

دو شیوهی یافتن برش پایه برای طرح خمیری قابها

محمد رضایی پژند^{۱*}، الهام میرافضلی^۲

۱- استاد گروه عمران، دانشگاه فردوسی، مشهد، ایران

۲- کارشناسی ارشد، دانشگاه فردوسی، مشهد، ایران

چکیده

روش طرح خمیری (پلاستیک) برپایه‌ی عملکرد، با هدف دستیابی به پاسخ بهتر برای ساختمان‌ها در زیر اثر زمین‌لرزه‌های شدید، گسترش فراوانی پیدا کرده است. برای انجام این کار، فن‌های گوناگونی تاکنون پیشنهاد نموده‌اند. در این پژوهش، شیوه‌ی دستیابی به برش پایه در راه‌کار طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد بررسی می‌گردد. برای رسیدن به این هدف، دو فرآیند محاسبه‌ی برش پایه به کار می‌رود و از پاسخ‌های این دو فن در طرح سازه‌ها بهره‌جویی می‌شود. برش پایه‌ی دو قاب خمشی سه طبقه و شش طبقه به دو گونه‌ی طیف نقطه‌ی تسلیم و کارمایه (انرژی) حساب خواهد شد. سپس، از اختلاف بین کارمایه‌ی وارد به سازه و کارمایه‌ی کرنشی کشسان آن، مقدار جذبی به دست می‌آید. با بهره‌جستن از این کارمایه‌ی خمیری، طرح عضوهای انجام می‌پذیرد، که نامزد تسلیم هستند و در ادامه، با به کار بردن نیروهای ناشی از خمیری شدن عضوهای شکل‌پذیر و شرط ایستایی درخت ستون، ظرفیت ستون‌ها در دسترس قرار می‌گیرد. سرانجام، از تحلیل‌های ناخطی ایستا و پویا (دینامیکی) بهره‌جویی خواهد شد و عملکرد این قاب‌ها ارزیابی می‌شود. این پژوهش، به مقایسه‌ی این دو راه‌کار می‌پردازد و نتیجه‌ها نشان می‌دهند که در ساختمان‌های متوسط و بلند، بهره‌جستن از معادله‌ی کارمایه برای حساب کردن برش پایه، طرح را مناسب‌تر می‌سازد. هرچند، نمودار پخش تغییرمکان نسبی در ارتفاع برای قاب‌های طرح شده به شیوه‌ی طیف نقطه‌ی تسلیم، قابل پیش‌بینی تر است.

کلمات کلیدی: برش پایه، طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد، طیف نقطه‌ی تسلیم، کارمایه، تغییرمکان هدف، سازوکار تسلیم.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2018.128844.1543		چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi:	10.22065/JSCE.2018.128844.1543	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۹/۰۱/۱۵	۱۳۹۷/۰۹/۰۹	۱۳۹۷/۰۶/۲۲	۱۳۹۷/۰۲/۰۷
				*نویسنده مسئول:		محمد رضایی پژند
				پست الکترونیکی:		rezaiee@um.ac.ir

Two techniques for calculating design base shear

Mohammad Rezaiee-Pajand*¹, Elham Mirafzali²

1 Msc Student of Semnan University

2 Associate Professor, Faculty of Civil Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

3 PhD. Student of Semnan University

ABSTRACT

Performance-Based Plastic Design (PBPD) method has been recently developed to achieve the enhanced response of structures to earthquake. To reach this goal, several ways have been suggested. In this paper, the schemes of calculating base shear in the (PBPD) procedure will be studied. Two techniques of determining base shear will be used. The base shear of two steel moment frames will be found by these two processes. By using the difference between the input energy and the elastic strain energy to obtain the plastic energy, the plastic design is then performed to detail the frame members in order to achieve the intended yield mechanism and behavior. The inelastic seismic behaviors of the four frames were studied through nonlinear static and dynamic analyses. These two suggested techniques and their comparisons have not been proposed yet. This kind of plastic design has three main parts. Calculating base shear is the first and important portion. The second part consists of the member plastic design for flexible behavior. To design elastic members by using column trees is the third and last part. Throughout this study is devoted to present two methods for calculating base shear. The moment frames will be investigated in this article.

ARTICLE INFO

Received: 27 April 2018

Revised: 13 September 2018

Accepted: 30 November 2018

Keywords:

base shear, Performance-Based Plastic Design, Yield Point Spectra, Energy, target displacement, Yield Mechanism

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.128844.1543

*Corresponding author: Mohammad Rezaiee-Pajand

Email address: rezaiee@um.ac.ir

۱- مقدمه

آیین نامه‌های جدید به سوی "طرح برپایه‌ی عملکرد" پیش می‌روند. هدف اصلی این شیوه، مشخص نمودن پاسخ سازه در هنگام رخ داد زمین لرزه می‌باشد. در واقع، با این روش می‌توان رفتار سازه را در هنگام زمین لرزه‌ی طرح پیش‌بینی نمود. به خاطر باید سپرد، این فن به آزمون‌های همگرایی و تکرار تحلیل و طرح نیاز دارد. به سخن دیگر، فرآیند طرح و ارزیابی عملکرد ادامه می‌یابد، تا سازه به جایگاه مناسب برسد. تکرار این کار، ضعف آیین نامه‌ها در دستیابی به طرح نخستین مناسب را نشان می‌دهد. برای حل این مشکل، یک شیوه‌ی جدید طرح سازه در سال‌های کنونی پیشنهاد کرده‌اند که طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد نام دارد. این راه‌کار، رفتار ناخطی سازه را به طور یک راست به کار می‌گیرد. تغییرمکان نهایی و سازوکار تسلیم سازه، هدف‌های طرح هستند، که از آغاز در فرآیند تحلیل و طرح وارد می‌شوند و تکرار فرآیند تحلیل و طرح کاهش می‌دهند. این برتری برای سازه‌های بلند از اهمیت بیشتری برخوردار است. لی و گوئل این فن را برای قاب‌های خمشی به انجام رساندند [۱]. چائو و گوئل اثر $P-\Delta$ را در قاب‌های خمشی با ارتفاع متوسط و بلند بررسی کردند [۲]. آنها این شیوه را در قاب‌های با مهاربندی همگرا، واگرا، قاب‌های خمشی و قاب‌های با کمر بند خرابایی نیز به کار بردند [۳-۸]. عضوهای شکل پذیر در این قاب‌ها مهاربندها، تیرهای پیوند و کمربندهای خرابایی می‌باشند. لیاو با همکاری گوئل به رابطه سازی این روش برای قاب‌های خمشی بتن مسلح پرداختند [۹]. این پژوهشگران اثر شکل پذیری نامناسب قاب‌های بتن مسلح را در تغییرمکان اوج وارد نمودند. ساهو و چائو این راه حل را در قاب‌های با مهاربندی کمانش ناپذیر بررسی نمودند [۱۰]. سازوکار مطلوب در این قاب‌ها، تسلیم مهاربندهای کمانش ناپذیر در کشش و فشار می‌باشد. در تمام قاب‌هایی که این گونه طرح شدند، سازوکار تسلیم تیرضعیف-ستون قوی برقرار است. همچنین، شکل پذیری و تغییرمکان جانبی طبقه در محدوده‌ی مشخصی می‌باشد. بنابراین، به هدف های طرح دست‌یافتند [۱۱-۱۳]. مقایسه‌ی قاب‌هایی که با این شیوه و نیز آیین نامه‌های موجود طرح شده‌اند، برتری این راه‌کار را نشان می‌دهد. رضایی پزند و میرافضلی برای نخستین بار از این روش در طرح میراگرهای لزجی بهره جستند. آن‌ها نشان دادند که تنها با یک چرخه‌ی تحلیل و طراحی می‌توان به طرح بهینه و کارآمدی از میراگرها دست یافت [۱۴].

طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد از سه بخش اصلی تشکیل می‌شود: ۱- محاسبه‌ی برش پایه‌ی طرح، ۲- طرح خمیری عضوهای شکل پذیر، ۳- بهره‌جستن از اندیشه‌ی درخت ستون، برای طرح عضوهای کشسان. نویسندگان شیوه‌ی محاسبه‌ی برش پایه را در راه‌کار طرح خمیری بررسی می‌کنند و برای یافتن آن، دو شیوه‌ی جدید پیشنهاد می‌نمایند. در راه حل نخست، برش پایه‌ی طرح از برپاساختن معادله‌ی کارمایه برای کل سازه به دست می‌آید [۱۵]. در این روش، از هم‌ارزسازی کار لازم برای رساندن سازه به تغییرمکان هدف با کارمایه‌ای که آن تغییرمکان و سازوکار تسلیم را به دستگاه یک درجه آزادی معادل می‌دهد، برش پایه حساب می‌شود. در راه‌کار دوم، با بهره‌جستن از طیف نقطه‌ی تسلیم، برش پایه‌ی طرح به دست می‌آید [۱۶]. در این فن، می‌توان ویژگی‌های مد یکم و تغییرمکان تسلیم را برای قاب پنداشت و شکل پذیری مورد نیاز را مشخص نمود. سپس، با بهره‌جویی از طیف نقطه‌ی تسلیم، برش پایه برای سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل تخمین زده می‌شود. از تقسیم این برش بر ضریب جرم مد یکم، برش پایه‌ی طرح در دسترس قرار می‌گیرد. خاطر نشان می‌کند، هر دو راه‌حل از پخش نیروی جانبی یکسانی بهره می‌جویند. زمان تناوب در راه کار نخست، تجربی می‌باشد و در فن دوم، دوره‌ی تناوب مد یکم به کار می‌رود.

دو فرآیند یافتن برش پایه در این مقاله با هم ارزیابی خواهند شد. برای انجام این کار، دو قاب خمشی سه و شش طبقه تحلیل و طرح می‌گردند. به سخن دیگر، با در دست داشتن برش پایه و پخش بار جانبی مناسب، عضوهای شکل‌پذیر را نویسندگان طرح می‌کنند. سپس، با به کار بردن نیروهای ناشی از خمیری شدن عضوهای شکل‌پذیر و شرط ایستایی درخت ستون، ظرفیت ستون‌ها در دسترس قرار می‌گیرند. سرانجام، با بهره‌جستن از تحلیل‌های ناخطی ایستا و پویا، عملکرد قاب‌ها ارزیابی خواهد شد.

