها در جدول (۷) آمده است، استفاده گردیده است. [۲۴]

زلزله ها طوری انتخاب شده اند که مشخصات خاک محل سازه با محل زلزله اعمالی همخوانی داشته باشند. برای آنکه یک پارامتر خاص در اثر زلزله هایی به شدت های

جدول (۷): مشخصات زلزله های 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): مفطعه های قاب ۱۰ طبقه طراحی شده الف: روش استاندارد ایران ب: روش ۲۰۰۹ IBC ج: روش PBPD

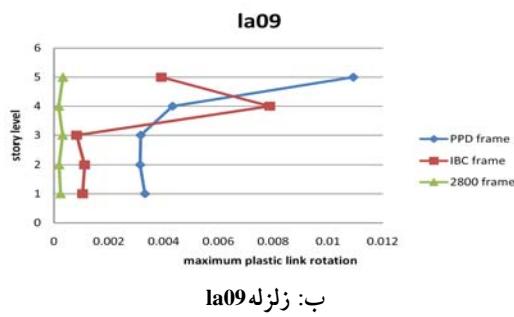


۸ نتایج

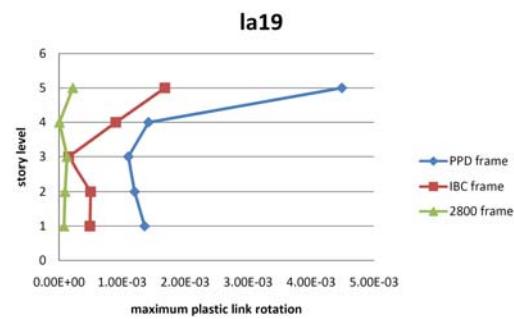
پس از اعمال زلزله‌های مذکور می‌توان پارامترهایی را در این قاب‌های طراحی شده توسط سه روش استاندارد ۲۸۰۰، IBC 2009 و PBPD با هم مقایسه کرد که پارامترهای مورد استفاده در این مقاله مانند مکریم چرخش پلاستیک پیوند، مکریم جابجایی نسبی بین طبقات، توزیع نسبی برش طبقات و تشکیل منفصل در طبقه‌ها است.

مکریم چرخش پلاستیک پیوند در قاب PBPD از دو قاب دیگر بزرگتر است در حالیکه مکریم چرخش پلاستیک در پیوند قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر است ولی در قاب‌های بلندتر این مقدار در طبقه‌ی بالایی به PBPD مقدار قاب PBPD نزدیک می‌شود. در قاب نسبت به دو قاب دیگر چرخش پلاستیک به طور منظم تر در ارتفاع توزیع شده است. چرخش پیوند در قاب PBPD از حدود آیین نامه (AISC 05) در [۸] 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.

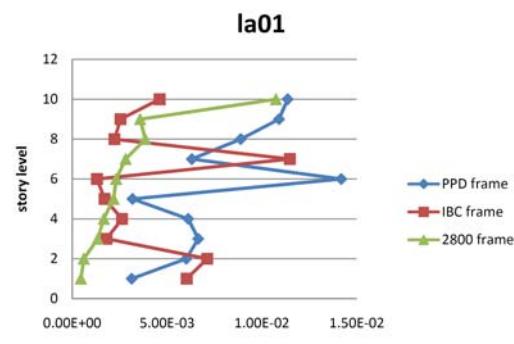


ب: زلزله la09

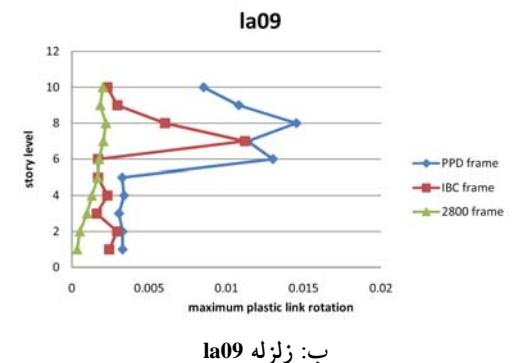


ج: زلزله la19

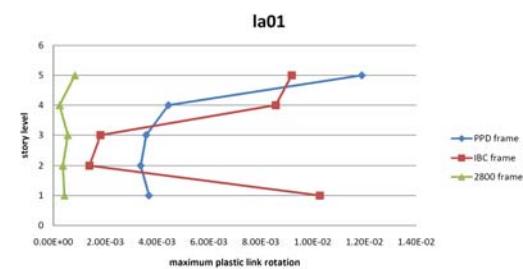
شکل (۱۳): مکریم چرخش پلاستیک پیوند در قاب ۵ طبقه



