

طراحی لرزه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی با تیر پیوند میانی با استفاده از روش انرژی

سیدرسول میرقادر (استادیار)

شهرزاد دستمالچی (دانشجوی کارشناسی ارشد)

سیدمهدی زهرائی (دانشیار)

قطب علمی مهندسی و مدیریت زیرساخت‌های عمرانی، دانشگاه تهران

مهندسی عمران: شریف
دوری ۲-۲۷، شماره ۱، ص. ۱۲۳-۱۳۱، (پادداشت نشی)

در این نوشتار، به منظور طراحی قاب‌های فولادی مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی، با استفاده از روش انرژی به تشریح نیروهای طراحی لرزه‌ی پرداخته‌ایم. برش پایه‌ی نهایی طراحی با استفاده از انرژی ورودی زلزله از طیف سرعت و سازوکار تسلیم فرضی و تغییر مکان جانبی هدف فرضی و زاویه‌ی چرخش غیرارتجاعی تیر پیوند فرضی به دست آورده می‌شود. در این روش کنترل تغییر مکان جانبی سازه پس از طراحی آن براساس مقاومت ضرورتی ندارد. این روش تشکیل سازوکار فرض شده را در حالت نهایی برای سازه تضمین می‌کند. به منظور مقایسه‌ی پاسخ لرزه‌ی سازه‌ی طراحی شده به روش انرژی و استاتیکی معادل، یک قاب ۱۰ طبقه به دو روش فوق طراحی شده و نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی آن‌ها با یکدیگر مقایسه شده است. نتایج نشان می‌دهد که طراحی به روش انرژی باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی زلزله و نهایتاً شکل‌پذیری بیشتر سازه می‌شود.

واژگان کلیدی: روش انرژی، طراحی لرزه‌ی، پاسخ لرزه‌ی، سازوکار تسلیم،
مفاصل خمیری، مهاربندی واگرایی خمشی.

rmirghaderi@ut.ac.ir
shahrzaddastmalchi@hotmail.com
mzahrai@ut.ac.ir

۱. مقدمه

این نوشتار به عنوان نوآوری تحقیق از این روش در طراحی قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی استفاده می‌شود، به طوری که انهدام سازه قبل از تشکیل سازوکار تسلیم فرضی -- همان تسلیم خمشی تیرهای پیوند خمشی طبقات و پای ستون‌های طبقه‌ی اول -- رخ ندهد و سازه بتواند از تمام ظرفیت خود برای استهلاک انرژی زلزله استفاده کند.

عملکرد سازه‌ها هنگام زلزله غیر ارتجاعی است و طراحی سازه‌ها براساس تحلیل کشسان نمی‌تواند بیان‌گر رفتار سازه به هنگام زلزله باشد. طراحی مطلوب باید به گونه‌ی باشد که موجد شرایط عملکرد غیرارتجاعی در سازه‌ها باشد. هدف از این طراحی استفاده‌ی بیشینه از ظرفیت استهلاک سازه‌ها است. با استفاده از روش انرژی می‌توان اعضای شکل‌پذیر سازه را طوری متناسب طراحی کرد که از بیشترین ظرفیت‌شان برای اتلاف انرژی ورودی زلزله استفاده کنند. این روش براین اساس استوار است که المان‌های ثقلی در طول زلزله کشسان باقی می‌مانند و نیز تمام انرژی ورودی زلزله توسط اعضای کنترل‌شونده در طی تغییر شکل تلف می‌شود. در این پژوهش، نیروهای طراحی لرزه‌ی با استفاده از مفهوم انرژی و همچنین روابطی برای جلوگیری از تشکیل سازوکارهای نامطلوب سازه‌ی، برای طراحی قاب‌های چندطبقه‌ی مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی بیان می‌شود. در انتها، یک قاب ۱۰ طبقه به دو روش انرژی و ایستایی معادل طراحی شده و نتایج تحلیل ایستایی غیرخطی آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌شود.

۲. تعادل انرژی در قاب‌های چندطبقه‌ی مهاربندی شده‌ی خمشی واگرا

مفهوم تعادل انرژی مبتنی بر این فرض است که مقدار انرژی مورد نیاز برای پوش یک سازه به صورت بارگذاری یک طرفه تا تغییر مکان هدف برابر است با بیشترین انرژی ورودی زلزله، که با مقدار $MS_0^2 / 5$ تقریب زده می‌شود. M جرم سازه و S_0 سرعت طیفی است.^[۱]

این روش در گذشته برای طراحی لرزه‌ی قاب‌های خمشی استفاده شده است.^[۱] به این ترتیب تشکیل سازوکار تسلیم اولیه که عبارت است از تسلیم خمشی تمام تیرهای طبقات و پای ستون‌های طبقه اول، قبل از ریزش سازه تضمین می‌شود. اما در

قاب مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی چنددهانه و با تعداد طبقات متفاوت در نظر گرفته می‌شود. سازوکار تسلیم قاب مانند شکل ۱ فرض می‌شود. تغییر شکل خمیری قاب بعد از رسیدن سازه به نقطه‌ی تسلیم رخ می‌دهد. بعد از تشکیل سازوکار تسلیم، تغییر مکان جانبی نسبی قاب در ارتفاع سازه به صورت یکنواخت فرض شده

تاریخ: دریافت ۱۹/۱۳۸۷، اصلاحیه ۲۹/۱۳۸۸، پذیرش ۳۱/۱۳۸۹.

