



# توسعه طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی

سیدمهدی زهرائی<sup>۱</sup>، شهرزاددستمالچی<sup>۲</sup>، سیدرسول میرقادری<sup>۳</sup>  
(دریافت: ۸۸/۱۰/۱۸، پذیرش: ۸۸/۱۲/۲۵)

## چکیده

در این مقاله طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی با استفاده از روش انرژی با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی، اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین رابطه‌هایی که برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب بدست آورده شده است، بیان می شود. در این روش نیروهای طراحی لرزه ای از انرژی ورودی متناظر با یک مکانیسم تسلیم فرضی و میزان تغییر مکان هدف سازه، به دست می آید. هدف از این روش طراحی لرزه ای قاب خمشی فولادی بررسی توانایی پیش بینی رفتار سازه در مرحله نهایی و استفاده از حداکثر ظرفیت سازه برای اتلاف انرژی ورودی زلزله می باشد. برای مقایسه پاسخ سازه های طراحی شده بر مبنای دو روش استاتیکی معادل و روش انرژی، دو قاب خمشی فولادی ۱۰ و ۱۵ طبقه به کمک این دو روش طراحی شده و نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی آنها با یکدیگر مقایسه می شود. نتایج این تحقیق نشان می دهد که طراحی به روش انرژی در مقایسه با روش متداول استاتیکی معادل موجب بهبود رفتار لرزه ای سازه می شود.

## کلمات کلیدی

طراحی لرزه ای، روش انرژی، مکانیسم نامطلوب، انرژی ورودی زلزله

## Extending Seismic Design of Steel Moment Frames Using Energy-Based Method

S.M.Zahrai, Sh.Dastmalchi, S.R.Mirghaderi

### ABSTRACT

The use of energy-based method is discussed in this paper, with taking into account the gravity effects,  $P-\Delta$  effects, and other equations to prevent the formation of undesirable mechanisms. In this method the seismic design forces are derived from input energy for a selected plastic yield mechanism, and a selected target deformation level. The aim of this method is to study the ability of predicting structural behavior in the ultimate level and to use the maximum structure capacity in order to dissipate seismic input energy. For comparison between response of structures designed with equivalent static method and energy-based method, two 10 and 15-story steel moment frames are designed considering these two methods, for which the results from nonlinear analyses of the frames are compared. The obtained results indicate that the seismic design by energy-based method improves the seismic behavior of structures compared to the typically used equivalent static method.

### KEY WORDS

Seismic Design Energy Method Undesirable Mechanism Earthquake Input Energy

۱.دانشیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران، [mzahrai@ut.ac.ir](mailto:mzahrai@ut.ac.ir) (نویسنده مسئول)  
۲.دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله دانشکده عمران دانشگاه تهران، [shahrzaddastmalchi@hotmail.com](mailto:shahrzaddastmalchi@hotmail.com)  
۳.استادیار دانشکده عمران، پردیس دانشکده های فنی دانشگاه تهران [rmirghaderi@ut.ac.ir](mailto:rmirghaderi@ut.ac.ir)



داد که منحنی سرعت طیفی سازه برای اکثر زلزله ها در دامنه وسیعی از پریودها ثابت می باشد. براساس این فرض هازنر نشان داد که حداکثر انرژی ورودی سیستم چنددرجه آزادی، به صورت متوسط می تواند برابر مقدار رابطه (۱) باشد [۳].

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

که در آن  $M$  جرم کل سازه،  $S_v$  سرعت طیفی به دست آمده از طیف پاسخ الاستیک،  $a$  شتاب طیفی نرمال شده نسبت به شتاب ثقل ( $g$ )،  $W$  وزن سازه و  $T$  پریود اصلی سازه می باشد. تعیین مقدار دقیق انرژی ورودی زلزله به خصوصیات سازه و زلزله مورد نظر بستگی دارد که بدست آوردن آن وقت گیر می باشد، با استفاده از رابطه ساده بالا مقدار آن با تقریب مناسبی در دست است. البته برای سازه های ویژه تحت اثر زلزله، تحلیل های کامل تری مورد نیاز می باشد [۲].

آکی یاما نشان داد که با دقت قابل قبولی می توان انرژی الاستیک را برای یک سازه یک درجه آزادی به صورت رابطه (۲) نوشت [۴] و [۵]:

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

که در آن  $V_y$  برش پایه تسلیم و  $T$  پریود سازه که با استفاده از رابطه تجربی ( $T=0.08h^{3/4}$ ) بدست می آید. بر اساس فرض هازنر، انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی الاستیک و پلاستیک.

$$E_e + E_p = E \quad (3)$$

که در آن  $E$  انرژی ورودی و  $E_e$  انرژی الاستیک و  $E_p$  انرژی پلاستیک می باشد.

براساس رابطه های (۱) و (۲) کل انرژی پلاستیک که سازه بایستی در طول زلزله مستهلک کند برابر است با:

$$E_p = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left[ a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right] \quad (4)$$

سازه ها در هنگام زلزله تحت تغییر شکل های رفت و برگشتی بزرگی در محدوده غیرارتجاعی قرار می گیرند. بنابراین بایستی اعضای شکل پذیر سازه را طوری متناسب طراحی نمود که بتوانند از حداکثر ظرفیتشان برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده نمایند. برای رسیدن به این هدف باید از تشکیل مکانیسم های نامطلوبی که باعث کاهش باربری سازه می شوند جلوگیری نمود.