الف: زلزله la01

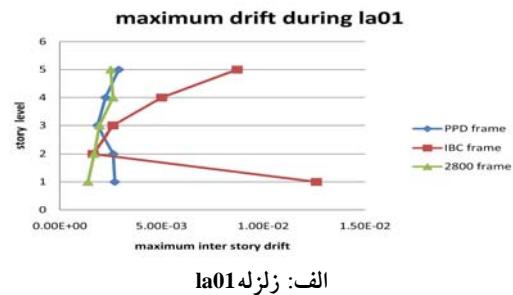


ب: زلزله la09

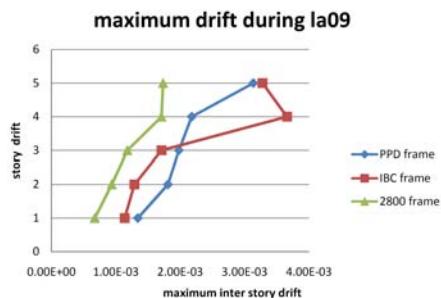


الف: زلزله la01

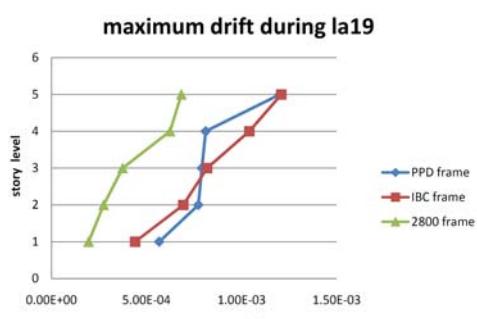
شکل های (۱۸-۱۶) ماکریم جابه جایی نسبی طبقه ها را در این سه قاب برای سه زلزله موردنظر نشان می دهد. شکل توزیع جابجایی نسبی در ارتفاع در دو قاب PBPD و IBC تقریباً یکسان است ولی این مقدار معمولاً در قاب IBC در طبقه ای بالایی از مقدار قاب PBPD بزرگتر و در طبقه ای پایینی کوچکتر است. به طور کلی جابجایی نسبی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