انرژی به دست آمده از رابطه‌ی ۴ باید توسط مفاصل خمیری نشان داده شده در سازوکار تسلیم (شکل ۱) تلف شود که برابر است با:

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

که در آن $M_{pbr} \mu_j$ ممان مرجع خمیری تیرپیوند در دهانه‌ی i ام، M_{pc} ممان خمیری پای ستون‌ها در طبقه‌ی اول، $\mu_j \beta_i M_{pbr}$ ظرفیت ممان خمیری تیرهای پیوند در طبقه‌ی i ام دهانه‌ی j ام، γ_{pij} چرخش غیرارتجاعی تیرپیوند در طبقه‌ی i ام دهانه‌ی j ام، m تعداد دهانه‌های قاب، n تعداد طبقات قاب، p تعداد دهانه‌های مهاربندی شده، θ_p تغییر مکان جانبی نسبی غیرکشسان قاب و β_i ضریب توزیع مقاومت تیرها در طبقه‌ی i ام و $\mu_j = l_r/l_j$ ضریب ممان مرجع تیرهای پیوند که برابر است با طول دهانه‌ی مرجع (مثلاً دهانه‌ی بزرگ‌تر شامل تیرپیوند) به طول دهانه‌ی j ام. در ضمن پس از تسلیم، نیروهای خارجی باید با نیروهای داخلی در تعادل باشند. با مساوی قرار دادن کار داخلی انجام شده توسط مفاصل خمیری با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی و بارهای ثقلی داریم:

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

که در آن W_i وزن طبقه‌ی 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 رابطه‌ی ۷ استفاده می‌کنیم:

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

مقدار k برابر است با:

$$K = 0.5T + 0.75 \\ \text{If } T \leq 0.5 \rightarrow k = 1 \\ \text{If } T \geq 2.5 \rightarrow k = 2 \quad (8)$$

با استفاده از روابط ۴ تا ۸ داریم:

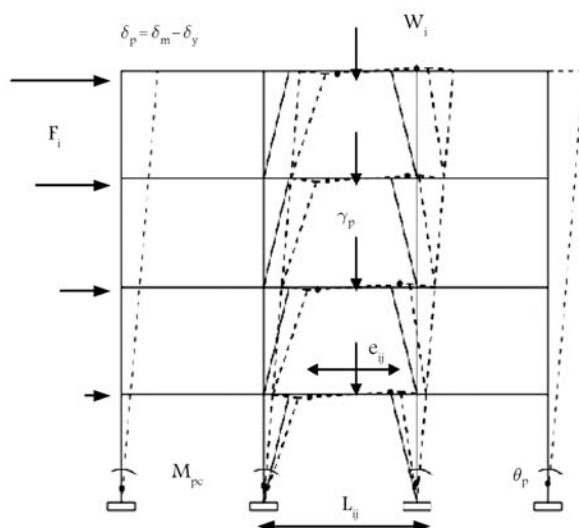
$$V_y \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} \right) \theta_p + \sum_{i=1}^n W_i \frac{\theta_p^2 h_i}{2} = \frac{W T^2 g}{\lambda \pi^2} \left(a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (9)$$

با حل معادله‌ی 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 α پارامتری بی‌بعد است که به سختی و تغییر مکان جانبی نسبی خمیری سازه وابسته است و مقدار آن برابر است با:

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



شکل ۱. سازوکار تسلیم قاب واگرای خمشی با m دهانه و n طبقه.

و تمام انرژی لرزه باید توسط مفاصل خمیری تیرهای پیوند مستهلک شوند. تغییر مکان جانبی نسبی غیرکشسان قاب برابر چرخش خمیری سازه است؛ بنابراین کنترل تغییر مکان جانبی نسبی طبقات با محدود کردن چرخش اعمال می‌شود و همچون روش استاتیکی معادل، نیازی به کنترل تغییر مکان جانبی سازه پس از طراحی آنها براساس مقاومت نیست.^[۱]

هائزرن نشان داد که منحنی سرعت طیفی سازه برای بیشتر زلزله‌ها در دامنه‌ی وسیعی از پرودها ثابت‌اند. براین اساس، هائزرن نشان داد که میانگین بیشینه انرژی ورودی سیستم چنددرجه آزادی، می‌تواند برابر باشد با:^[۲]

$$E = \frac{1}{2} M S_v^2 = \frac{W g a^2 T^2}{\lambda \pi^2} \quad (1)$$

که در آن M جرم کل سازه، S_v سرعت طیفی به دست آمده از طیف پاسخ کشسان، a شتاب طیفی نرمال شده نسبت به شتاب ثقل (g)، W وزن سازه و T پروید اصلی سازه است. تعیین مقدار دقیق انرژی ورودی زلزله بستگی دارد به خصوصیات سازه و زلزله‌ی مورد نظر، که به دست آوردن آن وقت‌گیر است. با استفاده از رابطه‌ی ساده‌ی ۱ می‌توان با تقریب مناسبی به این مقدار انرژی دست یافت.