۲- پخش نیروی جانبی

یادآوری می‌کند، پخش نیروی جانبی در آیین‌نامه‌ها برپایه‌ی رفتار کشسان مد یکم می‌باشد. از این رو، به مقدار زیادی از پاسخ‌های تحلیل‌های ناخطی پویا فاصله دارد. پژوهش‌ها بر روی شیوه‌ی پخش نیروی جانبی در سال ۲۰۰۰، با بررسی قاب‌های فولادی آغاز گردید [۱۷]. روش طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد از پخش پیشنهادی چائو، گوئل و لی استفاده می‌کند [۱۸]. ضریب پخش برش طبقه در این راه کار به قرار زیر است:

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n} \right)_{story\ shear} = \left(\frac{\sum_i^n W_i h_i}{W_n h_n} \right)^{0.75T-0.2} \quad (1)$$

همچنین، نیروی جانبی در تراز بام از رابطه‌ی زیر به دست می‌آید:

$$F_n = (V_{story\ shear}) = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \quad (2)$$

با بهره‌جستن از رابطه‌های پیشین، نیروی جانبی در تراز i ام به صورت زیر حساب می‌شود:

$$F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n \quad (3)$$

در این رابطه‌ها، W_i ، وزن طبقه‌ی i ام، W_n ، وزن طبقه‌ی بام، h_i ، ارتفاع طبقه‌ی i ام از سطح زمین، h_n ، ارتفاع طبقه‌ی بام از سطح زمین، V_i ، برش طبقه‌ی i ام، V_n ، برش طبقه‌ی بام و V ، برش پایه‌ی طرح است. در این پخش بار، اثر مد‌های بالاتر وارد شده‌اند و رفتار ناکشسان سازه را به خوبی نشان می‌دهد. تحلیل‌های ناخطی پویای قاب‌های فلزی آشکار می‌سازند، که پخش نیروی جانبی جدید سبب برش‌های طبقه واقعی‌تر و تغییرمکان جانبی نسبی یکنواخت‌تر در ارتفاع می‌شود.

۳- یافتن برش پایه به شیوه‌ی کارمایه

تغییرمکان هدف و سازوکار تسلیم، که مقدار آسیب به سازه و شیوه‌ی پخش خسارت در سازه را نشان می‌دهند، ابزارهای مناسبی برای واریسی پاسخ و عملکرد سازه هستند. نخست، تغییرمکان هدف متناسب با آسیب و شکل‌پذیری مورد انتظار از سازه مشخص می‌گردد. سپس، معادله‌ی کارمایه برای رساندن سازه به تغییرمکان هدف و سازوکار تسلیم مناسب نوشته می‌شود. برش پایه‌ی طرح برای یک سطح خطر مشخص از حل این معادله به دست می‌آید. گام‌های این روش به شرح زیراند:

۱- انتخاب تغییرمکان هدف Δ_d و سازوکار تسلیم مناسب برای سازه در زمین لرزه‌ی طرح: برای قاب‌های خمشی تغییرمکان هدف ۲٪ انتخاب می‌شود.

۲- تخمین دوره‌ی تناوب سازه و تغییرمکان تسلیم: برای تخمین زمان تناوب سازه از رابطه‌ی تجربی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ بهره می‌جویند [۱۹]. از این دوره‌ی تناوب برای یافتن ضریب پخش نیروی جانبی استفاده می‌شود. یادآوری می‌کند، چائو و گوئل تغییرمکان نسبی ۰.۰۱ را برای تسلیم قاب‌های خمشی پیشنهاد کرده‌اند [۹].

۳- مشخص نمودن شتاب با استفاده از طیف طرح کشسان.

۴- تخمین ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه: برای تبدیل کارمایه جذبی در مد کشسان به گونه ای که در مد کشسان - خمیری جذب می شود، از ضریب تبدیل کارمایه بهره می جویند. برای یافتن این ضریب، نخست، تغییرمکان جانبی تسلیم Δ_y مشخص می گردد. سپس، ضریب شکل پذیری از رابطه ی زیر در دسترس قرار می گیرد:

$$\mu_s = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \quad (1-1) \quad (4)$$

با در دست داشتن دوره ی تناوب سازه و ضریب شکل پذیری، ضریب کاهش شکل پذیری R_μ از طیف ناکشسان پیشنهادی نیومارک و هال به دست می آید. پس از مشخص نمودن ضریب کاهش شکل پذیری و ضریب شکل پذیری سازه، ضریب تبدیل کارمایه از برابری زیر حساب می شود [۹]:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{(R_\mu)^2} \quad (5)$$

۵- یافتن برش پایه ی طرح: برش پایه از معادله ی تعادل کارمایه حساب می شود. سازه تا رسیدن به تغییرمکان هدف و شکل گیری سازوکار تسلیم بارگذاری می گردد. سپس، می پندارند، کارمایه ی لازم در مد ناکشسان برای دست یابی به تغییرمکان هدف، γ برابر کارمایه ای باشد که بیشترین زمین لرزه به سازه در مد کشسان وارد می کند. مقدار کارمایه ی کشسان به قرار زیر است:

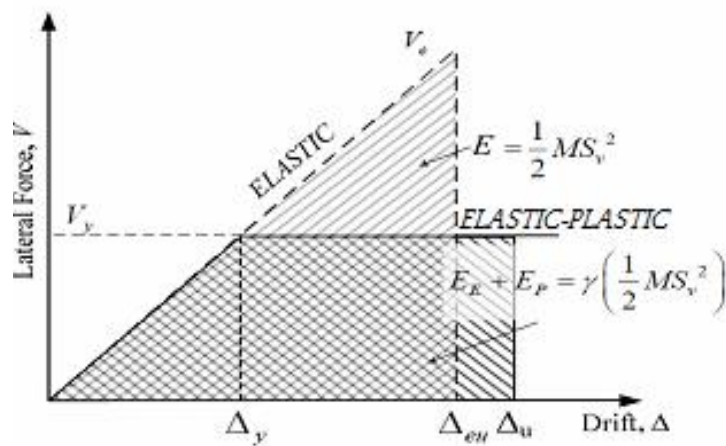
$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 \quad (6)$$

همان گونه که شکل (۱) نشان می دهد، اگر رابطه ی نیرو- تغییرمکان مطلوب باشد، معادله ی تعادل کارمایه به صورت زیر نوشته می شود [۹]:

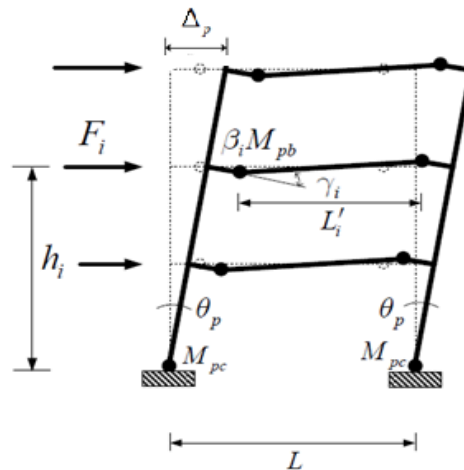
$$\gamma E = \gamma \left(\frac{1}{2} MS_v^2 \right) = (E_e + E_p) \quad (7)$$

در این جا، E_e و E_p ، به ترتیب، بخش های کشسان و خمیری کارمایه ی جذبی سازه می باشند. عامل S_v ، شبه سرعت طرح و M جرم کل سازه است.

معادله ی تعادل کارمایه را برای قاب های چند طبقه نیز می توان نوشت. برای نشان دادن این فرآیند، قاب خمشی یک دهانه ی شکل (۲) به کار می رود. پس از شکل گیری سازوکار تسلیم در قاب، می پندارند که تغییرمکان جانبی در ارتفاع یکنواخت است و تمام کارمایه فقط در مفصل های خمیری جذب می شود. در این مد، می توان جابه جایی نسبی ناکشسان طبقه را معادل زاویه ی چرخش خمیری قاب پنداشت. بر این پایه، تعادل کارمایه برای این قاب برقرار می گردد [۹].



شکل ۱: اندیشه‌ی برابری کارمایه [۹].



شکل ۲: سازوکار تسلیم قاب خمشی [۹].

هوزنر نشان داد که می‌توان کارمایه‌ی وارد به یک سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی را در بیشتر زمین‌لرزه را به طور میانگین به صورت زیر تخمین زد [۹]:

$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 = \frac{WgC_e^2 T^2}{8\pi^2} \quad (8)$$

در رابطه‌ی کنونی، W ، وزن لرزه‌ای کل، C_e ، شتاب طیف طرح و T زمان تناوب سازه می‌باشد. این معادله‌ی ساده، به طور تقریبی تقاضای لرزه‌ای را نشان می‌دهد. باید افزود، برای دستیابی به تقاضای دقیق لرزه‌ای، به ویژگی‌های دقیق سازه و زمین‌لرزه نیاز است. بر پایه‌ی یک نوسان‌گر یک درجه آزادی معادل و با چشم‌پوشی از وابستگی بین مدها، معادله‌ی تعادل کارمایه برای سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی به صورت زیر در دسترس قرار می‌گیرد [۹]:

$$\gamma \left(\frac{1}{2} MS_v^2 \right) = \frac{1}{2} \gamma M \left(\frac{T}{2\pi} C_e g \right)^2 = (E_e + E_p) \quad (9)$$

این برابری می‌پندارد که سازه پس از تسلیم، شکل مد ثابت دارد. همچنین، برای سادگی یافتن تقاضای کارمایه، به جای جمع کردن جرم‌های هر یک از شکل‌ها، از جرم کلی استفاده می‌کنند. آکیاما و کاتو نشان دادند که با کاهش دادن کل سازه به یک دستگاه یک درجه‌ای آزادی معادل، می‌توان کارمایه جذبی به صورت کشسان را با دقت قابل قبولی از رابطه‌ی زیر تخمین زد [۹]:

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V}{W} \cdot g \right)^2 \quad (10)$$

با قراردادن برابری کنونی در معادله‌ی (۹)، کارمایه‌ای به دست می‌آید که سازه با تغییر شکل‌های خمیری در هنگام زمین لرزه جذب می‌کند [۹]:

$$E_p = \frac{WgT^2}{8\pi^2} \left(\gamma C_e^2 - \left(\frac{V}{W} \right)^2 \right) \quad (11)$$