الف: زلزله

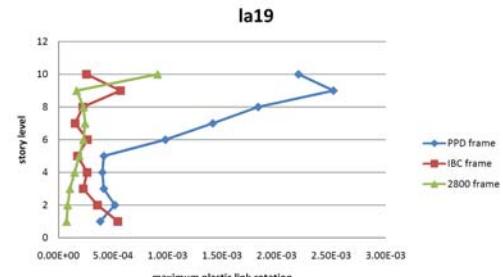


ب: زلزله



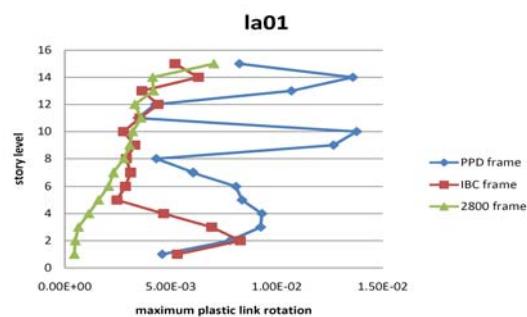
ج: زلزله

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

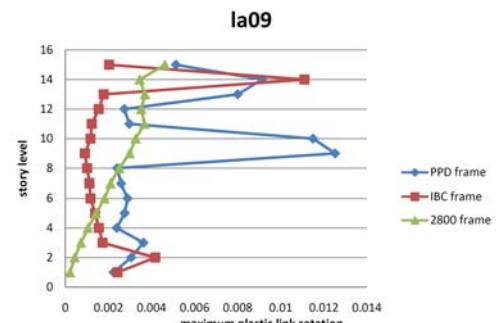


ج: زلزله

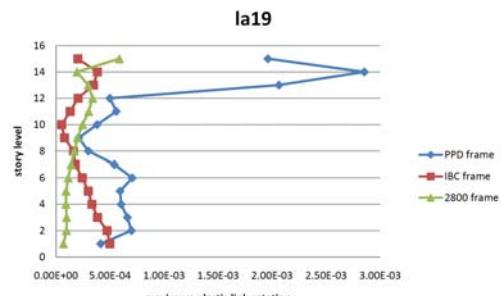
شکل (۱۴): ماکریم چرخش پلاستیک پیوند
در قاب ۱۰ طبقه