آکی‌یاما نشان داد که با دقت قابل قبولی می‌توان انرژی کشسان را برای یک سازه‌ی یک‌درجه آزادی به صورت رابطه‌ی ۲ نوشت:^[۳]

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

که در آن V_y برش پایه تسلیم و T پروید سازه که با استفاده از رابطه‌ی تجربی $(T = 0.08 h^{2/3})$ به دست می‌آید. براساس فرض هائزرن، انرژی ورودی به سازه برابر است با مجموع انرژی کشسان و خمیری.

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

که در آن E_e انرژی کشسان و E_p انرژی خمیری است. براساس روابط ۱ و ۲ کل انرژی خمیری که سازه باید در طول زلزله مستهلک کند برابر است با:

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

نحوی به دست آوردن مقدار β_i در بخش بعدی شرح داده می‌شود. بنابراین تنها پارامتر مجهول رابطه‌ی ۱۴، M_{pb} است. مقدار مقاومت اسمی تیرهای پیوند در طبقه‌ی i ام دهانه‌ی j ام، از نامساوی ۱۵ به دست می‌آید:

$$\varphi M_{pbij} \geq \mu_j \beta_i M_{pbr} \quad (15)$$

که در آن φ ضریب مقاومتی است که طبق آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD برابر ۰٫۹ است و M_{pbij} ظرفیت ممان خمیری تیر پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j است که برابر $Z_{bij} F_y$ است. همچنین مدول خمیری تیر پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j و F_y مقاومت تسلیم اسمی تیر است. از آنجا که تیر پیوند خمشی است، باید رابطه‌ی ۱۶ برای آن صدق کند:

$$e_{ij} \geq 2.6 \frac{Z_{bij} F_y}{A_{wij} F_y} = \frac{1.3 Z_{bij}}{A_{wij}} \quad (16)$$

که در آن A_{wij} سطح مقطع جان تیر پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j است. به منظور اعمال محدودیت چرخش غیر ارتجاعی تیر پیوند داریم:

$$\gamma_{pij} = \frac{l_{ij}}{e_{ij}} \theta_p \leq 0.02 \quad (17)$$

از رابطه‌ی ۱۷ داریم:

$$e_{ij} \geq \frac{l_{ij}}{0.02} \theta_p \quad (18)$$

از روابط ۱۶ و ۱۸ داریم:

$$e_{ij} \geq \max\left(\frac{1.3 Z_{bij}}{A_{wij}}, \frac{l_{ij}}{0.02} \theta_p\right) \quad (19)$$

با استفاده از روابط ۱۵ و ۱۹ ابعاد تیرهای پیوند به دست می‌آید.

۲.۳. توزیع مقاومتی تیرهای پیوند

مقدار β_i به مقاومت و سختی نسبی طبقات بستگی دارد. انتخاب مقدار β_i تأثیر قابل توجهی در پاسخ لرزه‌یی سازه 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 چنان انتخاب شود که با نیروهای اعمالی در طول زلزله مطابقت داشته باشد. این فرض همچنین تضمینی است برای این که انرژی ورودی در سازه تلف می‌شود و از متمرکز شدن خرابی در یک طبقه جلوگیری می‌کند. به عنوان تقریب اولیه، توزیع نسبی برش‌های طبقات را در طول زلزله می‌توان با توزیع برش‌های استاتیکی طبقات - که طبق رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود - تقریب زد. نسبت واقعی برش طبقات در طول زلزله در تراز i به بالاترین طبقه (تراز n) مطابق رابطه‌ی ۲۰ در نظر گرفته می‌شود:

$$\beta_i = \left(\frac{V_i}{V_n}\right)^b \quad (20)$$

که در آن V_i برش‌های استاتیکی در تراز i ام، و V_n تراز بلندترین طبقه است که از رابطه‌ی ۷ محاسبه می‌شود. b ضریب عددی است که باید تعیین شود.

بهترین راه تخمین ضریب b ، استفاده از نمودار حداقل مربعات است که با نمودار حاصل از برش‌های واقعی به دست آمده از زلزله‌های مختلف متناسب است. چهار قاب واگرای ۶ طبقه‌ی یکسان با پای گیردار، برای تعیین مقاومت

پارامتر β که ناشی از در نظر گرفتن اثر بارهای ثقی است و به تغییر مکان جانبی نسبی سازه بستگی دارد، برابر است با:

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

پس از این که برش پایه تعیین شد، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از رابطه‌ی ۷ به دست می‌آید.

به منظور به دست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی خمیری، با توجه به تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برای سازه‌های با پرود بزرگ‌تر از ۰٫۷ ثانیه برابر ۲٪ است.^[۶] بنابراین اگر تغییر مکان جانبی نسبی کشسان (تسلیم) سازه به دست آورده شود، مقدار تغییر مکان جانبی نسبی خمیری را نیز می‌توان تعیین کرد. برای به دست آوردن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی کشسان، تحلیل ایستایی غیرخطی انجام می‌شود و سپس منحنی برش پایه - تغییر مکان با یک نمودار دوخطی معادل می‌شود؛ تغییر مکان نقطه‌یی از منحنی که شیب آن عوض می‌شود («مقدار تغییر مکان کشسان» است).^[۲]

۳. طراحی قاب واگرای خمشی با استفاده از روش انرژی

در این بخش به طراحی قاب مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی با استفاده از روش انرژی پرداخته می‌شود. برای طراحی اعضای سازه علاوه بر استفاده از مفهوم انرژی، برای جلوگیری از تشکیل سازوکارهای نامطلوب از روابطی استفاده می‌شود که جزئیات آن در ادامه شرح داده می‌شود.