در سال ۱۹۹۹ توسط لیلاتاویوات و همکاران طراحی قاب خمشی با استفاده از مفهوم انرژی مطرح شد [۱]. منتها در آن تحقیق، برای بدست آوردن نیروهای طراحی لرزه ای با استفاده از مفهوم انرژی از اثرات بارهای ثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  صرف نظر شده است، در حالیکه با افزایش تعداد طبقات اثرات آنها قابل توجه خواهد بود. بنابراین در این مقاله نیروهای طراحی لرزه ای، با استفاده از مفهوم انرژی با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین روابطی که برای جلوگیری از تشکیل مکانیسم های نامطلوب بدست آورده شده است، بیان می شود.

## ۲- تعادل انرژی در قاب های با تعداد طبقات و دهانه های

### متفاوت

مفهوم تعادل انرژی براساس این فرض می باشد که مقدار انرژی مورد نیاز برای پوش یک سازه به صورت بارگذاری یکطرفه تا تغییر مکان هدف برابر است با ماکزیمم انرژی ورودی زلزله، که با مقدار  $0.5MS_v^2$  تقریب زده می شود.

قاب چند دهانه با تعداد طبقات متفاوتی در نظر گرفته می شود. مکانیسم تسلیم قاب مانند شکل (۱) فرض می شود. تغییر شکل پلاستیک قاب بعد از رسیدن سازه به نقطه تسلیم رخ می دهد. بعد از تشکیل مکانیسم و چگونگی تسلیم، تغییر مکان جانبی نسبی قاب در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت فرض شده و تمام انرژی زلزله بایستی توسط مفاصل پلاستیک مستهلک شوند. تغییر مکان جانبی نسبی غیر الاستیک قاب برابر چرخش پلاستیک سازه می باشد بنابراین کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات توسط محدود کردن چرخش اعمال می شود و مانند روش استاتیکی معادل نیازی به کنترل تغییر مکان جانبی سازه پس از طراحی آنها براساس مقاومت نمی باشد [۲]. هازنر نشان

مقدار  $k$  برابر است با :

$$K=0.5T+0.75 \quad (8)$$

$$\text{If } T \leq 0.5 \rightarrow k=1$$

$$\text{If } T \geq 2.5 \rightarrow k=2$$

با استفاده از رابطه‌های (۴)، (۵)، (۶)، (۷) و (۸) داریم:

$$V_y \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \theta_p + \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2} = \frac{WT^2 g}{8\pi^2} \left( a^2 - \left( \frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (9)$$

با حل معادله درجه دو رابطه (۹) برای  $\frac{V_y}{W}$  داریم:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 - 4(\beta - a^2)}}{2} \quad (10)$$

که در آن  $\alpha$  پارامتری بی بعد است که به سختی و تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک سازه وابسته می باشد و مقدار آن برابر است با:

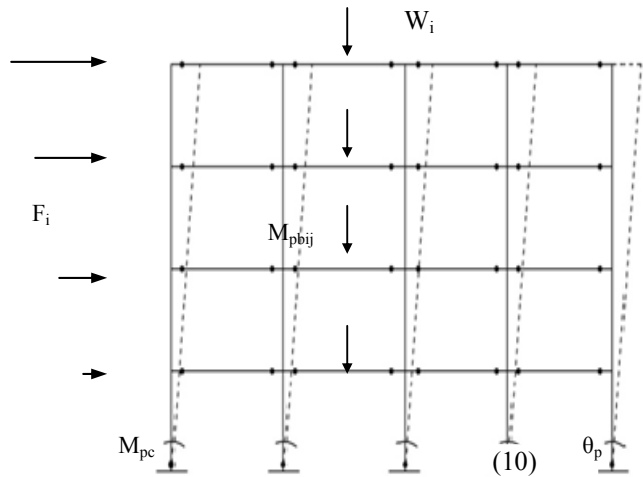
$$\alpha = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \quad (11)$$

پارامتر  $\beta$  که ناشی از در نظر گرفتن اثر بارهای ثقلی می باشد و به تغییرمکان جانبی نسبی سازه بستگی دارد، برابر است با :

$$\beta = \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i 8\pi^2}{2WT^2 g} \quad (12)$$

پس از اینکه برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه (۷) بدست می آید.

به منظور بدست آوردن مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک، باتوجه به اینکه تغییرمکان جانبی نسبی مجاز برای سازه های با پیروید بزرگتر از ۰/۷ تا نیمه برابر ۰/۲ می باشد [۶]، اگر تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی (تسلیم) سازه بدست آید، مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک را نیز می توان تعیین نمود. در قاب های خمشی مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی معمولاً برابر ۰/۱ می باشد پس مقدار تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک نیز برابر ۰/۱ خواهد بود. برای سازه های دیگر برای بدست آوردن مقدار تغییرمکان جانبی نسبی ارتجاعی، تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام می شود و سپس منحنی برش پایه - تغییرمکان با یک نمودار دو خطی معادل شده، تغییرمکان نقطه ای از منحنی که شیب آن عوض می شود، مقدار تغییرمکان ارتجاعی خواهد بود [۲].