الف: زلزله



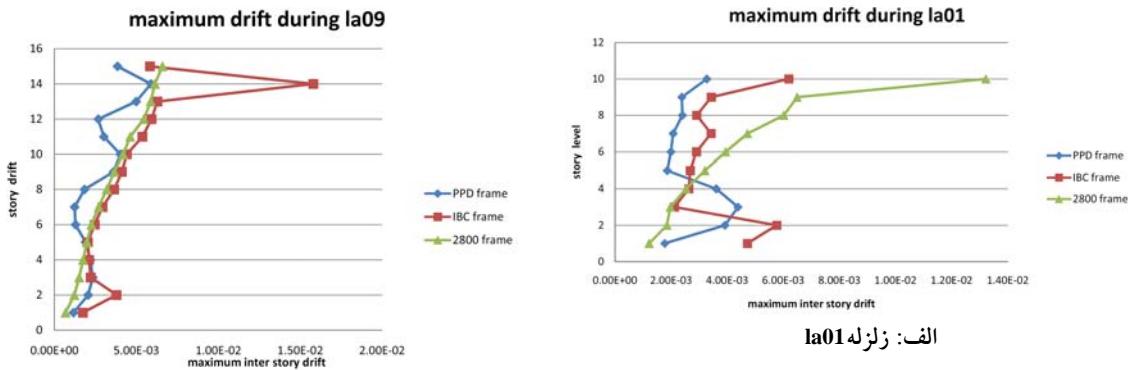
ب: زلزله



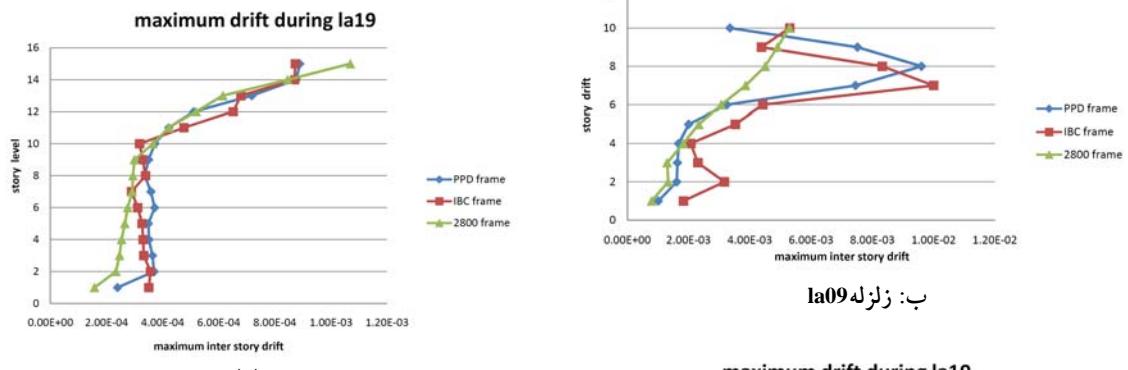
ج: زلزله

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





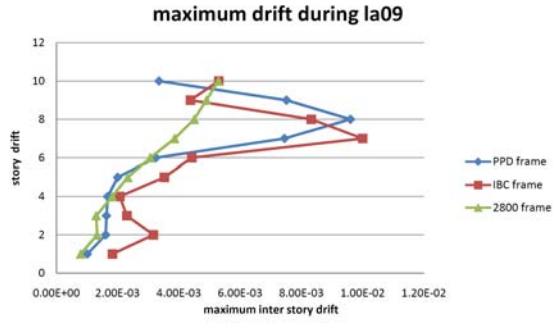
ب: زلزله la09



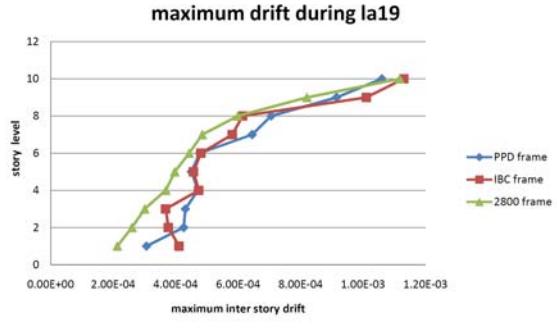
ج: زلزله la19

شکل (۱۸): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات در قاب ۱۵ طبقه

شکل (۱۹) توزیع نسبی برش طبقات را در قاب PBPD در اثر زلزله های مذکور و توزیع روش PBPD با $\alpha=0.5$ در توزیع ۲۰۰۹ IBC و توزیع ۲۰۰۹ PBPD ایران نشان می دهد. 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 ۲۰۰۹ IBC نشان می دهد که برش در طبقات پایینی قاب بزرگتر و در طبقات بالایی قاب کوچکتر از آنالیز های دینامیکی است که این باعث می شود المان ها در مقطع ها پایینی قوی و در مقطع ها بالایی ضعیف باشند و مقطع ها در طبقات بالایی ممکن است در اثر زلزله های شدید دچار خرابی و جابجایی و تغییر شکل های بزرگ شوند. در روش PBPD این مشکل حل شده است. روش استاندارد ۲۸۰۰ اگرچه توزیع نزدیک به نتایج دینامیکی دارد ولی برش پایه ای آن خیلی بزرگ است و منجر به مقطع ها سنگین می شود.

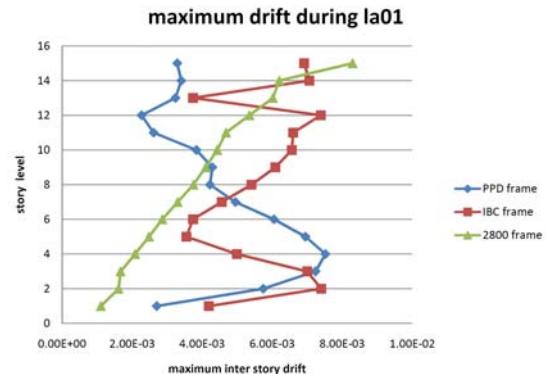


الف: زلزله la01

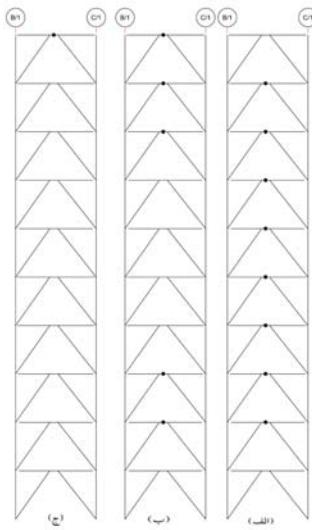


ج: زلزله la19

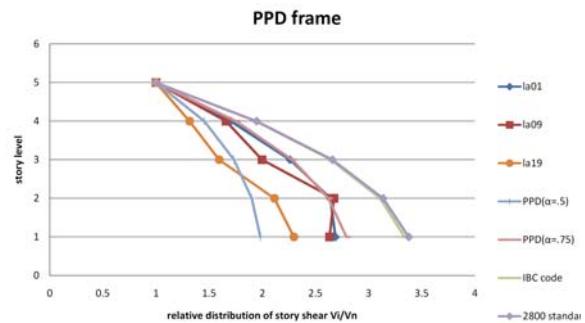
شکل (۱۷): ماکزیم جابجایی نسبی بین طبقات در قاب ۱۰ طبقه