۱.۳. طراحی تیرهای پیوند

با در نظر گرفتن سازوکار قاب نشان داده شده در شکل ۱، ارتباط بین چرخش غیر ارتجاعی تیر پیوند و تغییر مکان جانبی سازه عبارت است از:

$$\gamma_{pij} = \frac{l_{ij}}{e_{ij} h_i} \delta_p = \frac{l_{ij}}{e_{ij}} \theta_p \quad (13)$$

که در آن l_{ij} طول دهانه‌ی مهاربندی شده در طبقه‌ی i ام دهانه‌ی j ام، e_{ij} طول تیر پیوند در طبقه‌ی i ام دهانه‌ی j ام، و δ_p تغییر مکان جانبی غیر ارتجاعی سازه است. بنابراین رابطه‌ی تعادل قاب چنین نوشته می‌شود:

$$(m+1) M_{pc} + 2 \sum_{j=1}^p \mu_j \sum_{i=1}^n \beta_i M_{pbr} \frac{l_{ij}}{e_{ij}} = \sum_{i=1}^n F_i h_i + \sum_{i=1}^n W_i h_i \frac{\theta_p}{\gamma} \quad (14)$$

اگر مقادیر h_i ، F_i ، β_i ، θ_p ، W_i و M_{pc} معلوم باشد، تنها مجهول رابطه‌ی ۱۴، M_{pbr} خواهد بود. برای قاب‌های با پای گیردار مقدار M_{pc} را باید به گونه‌ی مناسب تخمین زد. این مقدار مناسب M_{pc} را می‌توان توسط سازوکار فرضی دیگری غیر از سازوکار فرض شده در شکل ۱ به دست آورد. در قاب خمشی این مقدار با فرض جلوگیری از تشکیل سازوکار طبقه‌ی نرم در طبقه‌ی اول تخمین زده می‌شود. ولی در قاب‌های واگرا نمی‌توان این سازوکار را فرض کرد، بنابراین مقدار M_{pc} را صفر فرض کرده و قاب را طراحی می‌کنیم. برای پی‌بردن به این که قاب طراحی شده با این فرض دارای عملکرد مناسبی است، مثال‌هایی از قاب‌های چندطبقه را با این روش و روش استاتیکی معادل طراحی، و نتایج آن‌ها را با یکدیگر مقایسه می‌کنیم.

مکان‌های جانبی نسبی طبقات چهار قاب تحت سه رکورد زلزله در شکل ۲ نشان داده شده است. قاب‌ها به نحوی طراحی می‌شوند که پروده‌های اصلی و سازوکارهای تسلیم آنها تا حد ممکن به یکدیگر نزدیک باشند. پروده‌های اصلی قاب‌ها برابر ۱٫۲۳، ۱٫۲۷، ۱٫۲۲ و ۱٫۲۳ ثانیه، به ترتیب برای قاب‌های طراحی شده با b برابر ۰٫۲۵، ۰٫۵، ۰٫۷۵ و ۱ است. ابعاد اعضای قاب‌ها در شکل ۳ و جداول ۲ و ۳ نشان داده شده است. چنان که در شکل ۲ مشاهده می‌شود تغییرات مقاومتی تیرهای پیوند در ارتفاع سازه نقش قابل توجهی در پاسخ لرزه‌ی سازه‌ها بازی می‌کند.

در مقادیر b برابر ۰٫۷۵ دامنه‌ی بیشینه تغییر مکان نسبی جانبی طبقات تقریباً یکسان است و در b برابر ۱ مقدار دامنه‌ی این تغییر زیاد است. بیشینه‌ی برش طبقات در طول زلزله (V_{ei}) را در هر طبقه نسبت به بیشینه‌ی برش طبقه در بام (V_{en}) نرمال می‌کنیم (شکل ۴).

با استفاده از این مقادیر، منحنی حداقل مربعات را به منحنی برش‌های پایه‌ی نرمال شده، با استفاده از رابطه‌ی 2° رسم می‌کنیم. مقدار b با استفاده از روش حداقل مربعات برابر ۰٫۸۵ به دست می‌آید که منحنی آن در شکل ۳ با خط ممتد نشان داده شده است. بنابراین مقدار مناسب β_i در هر تراز برابر $(V_i/V_n)^{0.85}$ است.