شکل (۱): نحوه تسلیم قاب خمشی با  $m$  دهانه و  $n$  طبقه

انرژی بدست آمده از رابطه (۴) باید توسط مفاصل پلاستیک نشان داده شده در شکل (۱) تلف شود که برابر است با:

$$E_p = \left( (m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \right) \theta_p \quad (5)$$

که در آن  $M_{pbr}$  ممان مرجع پلاستیک تیر در دهانه  $j$  ام،  $M_{pc}$  ممان پلاستیک پای ستون ها در طبقه اول،  $\mu_j \beta_i M_{pbr}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در هر تراز،  $m$  تعداد دهانه های قاب،  $n$  تعداد طبقات قاب،  $\theta_p$  تغییرمکان جانبی نسبی غیرارتجاعی قاب و  $\beta_i$  ضریب توزیع مقاومت تیرها ( که مقدار آن در بخش بعدی ذکر می شود ) در طبقه  $i$  ام است.

$$\mu_j = \frac{l_r}{l_j}$$

دهانه مرجع (مثلاً دهانه بزرگتر) به طول دهانه  $j$  ام برابر است. در ضمن پس از تسلیم، نیروهای خارجی بایستی با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل پلاستیک با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی و بارهای ثقلی، می توان نوشت:

$$(m+1)M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^m \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} = \sum_{i=1}^n F_i h_i + \sum_{i=1}^n W_i \frac{W_i}{2} \quad (6)$$

که در آن  $W_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $F_i$  نیروی اینرسی معادل در تراز  $i$  ام،  $h_i$  ارتفاع تیر در تراز  $i$  ام است. برای توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع از رابطه زیر استفاده می شود:

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_y \quad (7)$$

### ۳- طراحی تیرهای قاب خمشی

برای بدست آوردن بهترین توزیع مقاومتی تیرها انجام شد. هدف بدست آوردن تابعی بود که به خوبی بتواند برش های حاصل از زلزله های مختلف را بیان کند. این تابع به عنوان فاکتور توزیع مقاومتی تیرها استفاده می شود. به عنوان تقریب اولیه توزیع نسبی برش های طبقات در طول زلزله می تواند با توزیع برش های استاتیکی طبقات که از (۷) محاسبه می شود، تقریب زده شود. مقدار آن برابر است با [۲]:

$$\beta_i = \left( \frac{V_i}{V_y} \right)^{1/2} \quad (14)$$

که در آن  $V_i$  و  $V_n$  برش های استاتیکی در تراز  $i$  ام و تراز بلندترین طبقه که از (۷) محاسبه می شود. مقدار  $1/2$  با استفاده از روش حداقل مربعات از نتایج به دست آمده از چندین آنالیز دینامیکی غیرخطی، بدست می آید [۷].

با دانستن مقدار  $\beta_j$ ،  $M_{pc}$ ،  $F_i$ ،  $h_i$ ،  $\mu_i$ ،  $\theta_p$  و  $W_i$  تنها پارامتر مجهول  $M_{pbr}$  می باشد. با دانستن مقدار  $M_{pbr}$ ، مقاومت اسمی مورد نیاز تیر در هر تراز،  $M_{pbij}$  از نامساوی رابطه (۱۵) به دست می آید:

$$\phi M_{pbij} \geq \mu_i \beta_i M_{pbr} \quad (15)$$

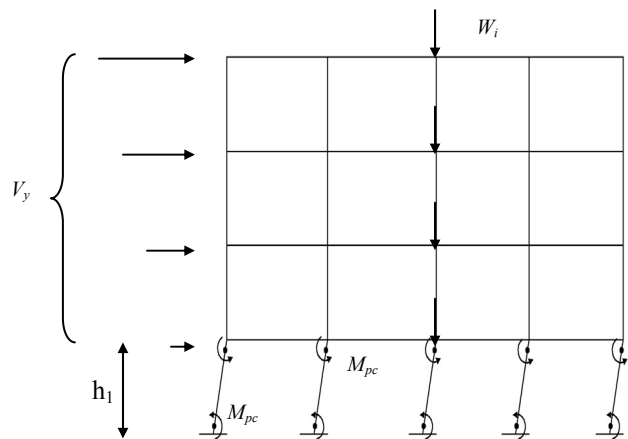
که در آن  $\phi$  ضریب مقاومتی که برطبق آیین نامه AISC-LRFD برابر  $0.9$  می باشد و  $M_{pbij}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیر در طبقه  $i$  و دهانه  $j$  که برابر  $Z_{bij} F_{yb}$  است.  $Z_{bij}$  مدول پلاستیک تیر در طبقه  $i$  و دهانه  $j$  و  $F_{yb}$  مقاومت تسلیم اسمی تیر می باشد.

### ۴- طراحی ستون های قاب خمشی

به منظور طراحی مناسب سازه ها و جلوگیری از تشکیل حالت های شکست نامطلوب که سبب افت باربری سازه قبل از رسیدن به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز  $2\%$  می شود، بایستی این حالات شناسایی شود و تا حد امکان راه حل هایی برای جلوگیری از تشکیل آن ها ارائه گردد. از این راهکارها در طراحی ستون ها استفاده می شود. در ذیل چند حالت شکست نامطلوب سازه ای بیان می شود:

- ۱- تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها.
- ۲- تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای طبقات فوقانی.
- ۳- تشکیل مفصل در پایین ستون های یک طبقه به همراه تیرهای طبقات فوقانی به نحوی که یک مکانیسم ناپایدار را

پس از به دست آوردن مقدار  $F_i$  از رابطه های (۷)، (۱۰)، (۱۱) و (۱۲)، ممان پلاستیک پای ستون ها،  $M_{pc}$ ، را بایستی به صورت مناسبی تخمین زد. این مقدار مناسب با استفاده از فرض جلوگیری از تشکیل حالت شکست طبقه نرم در طبقه اول به دست می آید. برای این منظور مفاصل پلاستیک در بالا و پایین ستون های طبقه اول فرض می شود. ظرفیت ممان پلاستیک ستون های طبقه برای جلوگیری از تشکیل این حالت شکست با استفاده از شکل (۲) تعیین می شود.