این کارمایه، برابر با همان مقدار میرایی در مفصل‌های خمیری می‌باشد. برای این سازوکار تسلیم، کارمایه خمیری به صورت زیر حساب می‌شود:

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^n 2M_{pbi} + 2M_{pc} \right) \theta_p \quad (12)$$

پس از تسلیم، نیروهای داخلی با نیروهای جرمی معادل در تعادل اند. بنابراین، از برابر قراردادن کار نیروهای داخلی با کار نیروهای خارجی، برابری زیر در دسترس قرار می‌گیرد [۹]:

$$\left(\sum_{i=1}^n 2M_{pbi} + 2M_{pc} \right) \theta_p = \left(\sum_{i=1}^n F_i h_i \right) \theta_p \quad (13)$$

در رابطه‌ی کنونی، M_{pb} ، M_{pbi} و M_{pc} ، به ترتیب، لنگر خمیری تیرها در تراز بام، لنگر خمیری تیرها در تراز i ام و لنگر خمیری پای ستون‌های طبقه‌ی یکم می‌باشند و θ_p ، زاویه‌ی چرخش خمیری قاب است. با استفاده از پخش بار پیشنهادی و وابسته کردن نیروهای جرمی در هر طبقه به برش پایه، نیروهای جرمی به صورت زیر به دست می‌آیند:

$$F_n = V \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \quad (14)$$

$$i = n \rightarrow \beta_{n+1} = 0 \quad F_i = (\beta_i - \beta_{i+1}) F_n \quad ,$$

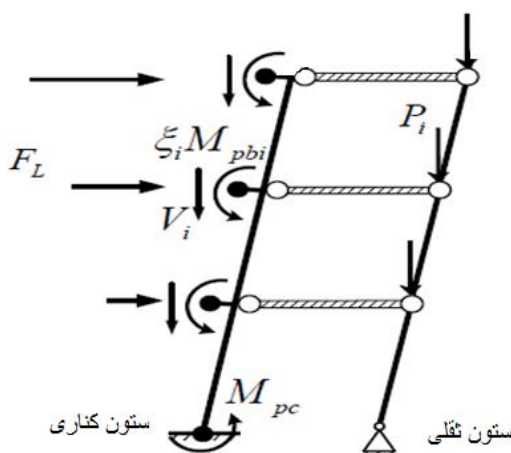
با به کار بردن معادله‌های (۱۲)، (۱۳) و (۱۴) در برابری (۱۱) نتیجه‌ی زیر پیدا می‌شود [۹]:

$$\frac{V}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{(\alpha^2 + 4\gamma C_e^2)}}{2} \quad (15)$$

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1}) h_i \right) \cdot \left(\frac{W_n h_n}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} \right)^{0.75T-0.2} \cdot \left(\frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \right) \quad (16)$$

۶- اثر P- Δ : در رابطه‌ی پخش نیروی جانبی اثر P- Δ وارد نشده است. اما در حساب نمودن ظرفیت خمشی مورد نیاز تیرها، به ویژه برای قاب‌های خمشی ۱۲ تا ۲۰ طبقه، باید اثر P- Δ را وارد کرد. برای این کار می‌توان نیروی جانبی P- Δ را که (F_{iPD}) نام دارد، به نیروی طرح F_i افزود.

یافتن F_{iPD} : شکل (۳) درخت ستونی را نشان می‌دهد که به تغییرمکان هدف رسیده است. در این هنگام، تغییر شکل درخت ستون خطی پنداشته می‌شود. یک ستون P- Δ که بارهای ثقلی بر آن افزوده شده است، به این درخت ستون پیوند می‌خورد. سپس، با نوشتن معادله‌ی تعادل درخت ستون، نیروهای جانبی کلی F_L حساب می‌شوند. مقدار نیروی F_{iPD} را می‌توان برابر با $P_i \theta_u$ دانست. نیروی P_i مقدار بار ثقلی است که در تراز طبقه‌ی i ام وجود دارد و θ_u همان نسبت تغییرمکان نسبی هدف به ارتفاع طبقه می‌باشد، که ثابت پنداشته می‌شود. سازوکار تسلیم مناسب، شکل‌گیری مفصل‌های خمیری در تمام دهانه‌ها و تغییرمکان نسبی طبقه‌ی یکسان برای همه‌ی طبقه‌ها می‌باشد. در نتیجه، می‌توان برای حساب کردن F_{iPD} وزن کل سازه را در تغییرمکان هدف ضرب نمود.



شکل ۳: درخت ستون و ستون ثقلی [۹].

۴- یافتن برش پایه به شیوه‌ی طیف نقطه‌ی تسلیم

از وابستگی بین تغییرمکان نسبی بام با تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ها، محدودیت بیشترین تغییرمکان بام مشخص می‌شود. با بهره جستن از محدودیت‌های بیشینه‌ی تغییرمکان بام و شکل‌پذیری، برش پایه‌ی طرح حساب می‌گردد [۱۶]. گام‌های این روش به شرح زیر می‌باشند.

۱- تخمین تغییرمکان تسلیم: همانند راه‌کار پیشین، جابه‌جایی نسبی ۰.۰۱ را برای نقطه‌ی تسلیم می‌پندارند.

۲- مشخص نمودن تغییرمکان هدف: بیشینه‌ی تغییرمکان بام، کم‌ترین مقدار دو روش زیر خواهد بود:

۱-۲- از تقسیم نمودن بیشینه‌ی تغییرمکان جانبی نسبی طبقه بر ضریب $\alpha_{3,stat}$ ، بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بام به دست می‌آید. در رابطه‌ی کنونی، ضریب $\alpha_{3,stat}$ نشانگر نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه در ارتفاع ساختمان، به میانگین تغییرمکان نسبی بام است. مقدار این ضریب برای دستگاه‌های مقاوم جانبی متفاوت، تابعی از شمار طبقه‌های ساختمان خواهد بود. اگر ارتفاع ساختمان و نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان باشد، تغییر مکان نسبی بام به قرار زیر است.

$$D_{u,\Delta} = \frac{\Delta_a}{h_{sx} \cdot \alpha_{3,stat}} h \quad (17)$$

۲-۲- مقدار شکل پذیری را متناسب با دستگاه مقاوم جانبی تخمین می‌زنند [۵]. از ضرب نمودن تغییرمکان تسلیم در شکل پذیری سازه، بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی بام در دسترس قرار می‌گیرد:

$$D_{u,\mu} = \mu_d \cdot D_y \quad (18)$$

تغییرمکان هدف، کمترین مقدار دو رابطه‌ی پیشین است.

$$D_u = \min(D_{u,\Delta}, D_{u,\mu}) \quad (19)$$

۳- بهره جستن از سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل برای یافتن برش پایه‌ی طرح: چون سهم مدهای بالاتر بر بیشینه‌ی تغییرمکان بام کم است، برای به دست آوردن برش پایه‌ی طرح از سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادلی استفاده می‌شود، که بر پایه‌ی شکل مد یکم استوار است. رابطه سازی بین سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی و گونه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل، نیازمند تخمین ویژگی‌های مد یکم می‌باشد. از میان این ویژگی‌ها، می‌توان به عامل مشارکت مد یکم Γ_1 ، ضریب جرم مد یکم α_1 و وزن سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل W^* اشاره نمود. با استفاده از ویژگی‌های مدال پنداشتی، تغییرمکان هدف و تغییرمکان تسلیم سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی به معادل آن‌ها در سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی تبدیل می‌شوند. از بخش نمودن تغییرمکان تسلیم و برش پایه بر عامل مشارکت مد یکم Γ_1 ، تغییرمکان تسلیم و برش پایه‌ی سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل در دست قرار می‌گیرند. باید دانست، علامت ستاره نشانگر ویژگی‌های سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل است.

$$D_y^* = \frac{D_y}{\Gamma_1} \quad (20)$$

$$V_y^* = \frac{V_y}{\Gamma_1} \quad (21)$$

با قرار دادن برش پایه و وزن سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل، در برابری (۲۲)، رابطه‌ی (۲۳) به دست می‌آید:

$$V_y = C_y W = V_y^* \Gamma_1 = C_y^* W^* \Gamma_1 = C_y^* \alpha_1 W \quad (22)$$

$$C_y = \alpha_1 C_y^* \quad (23)$$

۴- به کارگیری طیف نقطه‌ی تسلیم: با در دست داشتن تغییرمکان تسلیم سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل، ضریب مقاومت تسلیم آن از طیف نقطه‌ی تسلیم مشخص می‌گردد. با به کارگیری ضریب جرم مد یکم پنداشتی، می‌توان ضریب مقاومت تسلیم سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل را به ضریب مقاومت تسلیم سازه‌ی چند درجه‌ی آزادی تبدیل نمود. پس از مشخص کردن تغییرمکان تسلیم و ضریب مقاومت تسلیم سازه‌ی یک درجه‌ی آزادی معادل، زمان تناوب از برابری زیر مشخص می‌شود:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{D_y^*}{C_y^* g}} \quad (24)$$

از این دوره‌ی تناوب، در پخش نیروی جانبی بهره می‌جویند. از مقایسه‌ی T^* با زمان تناوب تحلیلی، درستی ویژگی‌های مدال پنداشتی ارزیابی می‌گردد.

۵- بهبود برش پایه‌ی طرح: استفاده از رابطه‌ی (۳) برای پخش برش پایه‌ی مد یکم سبب افزایش مقاومت سازه در برابر لنگر واژگونی می‌گردد. بنابراین، برش پایه‌ی قاب‌هایی که تسلیم آن‌ها در اثر لنگر واژگونی شکل می‌گیرند، باید درست شود.

$$V_y = V_y \cdot (h_{eff,1} / h_{eff,\beta}) \quad (25)$$

$$h_{eff,\beta} = \sum F_i h_i / \sum F_i \quad (26)$$

در رابطه های کنونی، $h_{eff,1}$ ، ارتفاع بارهای مد یکم است، که باید تخمین زده شود و $h_{eff,\beta}$ ، ارتفاع نیروهای جانبی β_i می باشد [۱۶].