۳.۳. طراحی مهاربندها

برای طراحی مهاربندها از نمودار آزاد نشان داده شده در شکل ۵ استفاده می‌کنیم. برای اطمینان از این که مهاربندها پس از تیرهای پیوند تسلیم می‌شوند و تا رسیدن

بهینه‌ی تیرها به کار می‌رود. اتصال تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون مفصلی است. طول تیر پیوند در هر قاب (e) برابر ۴ متر است. طول دهانه برابر ۶ متر و وزن هر طبقه ۸٫۱ تن است. این توابع براساس رابطه‌ی 2° با مقادیر b متفاوت شامل ۰٫۲۵، ۰٫۵، ۰٫۷۵ و ۱ به کار می‌رود. پس از تعیین نیروهای طراحی، مقاومت مورد نیاز تیرهای پیوند در هر تراز با استفاده از چهار تابع انتخاب شده برای توزیع مقاومتی تیرهای پیوند، به دست می‌آید. در جدول ۱ توزیع مقاومتی تیرها در هر چهار مورد ارائه شده است. به منظور بررسی تأثیر تغییرات مقاومتی تیرهای پیوند، هریک از قاب‌ها را تحت سه زلزله قرار داده و به تحلیل غیرخطی پویا می‌پردازیم. برای انجام این تحلیل از زلزله‌های ال‌سنترو (۱۹۴۰)، سیلمار در نورتریج (۱۹۹۴) و نیوهال در نورتریج (۱۹۹۴) استفاده کردیم. توزیع بیشینه تغییر

جدول ۱. توزیع نسبی مقاومت‌های تیر پیوند در ۴ قاب ۶ طبقه‌ی مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی.

طبقه						
β_i	۱	۲	۳	۴	۵	۶
$(V_i/V_n)^{1.00}$	۳٫۵۰	۳٫۳۳	۳٫۰۰	۲٫۵	۱٫۸۳	۱٫۰۰
$(V_i/V_n)^{0.75}$	۲٫۵۶	۲٫۴۷	۲٫۲۸	۱٫۹۹	۱٫۵۸	۱٫۰۰
$(V_i/V_n)^{0.5}$	۱٫۸۷	۱٫۸۳	۱٫۷۳	۱٫۵۸	۱٫۳۵	۱٫۰۰
$(V_i/V_n)^{0.25}$	۱٫۳۷	۱٫۳۵	۱٫۳۲	۱٫۲۶	۱٫۱۶	۱٫۰۰

جدول ۲. ابعاد تیرهای پیوند و تیرهای خارج از ناحیه‌ی پیوند قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی با $b=0.25$ و $b=0.5$.

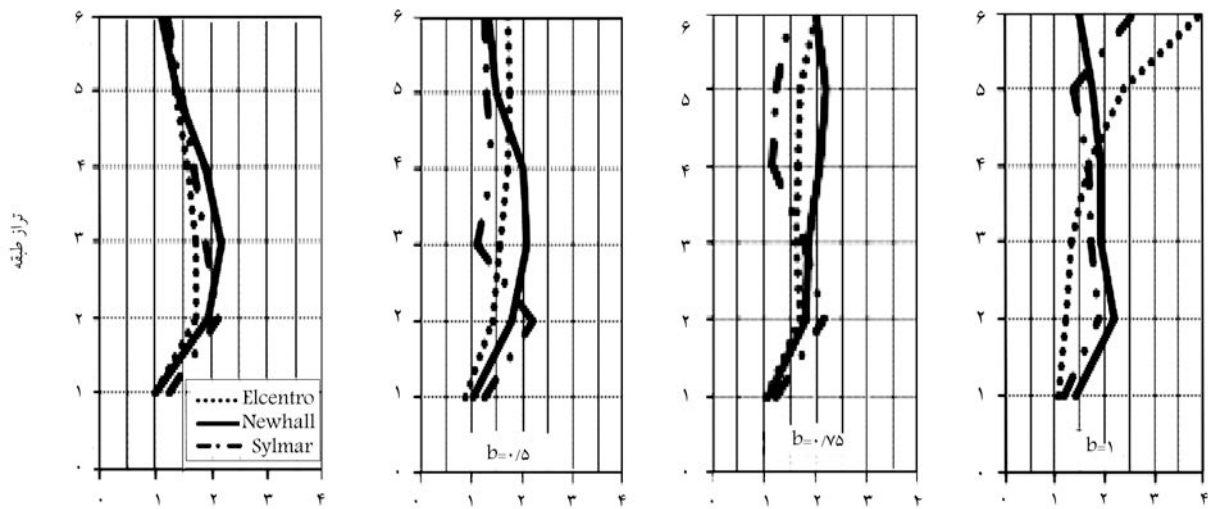
$b = 0.25$						
طبقه	تیر پیوند	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	مقاطع بادبندها	مقاطع ستون‌ها
۶	B۱	$40 \times 34.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۷	$40 \times 39 \times 2.5 \times 2$	Ts $10 \times 10 \times 3.8$	W 14×176
۵	B۲	$43 \times 37.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۸	$43 \times 44 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×257
۴	B۳	$44 \times 39.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۹	$44 \times 45 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×257
۳	B۴	$45 \times 40 \times 2.5 \times 1$	B۱۰	$45 \times 40 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×257
۲	B۵	$46 \times 40.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۱۱	$45 \times 45 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×257
۱	B۶	$46 \times 41 \times 2.5 \times 1.5$	B۱۲	$46 \times 46 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×257