شکل (۲): حالت شکست طبقه نرم

بنابراین مقدار  $M_{pc}$  برابر است با:

$$M_{pc} = 1.1 \left( \frac{V_y h_1 + W h_1 \theta_p}{2(m+1)} \right) \quad (13)$$

که در آن  $V_y$  برش پایه به دست آمده از (۱۰) و  $h_1$  ارتفاع طبقه اول و  $1.1$  نسبت افزایش مقاومت به علت سخت شدگی است. ضریب توزیع مقاومتی تیرها ( $\beta_j$ ) در (۱۳) مقاومت نسبی تیرها را در تراز  $j$  ام نسبت به ممان مرجع تیرها  $\beta_j M_{pbr}$  بیان می کند. ضریب توزیع مقاومتی ( $\beta_j$ )، نقش بسیار مهمی در پاسخ لرزه ای سازه ها بازی می کند. این ضریب به سختی و مقاومت جانبی سازه در طول ارتفاع بستگی دارد. با توجه به فرض تغییر مکان جانبی نسبی یکنواخت در ارتفاع سازه که در تعیین نیروهای طراحی از آن استفاده شد، این مقاومت نسبی نیز باید به صورت مناسبی انتخاب شود تا با این نیروهای اعمالی در طول زلزله مطابقت داشته باشد. در ضمن این فرض تضمینی برای این است که انرژی ورودی در سازه تلف می شود و از متمرکز شدن خرابی در یک طبقه جلوگیری می کند. تحلیل های عددی زیادی

تشکیل دهد.

۴- تشکیل مفصل در ستون ها از بالا به پایین.

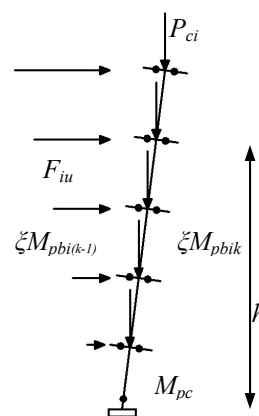
۵- چرخش تعدادی از تیرها به مقدار حداکثر ، قبل از رسیدن سازه به تغییرمکان جانبی نسبی مجاز.

حال سعی می شود تاجایی که ممکن است برای جلوگیری از تشکیل این حالت های شکست، روش هایی در طراحی ستون ها اعمال شود.

برای جلوگیری از تشکیل مفصل در ستون های یک گره قبل از تشکیل مفصل در تیرها از راهکار زیر استفاده می شود که همان اعمال شرط تیرضعیف-ستون قوی می باشد:

برای اطمینان از اینکه مکانیسم تسلیم تیرضعیف-ستون قوی تا مرحله تغییرمکان جانبی نسبی نهایی حفظ می شود، تیرها با این فرض طراحی می شوند که وقتی تغییرمکان جانبی نسبی سازه به مقدار نهایی می رسد، تمام مفاصل پلاستیک در تیرها به مرحله سخت شدگی رسیده اند. ممان ایجاد شده در تیرها در مرحله سخت شدگی از ضرب فاکتور افزایش مقاومت ( $\xi$ ) در ظرفیت ممان پلاستیک اسمی تیرها بدست می آید. با فرض مقدار مناسب  $\xi$  (برابر ۱/۰۵)، ممان طراحی برای هر ستون بدست آورده می شود. از آنجا که تیرها وارد مرحله سخت شدگی شده است مقدار  $F_{iu}$  بایستی دوباره محاسبه شود. مقدار  $F_{iu}$  از تعادل ممان در پای ستون به دست آورده می شود.

نمودار آزاد یک ستون از قاب شکل (۱) ، در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل (۳): نمودار آزاد ستون قاب شکل (۱)

$P_{ci}$ : بار محوری وارد بر ستون ناشی از بارثقلی و نیروی زلزله. نیروهای اینرسی به صورت رابطه (۱۶) در ارتفاع توزیع می شوند:

$$F_{iu} = \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (16)$$

مقدار  $k$  از رابطه (۸) به دست می آید.

حال رابطه تعادل ممان نسبت به پای ستون در نظرگرفته

می شود:

$$\sum_{i=1}^n F_{iu} h_i + \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} + \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i = M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) \quad (17)$$

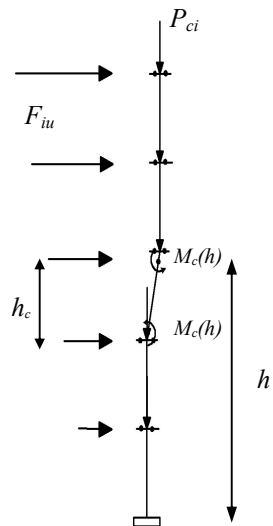
که در آن  $M_{pbik}$  ممان پلاستیک تیردر طبقه  $i$  ام و دهانه  $k$  ام،  $M_{pbi(k-1)}$  ممان پلاستیک تیردر طبقه  $i$  ام و دهانه  $k-1$  ام،  $l_k$  طول دهانه تیر در دهانه  $k$  ام،  $l_{k-1}$  طول دهانه تیر در دهانه  $k-1$  ام.  $M_{pbik}$  و  $M_{pbi(k-1)}$  ظرفیت ممان پلاستیک تیرها در دوطرف ستون موردنظر و  $l_k$  و  $l_{k-1}$  نیز طول تیرها در دو طرف ستون مورد نظر می باشند.