۵- طرح عضوهای شکل پذیر

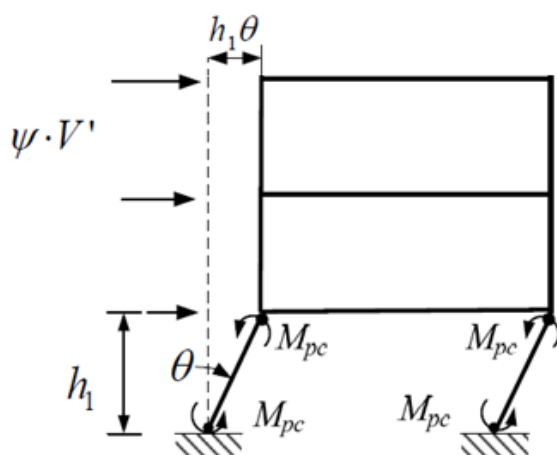
شکل (۲) قابی را نشان می دهد که به سازوکار تسلیم مطلوب رسیده است. برای برقراری شرط ایستایی سازه، می توان کار نیروهای داخلی را با کار نیروهای خارجی برابر پنداشت. از برابر قراردادن کاری که در مفصل های خمیری انجام می گیرد، با کار نیروهای جرمی رابطه ی زیر به دست می آید [۹]:

$$\sum_{i=1}^n F_i h_i \theta_p = \left(\sum_{i=1}^n 2M_{pb} \gamma_i + 2M_{pc} \theta_p \right) \quad (27)$$

در معادله ی کنونی، γ_i ، زاویه ی چرخش تیر است. پژوهش ها نشان داده اند، استفاده از همان رابطه ی پخش نیروی جانبی، برای پخش مقاومت تیرها در ارتفاع ساختمان مناسب است. زیرا، سبب پخش مفصل های خمیری در ارتفاع سازه می شود و از تمرکز آن ها در چند طبقه جلوگیری می نماید. بنابراین، تنها عامل های مجهول این معادله، M_{pb} و M_{pc} می باشند. با پنداشتن مقدار مناسبی برای M_{pc} ، می توان M_{pb} را حساب کرد. برای تخمین لنگر خمیری پای ستون های طبقه ی یکم، باید از شکل گیری طبقه ی نرم در این طبقه جلوگیری نمود. شکل (۴) قابی را نشان می دهد که به این سازوکار تسلیم رسیده است. نیروی جانبی این قاب ψ برابر حالتی خواهد بود که مفصل های خمیری در دو سر ستون های طبقه ی یکم شکل می گیرند. با نوشتن معادله ی کار برای شکل گیری این سازوکار تسلیم، M_{pc} از برابری زیر به دست می آید [۹]:

$$M_{pc} = \frac{\psi V' h_1}{4} \quad (28)$$

در رابطه ی کنونی، V' ، برش طرح برای یک قاب یک دهانه می باشد و ψ ، ضریب افزایش مقاومت است. مقدار این عامل را برای ساختمان های کوتاه و متوسط ۱.۱ می پندارند.



شکل ۴: شکل گیری طبقه ی نرم [۹].

۶- طرح عضوهای شکل ناپذیر

ستون‌های قاب‌های خمشی باید کشسان رفتار کنند. از این رو، آن‌ها باید در برابر بارهای ثقلی و نیروهای ناشی از شکل‌گیری مفصل‌های خمیری در تیرها، از مقاومت کافی برخوردار باشند. اثر سختی کرنشی و افزایش مقاومت مصالح نیز باید در طرح ستون‌ها وارد شود. همان گونه که شکل (۵) نشان می‌دهد، ستون در محل مفصل‌های خمیری از قاب جدا می‌شود. نیروهای وارد بر درخت ستون، نیروهای برشی و لنگرها در محل مفصل‌های خمیری و نیز نیروهای جانبی هستند. مقدار برش‌ها در محل مفصل‌های خمیری از رابطه‌های زیر پیدا می‌گردد [۹]:

$$V_i^t = \frac{2(M_{pr})_i}{L'} - \frac{w_{i-tributary} \cdot L'}{2} \quad (29)$$

$$V_i = \frac{2(M_{pr})_i}{L'} + \frac{w_{i-tributary} \cdot L'}{2} \quad (30)$$

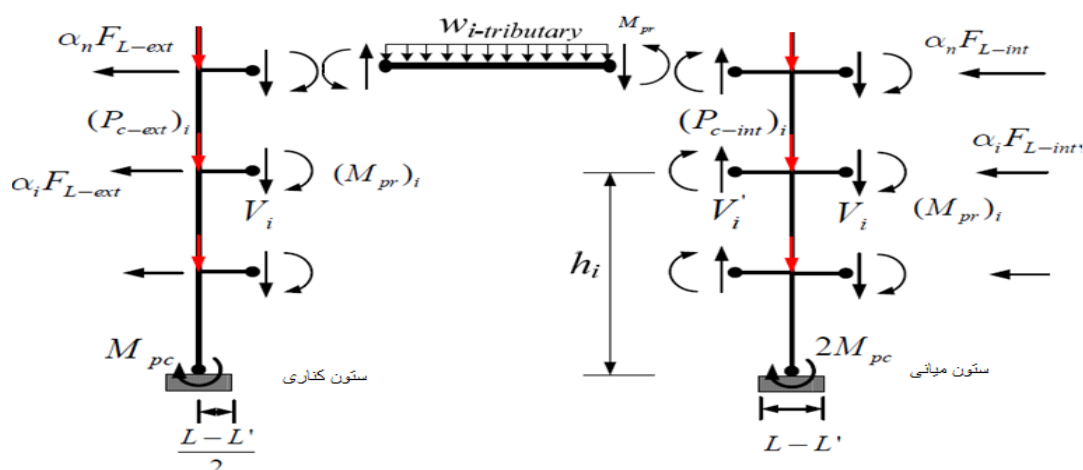
در این برابری‌ها، W_i ، شدت بار ثقلی وارد بر تیرها و L' ، فاصله‌ی میان دو مفصل خمیری است. با به کار بردن تعادل درخت ستون، نیروهای جانبی F_{Li} حساب می‌شوند. برای پخش این نیروهای جانبی نیز از همان رابطه‌ی پخش بار پیشنهادی بهره می‌جویند. چون نیروهای وارد بر ستون میانی متفاوت از ستون کناری است، نیروهای طرح آن دو نیز متفاوت خواهند بود. نیروهای طرح درخت ستون کناری از رابطه‌ی زیر به دست می‌آیند [۹]:

$$F_{L-ext} = \frac{\sum_{i=1}^n (M_{pr})_i + M_{pc} + \sum_{i=1}^n V_i \cdot \left(\frac{L-L'}{2}\right)_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (31)$$

$$\alpha_i = \frac{(\beta_i - \beta_{i+1})}{\sum_{i=1}^n (\beta_i - \beta_{i+1})} \quad (32)$$

برابری زیر نیروهای طرح درخت ستون میانی را در دسترس قرار می‌دهد:

$$F_{L-int} = \frac{\sum_{i=1}^n 2(M_{pr})_i + 2M_{pc} + \sum_{i=1}^n (V_i + V_i^t) \cdot \left(\frac{L-L'}{2}\right)_i}{\sum_{i=1}^n \alpha_i h_i} \quad (33)$$



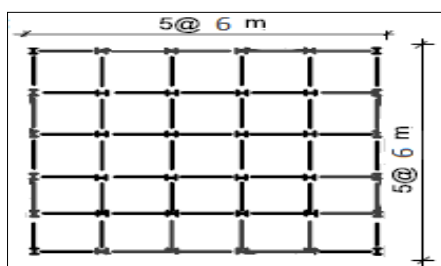
شکل ۵: نمایش نیروهای وارد بر درخت ستون [۹].

۷- معرفی قاب‌ها

در این مقاله، برش پایه‌ی دو قاب خمشی فولادی سه و شش طبقه به دو روش پیشنهادی حساب می‌شود. قاب‌هایی که با برش پایه‌ی معادله‌ی کارمایه طرح می‌شوند، A و آن‌هایی که با برش پایه‌ی طیف نقطه‌ی تسلیم طرح می‌گردند، B نام دارند. باید افزود، ارتفاع هر طبقه چهار متر است و بارگذاری ثقلی برپایه‌ی بندهای میبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام می‌پذیرد [۲۰]. جدول (۱) بارگذاری این قاب‌ها را نشان می‌دهد. در این بخش، یکی از قاب‌های کناری تصویر شکل (۶) به کار می‌رود. طرح عضوها به روش حدی انجام می‌شود [۲۱]. این ساختمان بر خاک نوع سوم و در منطقه‌ی با خطر لرزه‌ای زیاد قرار دارد. از نرم افزار SAP 2000 V.14.2.2 برای طرح ستون‌ها بهره جویی می‌شود. ویژگی‌های مصالح در جدول (۲) و ویژگی‌های طرح این قاب‌ها در جدول‌های (۳) و (۴) وارد شده‌اند. همچنین، جدول‌های (۵)، (۶) و (۷) مقطع تیرها و ستون‌ها را نشان می‌دهند.

جدول ۱: ویژگی‌های بارگذاری ثقلی قاب‌ها

طبقه	وزن طبقه kg ($D+0.2L$)	بار مرده kg	بارزنده kg
طبقه‌های میانی	۷۰۲۰۰	۶۳۰۰۰	۳۶۰۰۰
طبقه‌ی بام	۵۶۷۰۰	۵۴۰۰۰	۱۳۵۰۰



شکل ۶: تصویر افقی ساختمان.