$b = 0.5$						
طبقه	تیر پیوند	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	مقاطع بادبندها	مقاطع ستون‌ها
۶	B۱	$38 \times 34.5 \times 2 \times 1.5$	B۷	$38 \times 38 \times 2 \times 2$	Ts $10 \times 10 \times 3.8$	W 14×120
۵	B۲	$40 \times 37.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۸	$40 \times 44 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×159
۴	B۳	$44 \times 39.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۹	$44 \times 45 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×159
۳	B۴	$45 \times 42 \times 2.5 \times 1.5$	B۱۰	$45 \times 47 \times 2.5 \times 2.5$	Ts $12 \times 12 \times 3.8$	W 14×159
۲	B۵	$46 \times 43.5 \times 2.5 \times 1.5$	B۱۱	$46 \times 48 \times 2.5 \times 3$	Ts $12 \times 12 \times 5.8$	W 14×159
۱	B۶	$46 \times 45 \times 2.5 \times 1.5$	B۱۲	$46 \times 48 \times 2.5 \times 3$	Ts $12 \times 12 \times 5.8$	W 14×159

جدول ۳. ابعاد تیرهای پیوند و تیرهای خارج از ناحیه‌ی پیوند قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی با $b=0,75$ و $b=1,0$.

		$b = 0,75$			
مقاطع ستون‌ها	مقاطع بادبندها	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر پیوند
W ۱۴ × ۶۱	Ts ۱۰ × ۱۰ × ۳,۸	۳۷ × ۳۰ × ۲,۵ × ۱,۵	B۷	۳۷ × ۲۸ × ۲ × ۱,۵	B۱
W ۱۴ × ۹۰	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۳,۸	۳۹ × ۴۰ × ۲,۵ × ۲,۵	B۸	۳۹ × ۳۵ × ۲,۵ × ۱,۵	B۲
W ۱۴ × ۹۰	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۳,۸	۴۲,۵ × ۴۶ × ۲,۵ × ۲,۵	B۹	۴۲,۵ × ۴۱ × ۲,۵ × ۱,۵	B۳
W ۱۴ × ۹۰	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۴۷ × ۴۷ × ۲,۵ × ۳	B۱۰	۴۷ × ۴۲ × ۲,۵ × ۱,۵	B۴
W ۱۴ × ۹۰	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۴۸ × ۴۸ × ۲,۵ × ۳	B۱۱	۴۸ × ۴۴,۵ × ۲,۵ × ۱,۵	B۵
W ۱۴ × ۹۰	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۴۹ × ۴۹ × ۲,۵ × ۳	B۱۲	۴۹ × ۴۵ × ۲,۵ × ۱,۵	B۶

		$b = 1$			
مقاطع ستون‌ها	مقاطع بادبندها	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)	تیر پیوند
W ۱۰ × ۳۳	Ts ۱۰ × ۱۰ × ۳,۸	۳۲ × ۳۰ × ۲ × ۲	B۷	۳۲ × ۲۶ × ۲ × ۱,۵	B۱
W ۱۰ × ۳۳	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۳,۸	۴۰ × ۴۴ × ۲ × ۲	B۸	۴۰ × ۳۸ × ۲ × ۱,۵	B۲
W ۱۰ × ۳۳	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۳,۸	۴۳ × ۴۷ × ۲,۵ × ۲,۵	B۹	۴۳ × ۴۰ × ۲ × ۱,۵	B۳
W ۱۰ × ۳۳	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۴۹ × ۴۷ × ۲,۵ × ۲,۵	B۱۰	۴۹ × ۴۱ × ۲,۵ × ۱,۵	B۴
W ۱۰ × ۴۵	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۵۱ × ۴۸ × ۲,۵ × ۳	B۱۱	۵۱ × ۴۳ × ۲,۵ × ۱,۵	B۵
W ۱۰ × ۵۴	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	۵۲ × ۴۹ × ۲,۵ × ۳	B۱۲	۵۲ × ۴۴,۵ × ۲,۵ × ۱,۵	B۶



حداکثر تغییر مکان میان طبقه‌ی

شکل ۲. بیشترین تغییر مکان جانبی نسبی ۴ قاب ۶ طبقه‌ی مهاربندی شده‌ی واگرایی خمشی برای مقادیر متفاوت b .

در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j زام است.

$$V_{ij} = \frac{W_{gij}e_{ij}}{\gamma} + \frac{\gamma \xi M_{pbij}}{e_{ij}} \quad (21)$$

در رابطه‌ی (۲۱)، W_{gij} بار گسترده‌ی خطی در طبقه‌ی i ام و در دهانه‌ی j ام است. با توجه به این که اتصال تیر به ستون و مهاربند به تیر و ستون مفصلی است، تعادل

سازه به تغییر مکان جانبی نسبی نهایی این سازوکار حفظ می‌شود، ظرفیت تیر پیوند در حالت نهایی را با اعمال ضریب افزایش مقاومت (ξ) افزایش می‌دهیم و با این فرض مهاربندها را طراحی می‌کنیم.