با جایگذاری رابطه (۱۶) در رابطه (۱۷) و حل آن، مقدار  $V_u$  برابر می شود با:

$$V_u = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) [M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) - \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i] \quad (18)$$

با جایگذاری رابطه (۱۸) در رابطه (۱۶)، نیروی اینرسی در هر تراز برابر است با:

$$F_{iu} = \left( \frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) (M_{pc} + \sum_{i=1}^n (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)})) - \sum_{i=1}^n \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k+1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) \theta_p h_i \quad (19)$$



شکل (۴): نمودار آزاد ستون قاب خمشی با نحوه شکست طبقه نرم

با بدست آوردن ممان از رابطه‌های فوق و مقدار نیروی محوری با استفاده از رابطه ذیل، هر ستون با استفاده از آیین نامه AISC-LRFD به صورت تیر-ستون طراحی می‌شود. نیروی محوری ستون در ارتفاع  $h$  از سطح زمین،  $P_c(h)$  برابر است با:

$$P_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i \left( \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l_k} \right) + W_i \left( \frac{l_{k-1} + l_k}{2} \right) \quad (25)$$

۵- مقایسه پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل:

به منظور مقایسه پاسخ لرزه ای قاب های خمشی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل، یک قاب ۱۰ طبقه در نظر گرفته شده و با روش انرژی و استاتیکی معادل طراحی گردیده و سپس تحلیل استاتیکی غیرخطی برای هر قاب انجام شده و سپس نتایج آنها با هم مقایسه می‌شود.

برای این قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه، سه دهانه پنج متری در نظر گرفته می‌شود. قاب مزبور دارای طبقات مشابه بوده و بارهای مرده وزنده وارد بر تیرهای سازه به ترتیب برابر  $(2500 \text{ kg/m})$  و  $(1000 \text{ kg/m})$  می‌باشد. مقدار پریرود سازه برابر  $(1/0.25 \text{ s})$  می‌شود. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک ۱٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر ۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان

با داشتن مقدار  $F_{iu}$  از رابطه (۲۰)، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می‌آید:

$$M_c(h) = \sum_{i=1}^n \delta_i (\xi M_{pbik} + \xi M_{pbi(k-1)}) - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) - \sum_{i=1}^n \delta_i \left( W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) + \frac{2\xi M_{pbi(k-1)}}{l_{k-1}} - \frac{2\xi M_{pbik}}{l} \right) \theta_p (h_i - h) \quad (20)$$

$$\delta_i = 1 \quad \text{if } h < h_i \quad (21)$$

$$\delta_i = 0 \quad \text{if } h > h_i \quad (22)$$

که در آن  $M_c(h)$  ممان در ستون به ارتفاع  $h$  از سطح زمین می‌باشد.

برای جلوگیری از تشکیل طبقه نرم در ستون های یک طبقه زودتر از پلاستیک شدن تیرهای فوقانی. شکل (۴) نمودار آزاد ستونی را که در آن طبقه نرم تشکیل شده است، نشان می‌دهد. با زدن برش در هر تراز داریم:

$$M_c(h) = 1.05 \times \left( \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} h_c - \sum_{i=1}^n \delta_i W_i \left( \frac{l_k + l_{k-1}}{2} \right) \theta_p h_c \right) / 2 \quad (23)$$

که در آن  $h_c$  ارتفاع طبقه مورد نظر می‌باشد.

ماکزیم ممان بدست آمده از (۲۰) و (۲۳) در هر تراز، ممان پلاستیک مورد نیاز ستون می‌باشد  $((M_p)_{req})$ .

برای اینکه مفاصل ستون هر تراز زودتر از مفاصل طبقات بالاتر تشکیل شود، رابطه‌ای بین ممان پلاستیک های مورد نیاز ستون ها  $((M_p)_{req})$ ، و ممان پلاستیک های انتخابی ستون ها  $((M_p)_{ave})$  در نظر گرفته می‌شود، به طوری که نسبت ممان پلاستیک مقطع انتخابی نسبت به ممان پلاستیک مورد نیاز، در طبقه پایین از طبقه بالا کمتر باشد.

$$\left( \frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}} \right)_i \leq 1.01 \left( \frac{(M_p)_{av}}{(M_p)_{req}} \right)_{i+1} \quad (24)$$

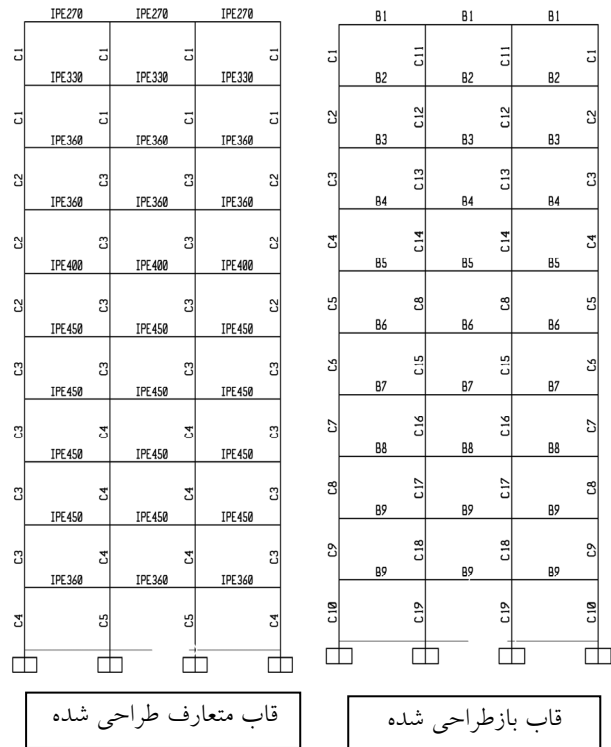
وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر  $438/26 \text{ ton}$ ، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر  $426/76 \text{ ton}$  می باشد که حدود  $2/5\%$  به وزن سازه اضافه شده است که مقدار ناچیزی می باشد، در مقابل این افزایش ناچیز وزن مفاصل پلاستیک در قاب طراحی شده به روش انرژی به صورت متعادل تشکیل شده است که سبب ارتقای طراحی لرزه ای سازه شده است.