جدول ۲: ویژگی‌های مصالح سازه

نوع عضو	F_y (kg/cm ²)	F_u (kg/cm ²)
تیرها	۲۴۰۰	۳۷۰۰
ستون‌ها	۳۵۱۵.۳۵	۴۵۶۹.۹۵

جدول ۳: ویژگی‌های طرح قاب‌های (A)

ویژگی‌ها	قاب ۳ طبقه	قاب ۶ طبقه
C_e	۰.۸۲۵ gr	۰.۷۱۵ gr
T تجربی	۰.۵۱۵۸ sec	۰.۸۶۷ sec
θ_y (رادیان)	۰.۰۱	۰.۰۱
θ_u (رادیان)	۰.۰۲	۰.۰۲
μ_s	۲	۲
R_μ	۱.۷۳۲	۲
γ	۱	۰.۷۵
α	۲.۸۳۰۶	۱.۹۳۱۶
V/W	۰.۲۲۲۹	۰.۱۸۱۴
برش پایه‌ی طرح V	kgf ۴۳۹۳۳.۱۶	kgf ۷۳۹۹۱.۵۸

جدول ۴: ویژگی‌های طرح قاب‌های (B)

ویژگی‌ها	قاب ۳ طبقه	قاب ۶ طبقه
θ_y (رادیان)	۰.۰۱	۰.۰۱
D_y	۰.۱۲m	۰.۲۴ m
μ_s تخمینی	۲.۴	۲.۴
$D_{u,\mu}$	۰.۲۸۸ m	۰.۵۷۶ m
Γ_1	۱.۲۷	۱.۳۲۵
D_y^*	۰.۰۹۴۵m	۰.۱۸۱m
ارتفاع (متر) h	۱۲	۲۴
α_1	۰.۹	۰.۸۵
α_3	۱.۲۳	۱.۲۶۵
$\frac{\Delta_d}{h_{sx}}$	۰.۰۲	۰.۰۲
$D_{u,\Delta}$	۰.۱۹۵m	۰.۳۷۹m
D_u	۰.۱۹۵m	۰.۳۷۹m
μ_s	$0.195/0.12 = 1.625$	$0.379/0.24 = 1.581$
θ_u (رادیان)	۰.۰۱۶۲۵	۰.۰۱۵۸۱
C_y^*	۰.۵۰۷۷gr	۰.۳۸۸۶gr
T^*	۰.۸۶۵sec	۱.۳۶۸۴sec

C_y	۰.۴۵۶۹gr	۰.۳۳۰۳gr
V برش پایه‌ی طرح	۹۰۰۶۰.۹ kgf	۱۳۴۶۶۷.۴ kgf
$h_{eff,\alpha}/h$	۰.۷۳	۰.۷
$h_{eff,\beta}$	۹.۵۶۵۰	۱۸.۴۴۷۷
$h_{eff,\beta}/h$	۰.۷۹۷۱	۰.۷۶۸۶
$h_{eff,\alpha}/h_{eff,\beta}$	۰.۹۱۵۸	۰.۹۱۰۶
V برش پایه‌ی اصلاح شده	۸۲۴۸۱.۰۴kgf	۱۲۲۶۳۸.۸۰kgf

جدول ۵: مقطع ستون های میانی

شماره‌ی طبقه	قاب سه طبقه‌ی A	قاب سه طبقه‌ی B	قاب شش طبقه‌ی A	قاب شش طبقه‌ی B
۱	W18X60	W18X76	W18X86	W21X111
۲	W18X60	W18X76	W18X86	W21X111
۳	W16X36	W16X50	W18X86	W18X97
۴			W18X76	W18X97
۵			W18X76	W18X76
۶			W18X50	W18X76

جدول ۶: مقطع ستون های کناری

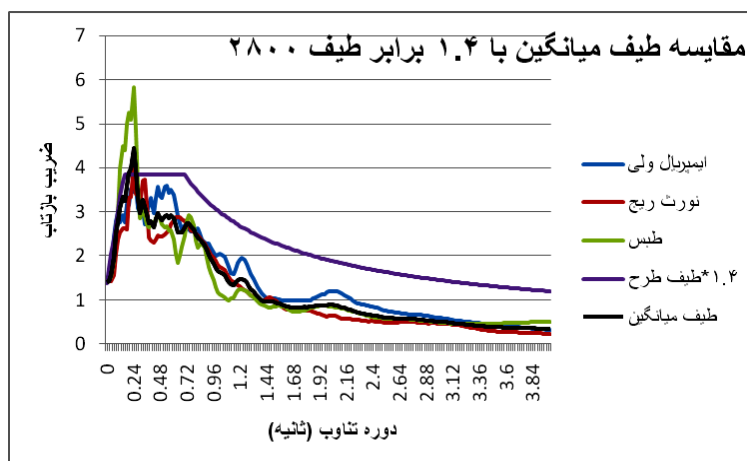
شماره‌ی طبقه	قاب سه طبقه‌ی A	قاب سه طبقه‌ی B	قاب شش طبقه‌ی A	قاب شش طبقه‌ی B
۱	W14X43	W14X48	W16X67	W18X76
۲	W14X43	W14X48	W16X67	W18X76
۳	W14X30	W14X30	W14X61	W16X67
۴	-----	-----	W14X61	W16X67
۵	-----	-----	W14X43	W14X53
۶	-----	-----	W14X43	W14X53

جدول ۷: مقطع تیرها

شماره‌ی طبقه	قاب سه طبقه‌ی A	قاب سه طبقه‌ی B	قاب شش طبقه‌ی A	قاب شش طبقه‌ی B
۱	IPN300	IPN340	IPN360	IPN400
۲	IPN280	IPN320	IPN360	IPN400
۳	IPN240	IPN280	IPN360	IPN380
۴	-----	-----	IPN340	IPN360
۵	-----	-----	IPN300	IPN340
۶	-----	-----	IPN240	IPN280

۸- رفتار لرزه‌ای قاب‌ها

عملکرد لرزه‌ای قاب‌ها با تحلیل‌های ناخطی ایستا و پویا ارزیابی می‌شود. برای این کار از نرم افزار *PERFORM 3D V4* [۲۲] استفاده خواهد شد. الگو سازی تیرها و ستون‌ها با جزءهای معمول انجام می‌پذیرند. برای نشان دادن رفتار ناخطی تیرها از مفصل‌های چرخشی-خمشی آیین‌نامه‌های *FEMA-273/356* [۲۳] و برای ستون‌ها از مفصل‌های (P-M-M) بهره‌جویی می‌شود. نمودار رفتاری عضوها برپایه‌ی آیین‌نامه‌ی بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌ها به دست می‌آیند [۲۴]. رفتار ناخطی تیرها و ستون‌ها، کشسان-خمیری کامل با کاهش مقاومت معرفی می‌گردد. اثر P-Delta با افزودن یک ستون یکپارچه به قاب وارد می‌شود. بارهای وارد به این ستون در هر طبقه، برابر با مجموع بارهای ثقلی ستون‌های آن طبقه می‌باشد. برای ارزیابی پاسخ لرزه‌ای قاب‌ها در زمین‌لرزه‌ی طرح، از سه شتاب نگاشت بهره‌جویی می‌شود. این شتاب نگاشت‌ها، زمین لرزه‌های طیس، نورث ریچ و ایمپریال ولی هستند. جدول (۸) ویژگی‌های این شتاب‌ها را نشان می‌دهد. شتاب نگاشت‌ها برپایه‌ی بیشینه‌ی شتاب زمین ($0.3g$) و بر پایه‌ی آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ همپایه شدند [۱۹]. با استفاده از نرم‌افزار *Seismo Signal* مدت زمان حرکت شدید زمین در آن‌ها مشخص می‌گردد و طیف پاسخ شتاب هریک، با در نظر گرفتن میرایی ۵٪ رسم می‌شود. شکل (۷) طیف‌های پاسخ این سه زمین لرزه را نمایش می‌دهد. برای مشخص نمودن ضریب مقیاس، طیف پاسخ میانگین شتاب نگاشت‌ها با ۱.۴ برابر طیف آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ مقایسه می‌گردد.



شکل ۷: نمودار طیف پاسخ زمین لرزه‌ها.

جدول ۸: ویژگی‌های زمین لرزه‌ها

زمین لرزه	جهت	بیشینه‌ی شتاب زمین	سال وقوع	ضریب همپایه
ایمپریال ولی	صفر درجه	۰.۳۱۳	۱۹۴۰/۰۵/۱۹	۰.۸۵۸
	نود درجه	۰.۲۱۵		
نورث ریچ	صفر درجه	۰.۳۰۸	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۰.۸۵۸
	نود درجه	۰.۳۴۴		
طیس	صفر درجه	۰.۸۵۲	۱۹۷۸/۰۹/۱۶	۰.۸۵۸
	نود درجه	۰.۸۳۶		