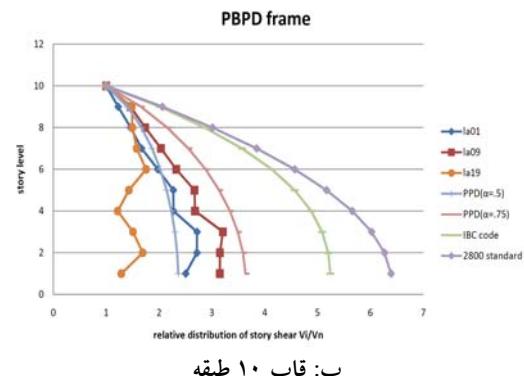
الف: زلزله la01



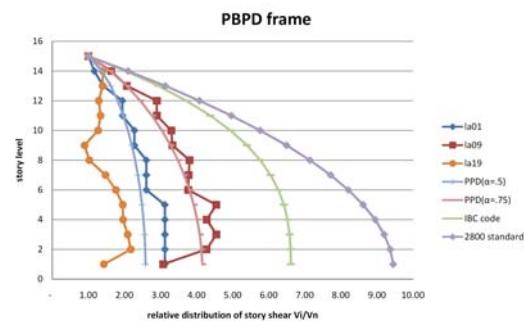
شکل (۲۰): تشکیل مفصل در قاب ۱۰ طبقه
در اثر زلزله طبس الف: قاب PBPD ب: قاب IBC
ج: قاب ۲۸۰۰



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 و PBPD و IBC در اثر زلزله طبس نشان می‌دهند. شکل نشان می‌دهد که در قاب ۲۸۰۰ به ندرت مفصل تشکیل می‌شود ولی در قاب IBC مفصل‌ها به صورت غیر یکنواخت تشکیل می‌شوند. در قاب PBPD مفصل‌ها به طور یکنواخت‌تر تشکیل می‌شوند و مکانیزم تسلیم مطلوب را ایجاد می‌کنند.

- نتیجه گیری:**
۱. سطح مقطع پیوند در قاب‌های PBPD و IBC تقریباً یکسانند ولی این مقدار در قاب IBC در طبقه‌های 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. ماکریم چرخش پلاستیک پیوند در روش PBPD از دو روش دیگر بزرگتر است و چرخش پیوند در قاب ۲۸۰۰ از دو قاب دیگر کوچکتر می‌باشد ولی در طبقه بالایی قابهای بلندتر این چرخش به مقدار چرخش قاب PBPD نزدیک می‌شود. مقدار بزرگتر چرخش پیوند در قاب PBPD به این معنی است که پیوند از مقدار بیشتری از ظرفیت مجاز اسفاده کرده است. چرخش پیوند در PBPD از مقدار مجاز اش تجاوز نمی‌کند.
 ۳. ماکریم جابجایی نسبی طبقه‌ها در روش PBPD بسیار یکنواخت‌تر از دو روش دیگر در ارتفاع توزیع می‌شود و از جابجایی هدف (۰,۰۲) تجاوز نمی‌کند. در قابهای بلندتر، ماکریم جابجایی نسبی در طبقه‌های بالاتر از مقدار مشابه در دو قاب دیگر تجاوز می‌کند.



۱۰. 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.
۱۱. 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.
۱۲. 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.
۱۳. 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.
۱۴. 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.
۱۵. Chao SH, Goel SC. Performance-based plastic design of seismic resistant special truss moment frames. AISC Engineering Journal Second quarter: 127–150, 2008.
۱۶. 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.
۱۷. Goel SC, Chao SH. Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures. International Code Council: Washington, DC, 2008.
۱۸. 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.
۱۹. 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.
۲۰. Uniform Building Code, UBC. International conference of building officials, Whittier, Calif, 1997.
۴. توزیع نسبی برش طبقات در روش PBPD و استاندارد IBC ۲۸۰۰ بر نتایج دینامیکی منطبق است ولی در 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 غیر یکنواخت 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, 2nd 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. آینه نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله، استاندارد .۲۰۰۵-۸۴ ویرایش ۳
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.