جانبی نسبی پلاستیک  $1/1$  خواهد بود. مقدار پارامترهای  $\alpha, \beta$  به ترتیب  $0/54$ ،  $2/1$  و  $0/189$  بدست آورده می شود. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه  $(\frac{V_y}{W})$  برابر  $0/12$  می باشد. از ذکر جزئیات طراحی تیرها و ستون ها خودداری نموده و ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل در شکل (۵) و جداول (۱) و (۲) و (۳) نشان داده شده است.

جدول (۲): ابعاد تیرهای قاب طراحی شده به روش انرژی

شماره تیر	h x b x t <sub>f</sub> x t <sub>w</sub> (cm)
B1	21x20x1x0.5
B2	25x22x1x0.5
B3	27x24x1x0.5
B4	28x26x1x0.5
B5	29x27x1x0.5
B6	30x27x1x0.5
B7	30x29x1x0.5
B8	31x28x1x0.5
B9	30x30x1x0.5

شماره ستون	BOX (bxt)(cm)
C1	20x1
C2	25x1
C3	25x1.5
C4	30x1.5
C5	35x1.5



شکل (۵): ابعاد اعضای طراحی شده دو قاب خمشی ۱۰ طبقه به روش انرژی (قاب بازطراحی شده) و استاتیکی معادل (قاب متعارف طراحی شده)

شکل (۶) مشاهده می شود که در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز  $2\%$  برسد به دلیل تشکیل طبقه نرم سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان می باشد به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. مشابه این نتیجه در قاب ۵ طبقه ای که در مرجع [۲] به روش استاتیکی معادل طراحی شده بود، دیده می شود.

در روش استاتیکی معادل تنها شرط تیر ضعیف ستون قوی در هر گره اعمال می شود، بنابراین امکان تشکیل حالات شکست نامطلوب دیگر وجود دارد. قاب طراحی شده به روش انرژی

جدول (۱): ابعاد ستون های قاب طراحی شده به روش انرژی

شماره ستون	BOX (bxt)(cm)	شماره ستون	BOX (bxt)(cm)
C1	23x1	C11	23x2
C2	25.5x1.5	C12	30x2
C3	26x2	C13	34.5x2
C4	27.5x2	C14	36.5x2
C5	28.5x2	C15	42x2
C6	32x2	C16	46.5x2
C7	35x2	C17	50.5x2
C8	37.5x2	C18	54.5x2
C9	41x2	C19	57.5x2
C10	43x2		



۶- مقایسه پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل :

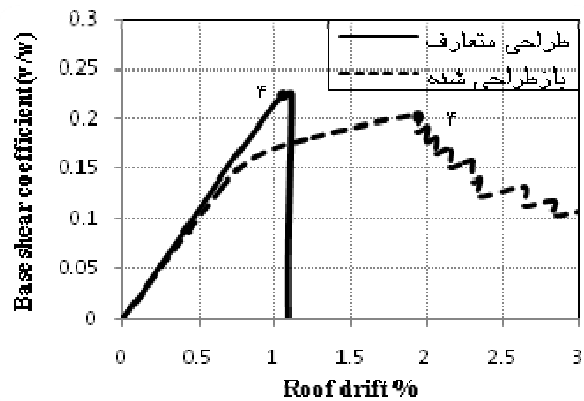
در این بخش به بررسی پاسخ لرزه ای قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه پرداخته می شود. خصوصیات سازه و بارگذاری آن، مانند قاب ۱۰ طبقه ارائه شده در بخش (۵) می باشد. مقدار پریرود سازه برابر (S) ۱/۳۹ بدست می آید. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی الاستیک ۰/۶۵٪، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر ۰/۲٪ باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی پلاستیک ۱/۳۵٪ خواهد بود. مقدار پارامترهای  $\alpha$ ،  $\beta$  و به ترتیب ۰/۴۴، ۱/۷۱ و ۰/۱۶۴ بدست می آید. با استفاده از این پارامترها، مقدار ضریب برش پایه ( $\frac{V_p}{W}$ ) برابر ۰/۱۰ می باشد. ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل در جدول های (۴) و (۵) نشان داده شده است.

وزن قاب طراحی شده به روش انرژی برابر ۶۸۱ ton، وزن قاب طراحی شده به روش استاتیکی معادل برابر ۶۴۵/۱ ton می باشد که حدود ۵/۵٪ به وزن سازه اضافه شده است.