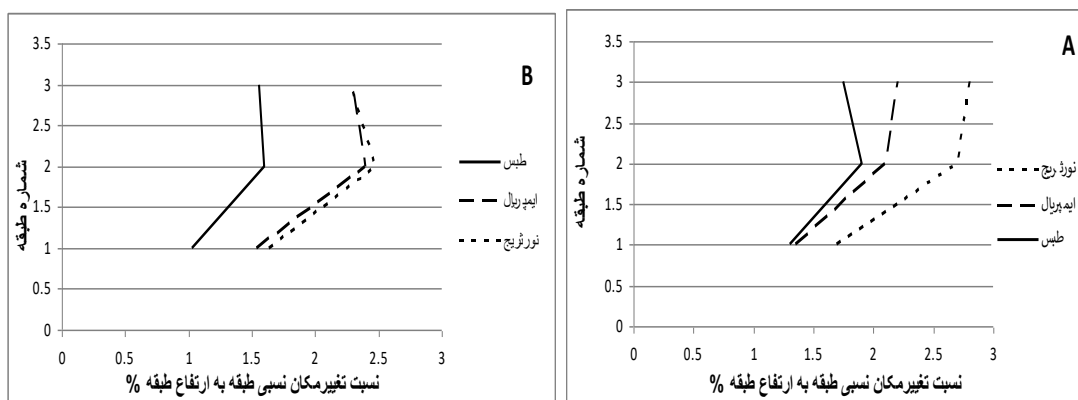
۹- ارزیابی با تحلیل ناخطی پویا

با تحلیل ناخطی تاریخچه‌ی پاسخ به ارزیابی تغییرمکان نسبی طبقه، سازوکار تسلیم، بیشترین زاویه‌ی چرخش لنگرهای خمیری و بیشترین برش طبقه پرداخته می‌شود. شکل‌های (۱-۸) و (۱-۹) درصد بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی هر طبقه را نشان می‌دهند. نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه، در قاب‌های سه طبقه‌ی A و B، به ترتیب، به ۰.۰۲۸ و ۰.۰۲۵ می‌رسد. این نسبت در قاب‌های شش طبقه‌ی A و B، به ترتیب، ۰.۰۲۱ و ۰.۰۱۷۵ می‌باشد. همان گونه که آشکار است، قاب‌های شش طبقه‌ی A و B به تغییرمکان هدف دست یافته‌اند. اما تغییرمکان هدف قاب سه طبقه‌ی A در زمین لرزه‌ی نورث‌ریج و تغییرمکان هدف قاب سه طبقه‌ی B در زمین لرزه‌های ایمپریال و نورث‌ریج بیش از پیش بینی است. در هیچ کدام از قاب‌های A و B مفصل ناخواسته‌ای دیده نمی‌شود. این نتیجه‌ی بهره‌جستن از تحلیل درخت ستون در دو نوع قاب است. بنابراین، تمام قاب‌ها به سازوکار تسلیم مناسب دست یافته‌اند. شکل‌های (۲-۸) و (۲-۹) بیشینه‌ی زاویه‌ی چرخش مفصل‌های خمیری را در هر طبقه نشان می‌دهند. بیشترین زاویه‌ی چرخش مفصل‌های خمیری در قاب سه طبقه‌ی A، بین ۰.۰۲۶ تا ۰.۰۴ رادیان و در قاب سه طبقه‌ی B، بین ۰.۰۱۷ تا ۰.۰۳ می‌باشد. بیشینه‌ی این نسبت در قاب شش طبقه‌ی A، به ۰.۰۲۹ و در قاب شش طبقه‌ی B، به ۰.۰۲ می‌رسد. قاب‌های A برای شکل‌پذیری ۲ و قاب‌های B برای شکل‌پذیری ۱.۶ طرح شده‌اند. بنابراین، باید زاویه‌ی چرخش تیرها و تغییرمکان نسبی طبقه‌ها در قاب‌های A، بیش از قاب‌های B باشد. بیشینه‌ی تغییرمکان نسبی طبقه و بیشینه‌ی زاویه‌ی چرخش مفصل‌های خمیری در قاب‌های سه طبقه بیش از قاب‌های شش طبقه می‌باشد. می‌توان نتیجه گرفت، به کارگیری پخش نیروی جانبی پیشنهادی چائو و گوئل، در قاب‌های متوسط و بلند مناسب‌تر است. شکل‌های (۸) و (۹) نشان می‌دهند، که پخش تغییرمکان نسبی طبقه و زاویه‌ی چرخش مفصل‌های خمیری در ارتفاع، برای قاب ۶ طبقه‌ی A یکنواخت‌تر می‌باشد. بهره‌جستن از زمان تناوب اصلی در ضریب پخش نیروهای جانبی، سبب پخش یکنواخت‌تر تغییرشکل‌های خمیری در این قاب گردیده است.

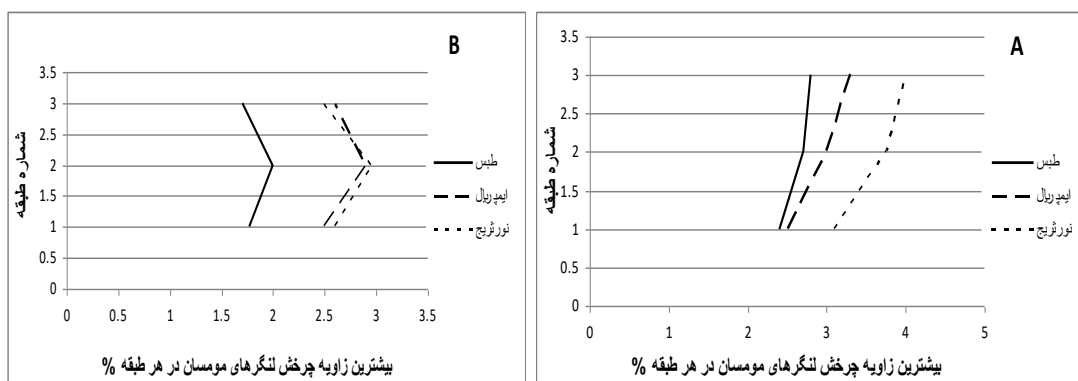
با بررسی شکل‌های (۸) و (۹) می‌توان دریافت که، نمودارهای بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی با بیشینه‌ی پاسخ زاویه‌ی چرخش مومسان در تمامی قاب‌ها مشابه است. بنابراین، ارزیابی کردن یکی از این دو پاسخ لرزه‌ای کیفیت می‌کند. در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ی B، بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه به زمین لرزه‌ی ایمپریال تقریباً شبیه به زمین لرزه‌ی نورث‌ریج است. اما، هیچ کدام از قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ی A این شباهت در پاسخ را ندارند. در قاب‌های ۳ و ۶ طبقه‌ی B، بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه به زمین لرزه‌ی طبس کم‌تر و به دو زمین لرزه‌ی دیگر بیشتر می‌باشد. به سخن دیگر، با افزایش شمار طبقه‌ها، ترتیب بیشینه‌ی پاسخ قاب B به زمین لرزه‌های گوناگون تغییر نمی‌یابد. همچنین، نمودارهای بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه‌ی قاب‌های B در سه زمین لرزه، نسبت به هم موازی می‌باشند. در قاب ۳ طبقه‌ی A، بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه به زمین لرزه‌ی نورث‌ریج بیشتر از دو زمین لرزه-ی دیگر است. با افزایش شمار طبقه‌های قاب A، ترتیب بیشینه‌ی پاسخ‌ها به سه زمین لرزه تغییر می‌کند؛ به گونه‌ای که در قاب ۶ طبقه‌ی A، بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه به زمین لرزه‌ی ایمپریال بیشتر از دو زمین لرزه‌ی دیگر می‌شود.

۱۰- ارزیابی پخش نیروی جانبی

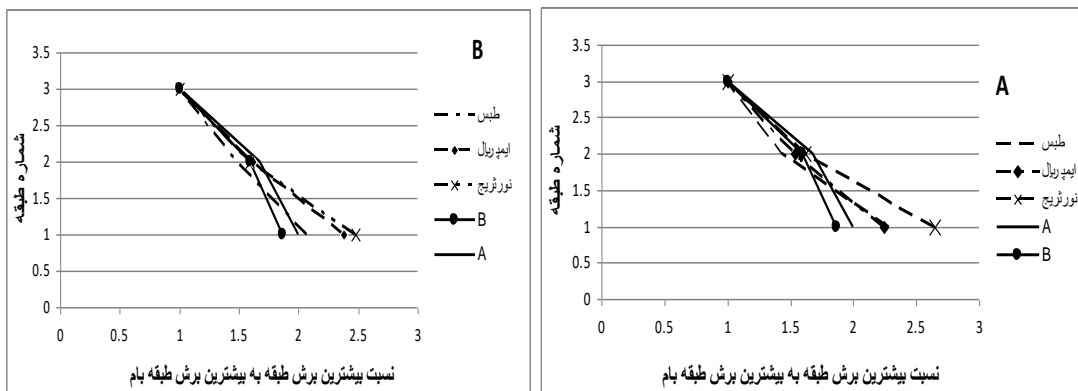
شکل‌های (۳-۸) و (۳-۹) نسبت بیشینه‌ی برش طبقه به بیشینه‌ی برش طبقه‌ی بام را نمایش می‌دهند. آشکار است، پخش بار جانبی قاب‌های A، به پخش بارهای تحلیل‌های ناخطی نزدیک‌تر می‌باشند. پخش بار جانبی قاب‌های B، از پخش بار قاب‌های A، فاصله دارد. این اختلاف در طبقه‌های پایین‌تر بیشتر می‌شود. سبب این اختلاف، به کارگیری دوره‌ی تناوب متفاوت در ضریب پخش بار این قاب‌ها می‌باشد. برای قاب‌های A، زمان تناوب اصلی قاب‌ها به کار گرفته شده است. از سوی دیگر، زمان تناوب پنداشتی مد یکم قاب‌های B وارد تحلیل شده‌اند. باید افزود، در این سازه‌ها، زمان تناوب مد یکم متفاوت از دوره‌ی تناوب پنداشتی می‌باشد. در پخش نیروی جانبی روش طرح خمیری، اثر مدهای بالاتر به خوبی وارد شده‌اند. بنابراین، نباید از زمان تناوب مد یکم برای آن بهره‌جست.



(۱)

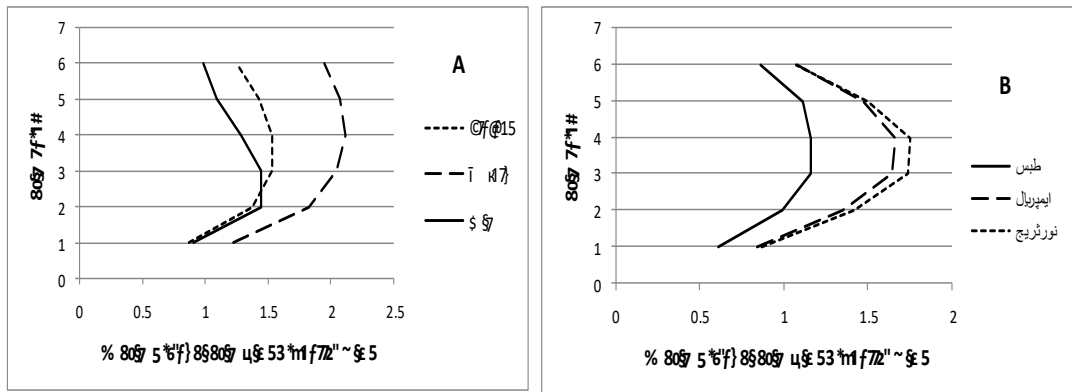


(۲)

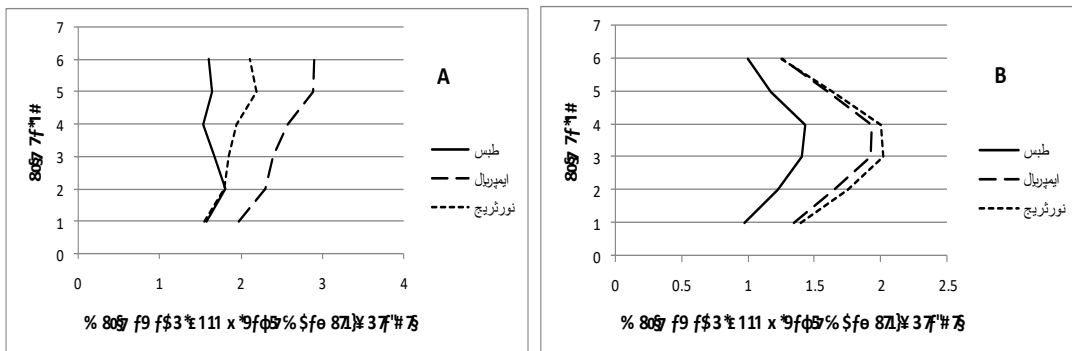


(۳)

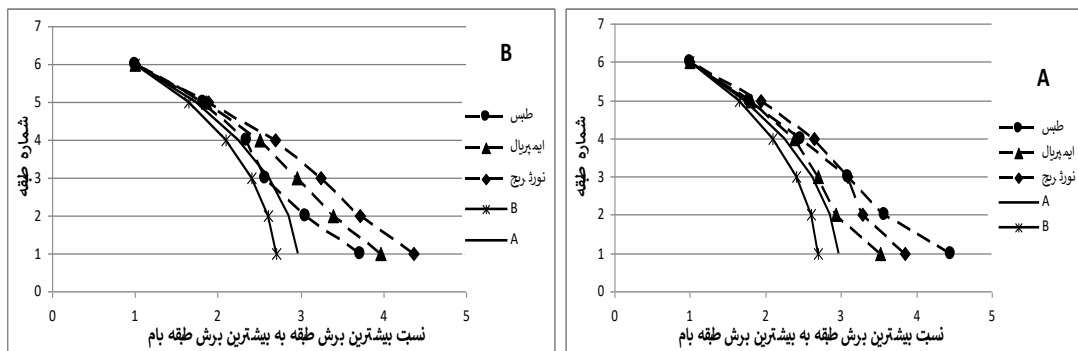
شکل ۸: (۱) - نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه، (۲) - بیشینه‌ی زاویه چرخش مفصل‌های خمیری طبقه، (۳) - نسبت بیشینه‌ی برش طبقه به بیشینه‌ی برش بام.