در شکل ۵، ξM_{pbij} ظرفیت خمشی تیر پیوند با اعمال ضریب افزایش مقاومت در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j ام، V_{ij} برش نظیر تسلیم خمشی تیر پیوند در حالت نهایی

نامساوی ۲۳ به سطح مقطع مهاربندها دست پیدا می‌کنیم:

$$f_{bij} \leq \varphi_c F_{cr} A_{gij} \quad (23)$$

φ_c ضریب مقاومتی است که طبق آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD برابر ۰٫۸۵ است. A_{gij} سطح مقطع مهاربند واقع در طبقه‌ی i ام و در دهانه‌ی j ام، و F_{cr} تنش بحرانی مهاربند است.

۴.۳. طراحی تیرهای خارج از ناحیه‌ی پیوند

برای به دست آوردن نیروهای طراحی تیرهای خارج از ناحیه‌ی تیرپیوند از شکل ۵ استفاده می‌شود. با داشتن مقدار نیروی مهاربند و نوشتن تعادل نیروها در جهت y مقدار برش بیشینه‌ی تیر خارج پیوند برابر است با:

$$V_{eij} = f_{bij} \sin \theta_{ij} - V_{lij} - W_{gij} \left(\frac{l_{ij} - e_{ij}}{2} \right) \quad (24)$$

که در آن V_{eij} برش بیشینه‌ی تیر خارج از ناحیه‌ی پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j ام است. مقدار نیروی محوری در تیر خارج از ناحیه‌ی پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j ام برابر است با:

$$f_{eij} = f_{bij} \cos \theta_{ij} \quad (25)$$

مقدار ممان بیشینه در تیر خارج از ناحیه‌ی پیوند در طبقه‌ی i و دهانه‌ی j ام برابر است با:

$$M_{eij} = \xi M_{pbij} \quad (26)$$

۵.۳. طراحی ستون‌های هم‌جوار مهاربند

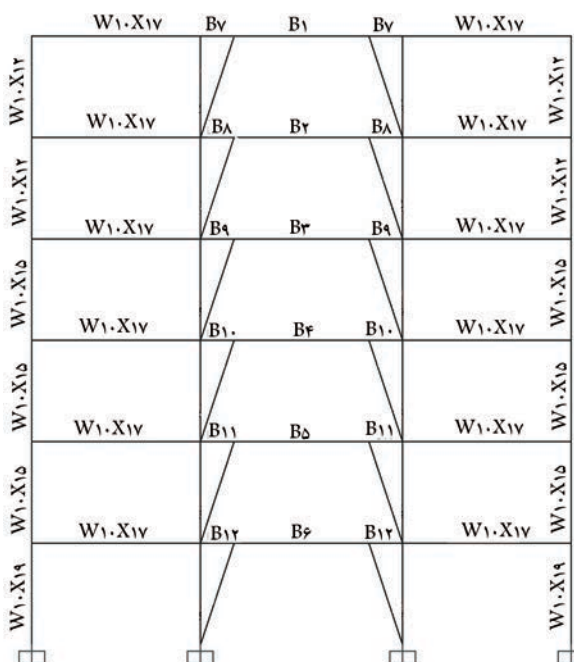
ستون‌های واقع شده کنار مهاربندها نیز از اعضای کنترل‌شده توسط نیرو هستند و باید براساس حداکثر ظرفیت عضوهای کنترل‌شونده برآثر تغییر شکل طراحی شوند. در این حالت نیز ممان ایجادشده در تیر پیوند در حالت نهایی را می‌توان با اعمال ضریب افزایش مقاومت (ξ) افزایش داده و با این فرض ستون‌های هم‌جوار مهاربندها را طراحی کرد. بنابراین مقدار نیروی اینرسی جانبی که از قبل به دست آمده باید یک بار دیگر محاسبه شود. در شکل ۶، نمودار آزاد یکی از ستون‌های کنار مهاربند قاب شکل ۱ نشان داده شده است. این ستون، ستون مشترک دهانه‌های s و $s-1$ است. با برش زدن در بالا و پایین ستون در هر تراز مقدار ممان بالا و پایین ستون در هر طبقه را به دست می‌آوریم. تعادل ممان نسبت به پای ستون در نظر گرفته می‌شود:

$$\begin{aligned} \sum_{i=1}^n F_{iu} h_i &= \sum_{i=1}^n \xi M_{pbis} + \sum_{i=1}^n V_{iis} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{2} - \theta_p h_i \right) \\ &+ \sum_{i=1}^n W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{2} \left(\frac{(l_{is} - e_{is})}{4} - \theta_p h_i \right) \\ &- \sum_{i=1}^n W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{2} \theta_p h_i \end{aligned} \quad (27)$$

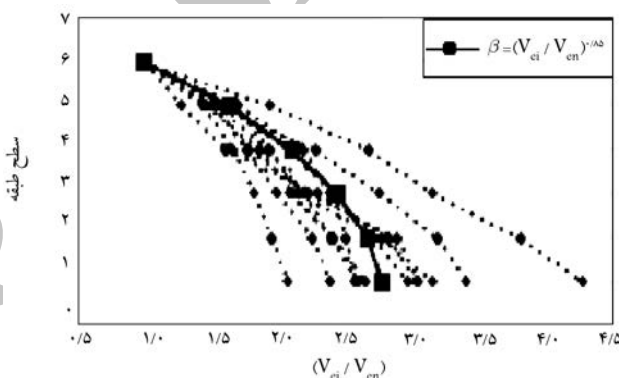
برای توزیع نیروی اینرسی در ارتفاع از رابطه‌ی ۲۸ استفاده می‌شود:

$$F_{iu} = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{j=1}^n W_j h_j^k} V_u \quad (28)$$