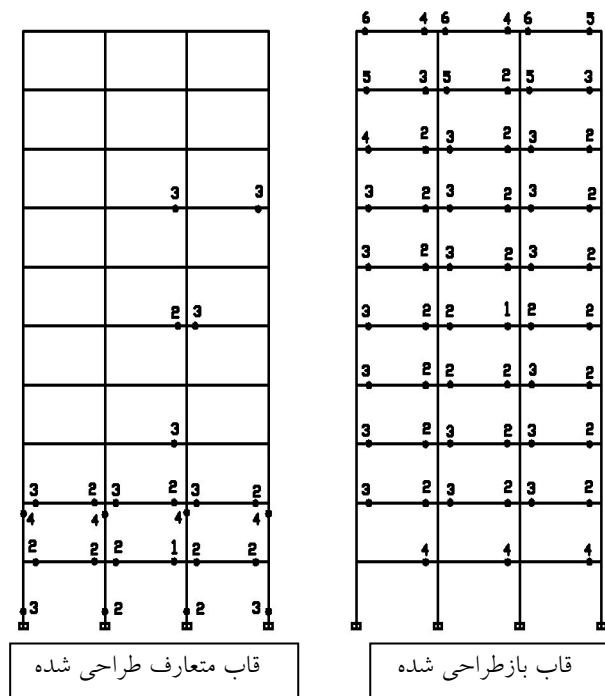
جدول (۴): ابعاد تیر و ستون های طراحی شده به روش انرژی

طبقه	شماره تیر	h x b x t <sub>f</sub> x t <sub>w</sub> (cm)
15	B1	22x20x1x0.5
14	B2	25x24x1x0.5
13	B3	27x27x1x0.5
12	B4	29x28x1x0.5
11	B5	30x29x1x0.5
10	B6	31x30x1x0.5
9	B7	32x30x1x0.5
8	B8	32x32x1x0.5
7	B9	33x32x1x0.5
6	B10	33x32x1x0.5
5	B11	33x33x1x0.5
4	B12	34x32x1x0.5
3	B12	34x32x1x0.5
2	B13	34x33x1x0.5
1	B13	34x33x1x0.5

دارای شکل پذیری مطلوبی می باشد و تا تغییر مکان جانبی نسبی مجاز باربری خود را حفظ کرده است.



شکل (۶): منحنی برش پایه- تغییر مکان دو قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه با توجه به تشکیل مراحل مفاصل پلاستیک در شکل (۷) مشاهده می شود که مفاصل پلاستیک به صورت نامنظم تشکیل می شود و سازه در مکانیسم نامطلوب طبقه نرم دچار شکست می شود. در قاب طراحی شده به روش انرژی، نحوه تسلیم سازه تقریباً با مکانیسم فرضی طراحی سازه مطابقت دارد و مفاصل پلاستیک تقریباً در تمام تیرها، که عضوهای شکل پذیر سازه می باشند، تشکیل شده است که باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل پذیری سازه شده است.



شکل (۷): مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی فولادی ۱۰ طبقه

جدول(۴): ابعاد تیروستون های طراحی شده به روش انرژی

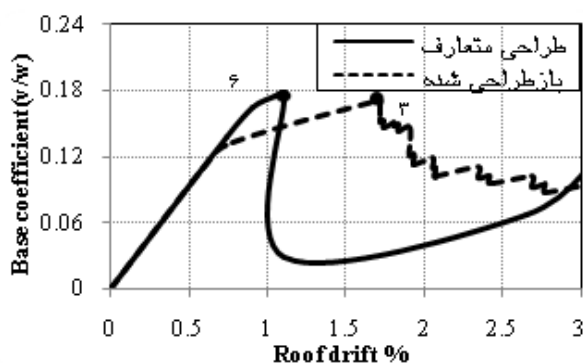
شماره طبقه	شماره ستون های خارجی	BOX (b x t)(cm)	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)
15	C1	19x2	C2	26x2
14	C2	26x2	C16	34.5x2
13	C3	30.5x2	C17	38x2
12	C4	33.5x2	C18	44.5x2
11	C5	35.5x2	C19	47x2
10	C6	37x2	C20	49.5x2
9	C7	40.5x2	C21	52x2.1
8	C8	44x2	C22	52x2.5
7	C9	47.5x2	C23	54.5x2.6
6	C10	50x2	C24	57x2.65
5	C11	50x2.3	C25	57x3
4	C12	50x2.5	C26	59x3.1
3	C13	50x2.7	C27	59.5x3.3
2	C14	50x2.9	C28	59.5x3.6
1	C15	50x3	C29	62x3.5

جدول(۵): ابعاد تیروستون های قاب طراحی شده به روش

استاتیکی معادل

شماره طبقه	شماره ستون های خارجی	BOX (b x t)(cm)	شماره ستون های داخلی	BOX (b x t)(cm)
15	C1	20x1	C1	20x1
14	C2	20x1.5	C3	30x1
13	C2	20x1.5	C4	30x1.5
12	C2	20x1.5	C4	30x1.5
11	C2	20x1.5	C4	30x1.5
10	C3	30x1	C5	35x1.5
9	C3	30x1	C5	35x1.5
8	C3	30x1	C5	35x1.5
7	C4	30x1.5	C5	35x1.5
6	C4	30x1.5	C5	35x1.5
5	C4	30x1.5	C5	35x1.5
4	C4	30x1.5	C5	35x1.5
3	C4	30x1.5	C5	35x1.5
2	C5	35x1.5	C5	35x1.5
1	C5	35x1.5	C5	35x1.5

در شکل(۸) نمودار پوشش برش پایه-تغییر مکان بام نشان داده شده است. همان طور که مشاهده می شود در روش استاتیکی معادل قبل از اینکه تغییر مکان جانبی نسبی قاب به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز ۲٪ برسد، به علت چرخش حداکثر تعدادی از تیرها که به عنوان یکی از حالات شکست نامطلوب ذکر شد، سازه باربری خود را از دست می دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه- تغییر مکان می باشد به میزان قابل توجهی کاهش می یابد. همان طور که از شکل (۹) مشاهده می شود، مفاصل پلاستیک در قاب باز طراحی شده به صورت منظم در تمام تیرها تشکیل شده است ولی در قاب متعارف طراحی شده علیرغم رعایت کردن شرط تیر ضعیف- ستون قوی به همان دلیل عنوان شده در بخش قبل، مفاصل به صورت پراکنده در تیرو ستون تشکیل شده و قبل از اینکه تمام عضوهای کنترل شونده توسط تغییر شکل در اتلاف انرژی مشارکت کنند سازه باربری خود را از دست می دهد.