(۱)



(۲)

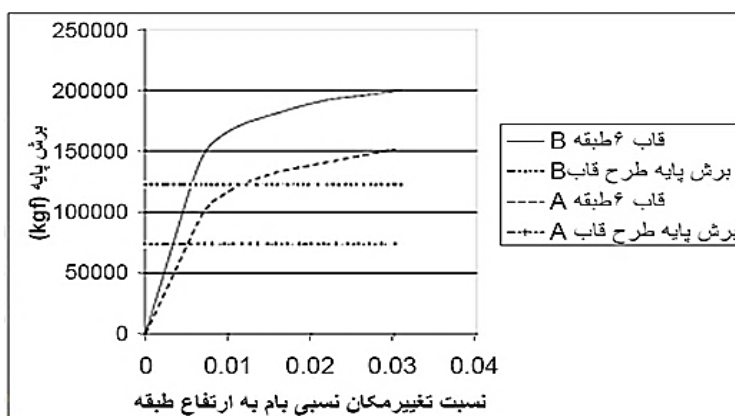


(۳)

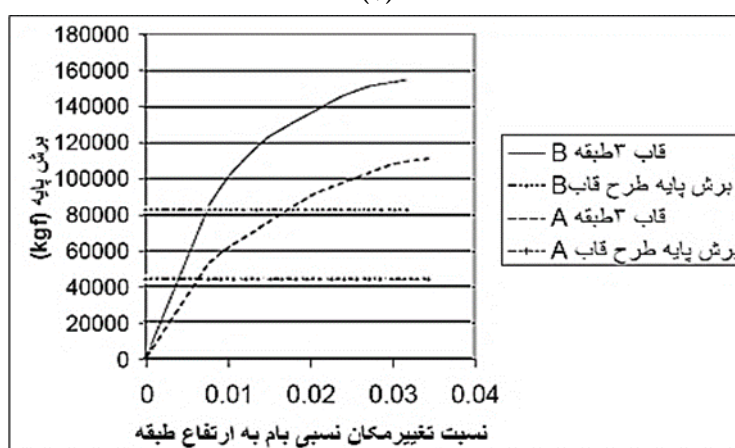
شکل ۹: (۱) - نسبت تغییر مکان نسبی طبقه به ارتفاع طبقه. (۲) - بیشینه زاویه چرخش مفصل‌های خمیری طبقه. (۳) - نسبت بیشینه‌ی برش طبقه به بیشینه‌ی برش بام.

۱۱- ارزیابی با تحلیل ناخطی ایستا

قاب‌های A و B تا دست‌بایی طبقه‌ی بام به جابه‌جایی نسبی ۳ درصد بارگذاری می‌شوند. شکل‌های (۱-۱۰) و (۲-۱۰) نمودار ظرفیت این قاب‌ها را نشان می‌دهند. افزایش مقاومت در قاب‌های شش طبقه چشم‌گیر است. زیرا، مقاومت قاب‌های شش طبقه‌ی A و B به ترتیب، ۱.۳۵ و ۱.۲۲ برابر می‌باشد. برش پایه‌ی تسلیم در قاب‌های سه طبقه‌ی A و B نزدیک به برش پایه‌ی طرح است. باید افزود؛ قاب‌های سه طبقه افزایش مقاومت اندکی دارند. پاسخ‌ها نشان می‌دهند که برش پایه‌ی تسلیم در قاب‌های B بیش از ۱.۵ برابر قاب‌های A است. نمودارهای ظرفیت آشکار می‌سازند، که این قاب‌ها سخت‌تر هستند. جدول (۹) ویژگی‌های مد یکم قاب‌ها را نشان می‌دهد. دوره‌ی تناوب مد یکم در قاب‌های A بیش از قاب‌های B می‌باشد. افزایش مقاومت قاب‌های B سبب کم‌تر شدن زمان تناوب مد یکم از مقدار پنداشتی است. ضریب جرم مد یکم در قاب‌های B کم‌تر از مقدار پنداشتی می‌باشد. بین ویژگی‌های مد یکم تحلیل و مقدارهای پنداشتی نخستین، اختلاف اندکی وجود دارد. شکل‌های (۱-۱۱)، (۲-۱۱) و (۳-۱۱) سازوکار تسلیم قاب‌های A و B را در هنگام رسیدن به تغییر مکان هدف نشان می‌دهند. در این هنگام، قاب‌های A به جابه‌جایی نسبی ۲ درصد و قاب‌های B به جابه‌جایی نسبی ۱.۶ درصد دست یافته‌اند. در پای ستون‌های قاب‌های سه طبقه، مفصل خمیری شکل نمی‌گیرد. قاب‌های شش طبقه به سازوکار تسلیم مطلوب رسیده‌اند. جذب کارمایه‌ی مفصل‌های خمیری طبقه‌ی بام، در قاب‌های A بیش از قاب‌های B است. در هیچ یک از قاب‌های A و B مفصل ناخواسته‌ای به چشم نمی‌خورد و پخش یکنواخت مفصل‌ها در تمام طبقه‌ها دیده می‌شود.



(۱)

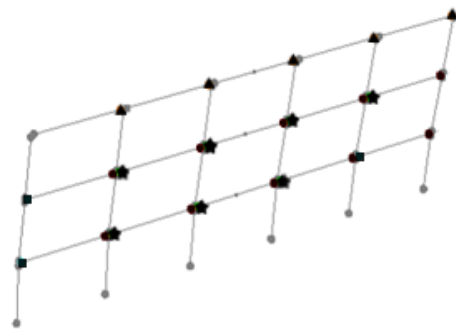


(۲)

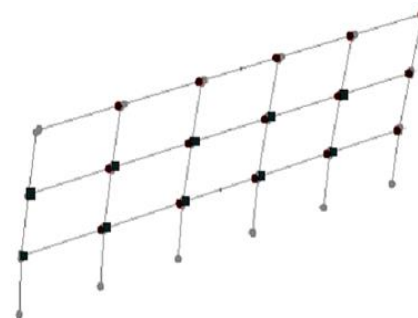
شکل ۱۰: (۱) - نمودارهای ظرفیت قاب‌های شش طبقه. (۲) - نمودارهای ظرفیت قاب‌های سه طبقه.

جدول ۹: ویژگی های مد یکم

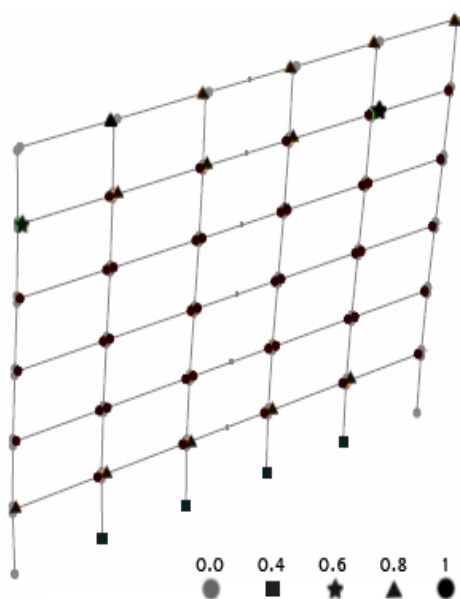
ویژگی های مد یکم	قاب سه طبقه ی A	قاب شش طبقه ی A	قاب سه طبقه ی B	قاب شش طبقه ی B
زمان تناوب مد یکم	۰.۸۵۶۹	۱.۳۰۳	۰.۷۰۱۵	۱.۰۹۳
ضریب جرم مد یکم	۰.۷۹۷	۰.۷۸۰۴	۰.۸۰۹۴	۰.۷۶۵۳



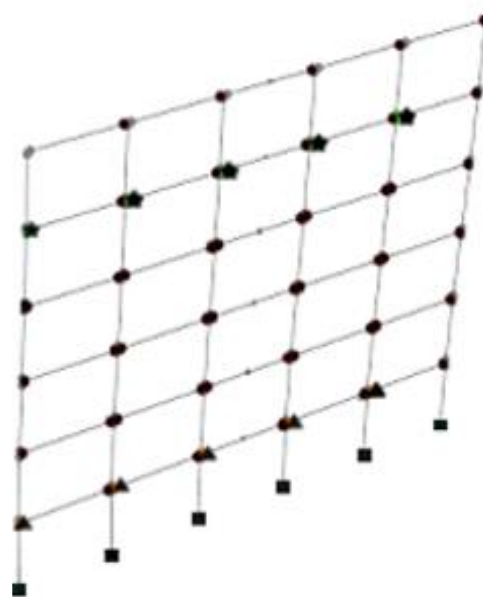
(۲)



(۱)



(۴)



(۳)

شکل ۱۱: (۱) - (۱۱) و (۳) - سازوکار تسلیم قاب های سه و شش طبقه ی A. (۲) و (۴) - سازوکار تسلیم قاب های سه و شش طبقه ی B.

۱۲- راستی آزمایی

نزدیک بودن زمان تناوب و ضریب جرم مد یکم با مقدارهای پنداشتی نخستین، نشان دهنده‌ی درستی الگوسازی و تحلیل با نرم افزار پرفرم می‌باشد. با وجود این، برای راستی آزمایی نرم افزار پرفرم، قاب ۶ طبقه‌ی A با نرم افزار ایتبس ۹.۷.۴ نیز تحلیل شد. جدول (۱۰) مشخصه‌های مد یکم از این دو نرم افزار را نشان می‌دهد. همان گونه که آشکار است، ضریب جرمی مد یکم در هر دو واکاوی یکسان است. اختلاف اندک میان زمان تناوب‌ها، به سبب نادیده انگاشتن وزن مصالح در نرم افزار پرفرم می‌باشد.

جدول ۱۰: راستی آزمایی قاب ۶ طبقه‌ی A

ویژگی‌های مد یکم	نرم افزار ایتبس	نرم افزار پرفرم
زمان تناوب مد یکم	۱.۴۶	۱.۳۰۳
ضریب جرم مد یکم	۰.۷۷۲۵	۰.۷۸۰۴

۱۳- نتیجه گیری

برش پایه‌ی دو قاب خمشی فولادی سه و شش طبقه به دو روش کارمایه و طیف نقطه‌ی تسلیم به دست آمدند. قاب‌هایی که با برش پایه‌ی معادله‌ی کارمایه طرح می‌شوند، A و آن‌هایی که با برش پایه‌ی طیف نقطه‌ی تسلیم طرح می‌گردند، B نام گرفتند. بررسی رفتار لرزه‌ای این قاب‌ها با تحلیل‌های ناخطی ایستا و پویا نتیجه‌های زیر را در اختیار می‌گذارند:

۱- قاب‌های شش طبقه‌ی A و B به تغییرمکان هدف و سازوکار تسلیم مطلوب دست یافتند. باید افزود، دستیابی به تغییرمکان هدف در قاب‌های کوتاه سه طبقه، کمی با خطا همراه است. در هیچ یک از قاب‌های A و B مفصل ناخواسته‌ای شکل نمی‌گیرد و پخش یکنواخت مفصل‌های خمیری در تمام طبقه‌ها به چشم می‌خورد. به خاطر باید سپرد، بهره‌جویی از تحلیل درخت ستون و پخش بار جانبی شایسته، این دو رفتار مناسب را نتیجه داده‌اند. برتری طرح خمیری برپایه‌ی عملکرد، با دستیابی این فن به هدف‌های طرح آشکار گردید.

۲- بهره جستن از زمان تناوب مد یکم در ضریب پخش بار، سبب افزایش فاصله‌ی پخش بار پیشنهادی با پخش بار تحلیل‌های ناخطی پویا می‌گردد. زیرا، در پخش بار جانبی پیشنهادی چاو و گوئل، اثر مدهای بالاتر نیز وارد شده بودند. بنابراین، بهره‌جویی از زمان تناوب مد یکم در این پخش بار مناسب نیست. جابه‌جایی نسبی طبقه و زاویه‌ی چرخش مفصل‌های خمیری در قاب شش طبقه‌ی A یکنواخت‌تر پخش شده‌اند. این نتیجه آشکار می‌سازد که به کارگیری زمان تناوب اصلی در ضریب پخش بار مناسب‌تر می‌باشد.

۳- برش پایه در قاب شش طبقه‌ی B، ۱.۶۵ برابر قاب شش طبقه‌ی A و در قاب سه طبقه‌ی B، ۱.۸۷ برابر قاب سه طبقه‌ی A است. این افزایش مقاومت سبب بزرگ‌تر شدن مقطع تیرها و ستون‌ها در قاب‌های B می‌شود.

۴- تمام قاب‌هایی که طرح شدند، به جز قاب سه طبقه‌ی A، نسبت تقاضای آیین‌نامه‌ی ۲۸۰۰ را برقرار می‌سازند. در واقع، نسبت بیشینه‌ی تغییرمکان طبقه برای قاب‌های شش طبقه، ۰.۰۲ و برای قاب‌های سه طبقه، ۰.۰۲۵ می‌باشد. بنابراین، قاب شش طبقه‌ی B از تمام ظرفیت مجاز خود استفاده نمی‌کند.

۵- بهره‌جویی از طیف نقطه‌ی تسلیم و شکل‌پذیری ۱.۶، سبب افزایش برش پایه‌ی طرح در قاب‌های B می‌شود. افزایش مقاومت قاب‌های B، نسبت به قاب‌های A، این نکته را نمایان می‌کند. در ساختمان‌های متوسط و بلند، کاهش وزن قاب‌ها و افزایش شکل‌پذیری تا حد ممکن، مطلوب‌تر و اقتصادی‌تر می‌باشد. بنابراین، در این گونه سازه‌ها، بهره جستن از معادله‌ی کارمایه برای حساب کردن برش پایه‌ی طرح مناسب‌تر است.

۶- هر چند قاب‌های B، همچون قاب‌های A، یکنواختی پخش پاسخ‌ها را در ارتفاع ندارند؛ اما موازی بودن بیشینه‌ی پاسخ‌های تغییرمکان نسبی طبقه در هر سه زمین لرزه و ثابت ماندن ترتیب پاسخ‌گویی به سه زمین لرزه، در هر دو قاب ۳ و ۶ طبقه، نشانه‌های خوبی‌اند. این‌ها آشکار می‌سازند که نمودار بیشینه‌ی پاسخ تغییرمکان نسبی طبقه وابسته به نوع زمین لرزه و شمار طبقه نمی‌باشد و تنها مقدار پاسخ‌ها دست خوش شدت و نوع زمین لرزه است. بنابراین، بیشینه‌ی پاسخ قاب‌های B با هر شمار طبقه، به زمین لرزه‌های گوناگون قابل پیش‌بینی خواهد بود. قابل پیش‌بینی بودن رفتار سازه کمک‌شایانی به طراح می‌کند. با دانستن نمودار پخش بیشینه‌ی پاسخ‌ها در ارتفاع، به گونه‌ای شایسته‌تر می‌توان از میراگرها در طرح سازه‌ها بهره جست.

مرجع ها

- [1] Lee, S.-S. and Goel, S.C. (2001). Performance-Based Design of Steel Moment Frames Using Target Drift and Yield Mechanism. Report No. UMCEE 01-17, Dept. of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- [2] Goel, S. C., Liao, W.C., Chao S. H. and Bayat, M.R. (2010). Performance-Based Plastic Design (pbpd) Method for Earthquake Resistant Structures: An overview. The structural design of tall and special buildings. Wiley Interscience, Vol. (19), pp (115137).
- [3] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2006b). A Seismic Design Method for Steel Concentric Braced Frames (CBF) for Enhanced Performance. Paper No. 227. 4th International Conference on Earthquake Engineering. Taipei, Taiwan.
- [4] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2005). 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.
- [5] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2006a). Performance-Based Design of Eccentrically Braced Frames Using Target Drift and Yield Mechanism. AISC Engineering Journal, 3rd Quarter, (173-200).
- [6] Goel, S.C. and Chao, S.-H. Performance-Based Plastic Design: Earthquake Resistant Steel Structures. (2008). International Code Council.
- [7] Chao, S.-H. and Goel, S. C. (2008). Performance-Based Plastic Design of Special Truss Moment Frames. AISC Engineering Journal, Second Quarter.
- [[^]] Chao, S.-H. and Goel, S.C. (2006b). Performance-Based Plastic Design of Seismic Resistant Special Truss Moment Frames (STMF). Report No. UMCEE 06-03, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Michigan, Ann Arbor, MI.
- [9] Liao, W.C. and Goel S. C. (2010). Performance Based Plastic Design (PBPD) of Reinforced Concrete Special Moment Frame Structures. The 3rd Congress of the International Federation for Structural Concrete (fib), Washington DC.
- [10] Sahoo DR and Chao SH. (2010). Performance-Based Plastic Design for Buckling-Restrained Braced Frames. In: Proceedings of 9th US national and 10th Canadian conference on earthquake engineering.
- [11] Goel, S.C., Liao, W.-C., Bayat, M. R., and Leelataviwat, S. (2009). Performance-Based Plastic Design (PBPD) Method for earthquake Resistant Structures: An Overview. In: Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention SEAOC 2009, San Diego, California.
- [12] Leelataviwat, S., Saewon, W. and Goel, S.C. (2007). An Energy Based Method for Seismic Evaluation of Structures. In: Proceedings of Structural Engineers Association of California Convention SEAOC, Lake Tahoe, California, 2131.
- [13] Bayat, M. R., Goel, S. C. and Chao, S.-H. (2008). Further Refinement of Performance-Based Plastic Design (PBPD) of Structures for Earthquake Resistance. 14th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. 05-01-0412, Beijing China.
- [14] Rezai Pajand, M. and Mirafzali, E. (1393). The Effects of Viscous Damping on the Plastic Design of Bending Frames. Fluid and Structure Mechanics of Shahrood, (4-2), (35-51).
- [15] Goel, S. C. and Leelataviwat, S. (1998). Seismic Design by Plastic Method. Engineering Structures, Elsevier Science, (4-6), (465-471).
- [16] NEHRP Recommended Seismic Provisions for New Buildings and Other Structures., (2009). PART 3, RESOURCE PAPERS (RP) ON SPECIAL TOPICS IN SEISMIC DESIGN.

- [17] Lee, Soon-Sik and Goel, S.C. (2000). A New Lateral Force Distribution for Seismic Design of Steel Structure. In: Proceedings of U.S.-Japan Workshop on Seismic Fracture Issues in Steel Structures, San Francisco, CA.
- [18] Chao, S.-H., Goel, S.C. and Lee, S.-S. (2007). A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures. Earthquake Spectra, Earthquake Engineering Research Institute, 23:3, 547-569.
- [19] Iran National Standard no.2800. (1384). Third edition.
- [20] Iranian National Building Code, part 6: The Forces on the Building. (1385).
- [21] Iranian National Building Code, part 10: Design and Construction of Steel Buildings. (1387).
- [22] CSI. (2007). Perform-3D V.4.0 User Manual. Computers & Structures, Inc., Berkeley, USA.
- [23] FEMA, "Quantification of Building Seismic Performance Factors (ATC-63 Project)," FEMA P695., (2009). Federal Emergency Management Agency, Washington D.C.
- [24] Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings. (1385). no.360.