شکل (۸): منحنی برش پایه-تغییر مکان دو قاب ۱۵ طبقه

شماره طبقه	شماره تیر	Size
15	B1	IPE 270
14	B2	IPE 300
13	B3	IPE 300
12	B4	IPE 360
11	B5	IPE 400
10	B6	IPE 400
9	B7	IPE 400
8	B8	IPE 450
7	B9	IPE 450
6	B10	IPE 450
5	B11	IPE 450
4	B12	IPE 450
3	B12	IPE 450
2	B13	IPE 450
1	B13	IPE 400

و روش استاتیکی معادل مقایسه شد. همان طور که مشاهده گردید طراحی سازه با استفاده از روش انرژی، اگرچه اندکی وزن فولاد مصرفی را زیاد می کند، به صورت قابل توجهی باعث بهبود رفتار سازه می شود و با توزیع مناسب مفاصل پلاستیک در تیرها، سازه از حداکثر ظرفیت خود برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده می کند.

#### ۸- مراجع

1-Stojadinovic, "Toward performance-based seismic design of structures." Earthquake spectra, volume. 15, No. 3, pp.435-461. 1999.

2- Uang,C., Vitelmo V. Bertero.; "Use of energy as a design criterion in earthquake-resistant". Report EERC88/18, Earthquake Engineering Research center, Univ. of California, Berkeley, CA.1988

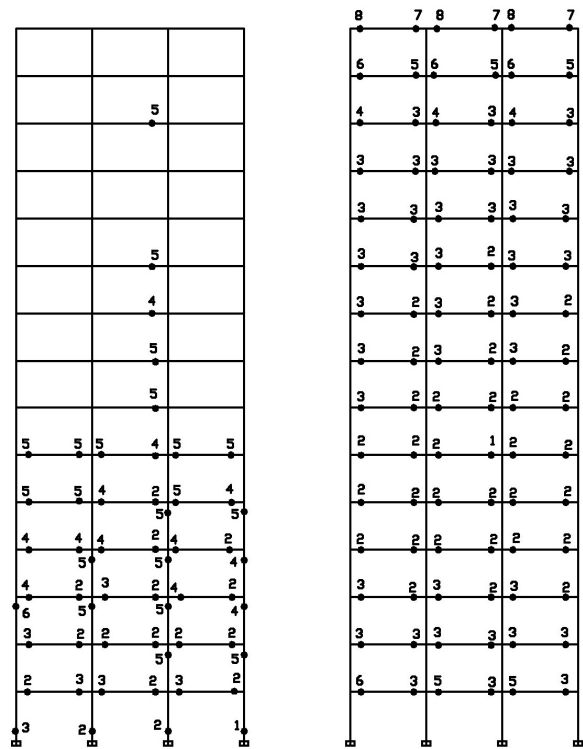
3-Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes." Proc., 1st World Conf. on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., 5, 1-13.1956.

4- Kato, B., and Akiyama, H. "Seismic design of steel buildings." J. Struct. Div., ASCE, 108(8), 1709-1721.1982.

5- Akiyama, H. Earthquake-resistant limit-state design of buildings, Univ. of Tokyo Press, Tokyo. 1985.

۶- کمیته دائمی بازنگری آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله؛ آیین نامه طراحی ساختمان ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) : مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، تهران، ویرایش سوم، ۱۳۸۴.

7-Leelataviwat, S.,Goal,S. C., and Stojadinovic,B. "Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift".structural engineering, Vol .128,No. 8,. 2002.



شکل (۹): مراحل تشکیل مفاصل پلاستیک در دو قاب خمشی فولادی ۱۵ طبقه

#### ۷- نتیجه گیری

در این مقاله به طراحی قاب خمشی فولادی به روش انرژی، با در نظر گرفتن اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  و همچنین رابطه‌های دیگری برای بهبود رفتار سازه، پرداخته شده است. با افزایش تعداد طبقات، دخالت اثرات بارثقلی و اثرات مرتبه دوم  $P-\Delta$  قابل توجه خواهد بود. همچنین شکل گیری حالات شکست ناپایدار زیادی محتمل است که چندین مورد آن در بخش (۴) بیان شد. در روش استاتیکی معادل تنها شرطی که در ضوابط طراحی لرزه ای قاب های خمشی رعایت می شود شرط تیرضعیف- ستون قوی در گره می باشد که به تنهایی نمی تواند تضمینی برای تشکیل مکانیسم مطلوب در سازه باشد. بنابراین به منظور جلوگیری از تشکیل آنها در رفتار سازه در مرحله نهایی بایستی راهکارهایی اندیشید و تاجایی که امکان دارد آن ها را در طراحی اعضای سازه اعمال نمود. در روش عنوان شده تا حد امکان این راهکارها در طراحی اعضای قاب خمشی اعمال شده است.

در انتها، نتایج آنالیز استاتیکی غیر خطی دو قاب خمشی فولادی ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده با استفاده از روش ذکر شده