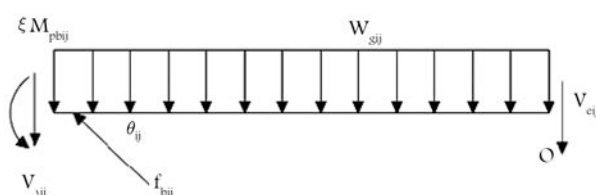
مقدار k در رابطه‌ی ۸ داده شده است. با جایگذاری رابطه‌ی ۲۸ در رابطه‌ی ۲۷ و



شکل ۳. ابعاد اعضای قاب شش طبقه.



شکل ۴. توزیع برش‌های طبقات ۴ قاب ۶ طبقه‌ی مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی برای مقادیر متفاوت b تحت سه زلزله.



شکل ۵. نمودار آزاد تیر خارج از تیر پیوند در قاب مهاربندی واگرای.

ممان نسبت به نقطه‌ی O برابر است با:

$$f_{bij} = \frac{2}{(l_{ij} - e_{ij}) \sin \theta_{ij}} \left(\xi M_{pbij} + W_{gij} \frac{(l_{ij} - e_{ij})^2}{8} + V_{lij} \frac{(l_{ij} - e_{ij})}{2} \right) \quad (22)$$

که در آن f_{bij} نیروی مهاربند در طبقه‌ی i ام و در دهانه‌ی j ام، θ_{ij} زاویه‌ی بین تیر پیوند و تیر خارج از تیر پیوند در طبقه‌ی i ام و در دهانه‌ی j ام است. با استفاده از

که در آن $M_{ct}(h)$ ممان بالای ستون به ارتفاع h از سطح زمین است. ممان پایین ستون در هر تراز برابر است با:

$$M_{cb}(h) = - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) + \sum_{i=1}^n V_{iis} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p (h_i - h) \right) + \sum_{i=1}^n \delta_i \xi M_{pbis} + \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p (h_i - h) \right) - \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{\gamma} \theta_p (h_i - h) \quad (34)$$

که در آن $M_{cb}(h)$ ممان پایین ستونی به ارتفاع h از سطح زمین است. برای این که مفاصل در ستون‌ها در ترازهای پایین زودتر از ترازهای بالاتر، و پس از تسلیم در تیرهای پیوند اتفاق بیفتد، ممان پایین ستون را از پایین به بالا به مقدار 10% افزایش می‌دهیم:

$$M_{cb_s}(h) = \left(1 + 0.1 \frac{h}{h_s} \right) M_{cb}(h) \quad (35)$$

که در آن $M_{cb_s}(h)$ ممان افزایش داده شده در پایین ستونی به ارتفاع h از سطح زمین است. نیروی محوری در ستونی به ارتفاع h از سطح زمین برابر است با:

$$|P_c(h)| = \sum_{i=1}^n \delta_i V_{iis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} + \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} + \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{\gamma} - f_{bhs} \sin \theta_{hs} \quad (36)$$

که در آن $P_c(h)$ نیروی محوری ستونی به ارتفاع h از سطح زمین در شکل ۶ است. با به دست آوردن ممان از روابط ۳۵ و ۳۳ و مقدار نیروی محوری با استفاده از رابطه ۳۶، هر ستون با استفاده از آیین‌نامه‌ی AISC-LRFD به صورت تیرستون طراحی می‌شود.

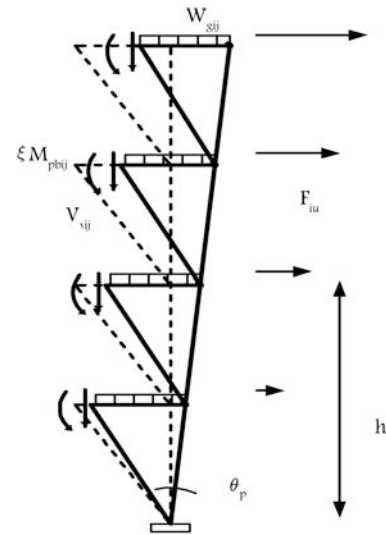
۴. مقایسه‌ی پاسخ لرزه‌ی قاب مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی 10° طبقه، طراحی شده به روش انرژی و ایستایی

معادل

به منظور مقایسه‌ی پاسخ لرزه‌ی قاب‌های خمشی طراحی شده به روش انرژی و ایستایی معادل، یک قاب 10° طبقه را در نظر گرفته و آن را با روش انرژی و ایستایی معادل طراحی کرده و سپس تحلیل ایستایی غیرخطی را برای هر قاب انجام می‌دهیم؛ در نهایت نتایج آنها را با هم مقایسه می‌کنیم.

قاب 10° طبقه‌ی با خصوصیات مشابه قاب‌های ۶ طبقه که در بخش ۲.۳ بیان شد، در نظر گرفته می‌شود. شدت بارهای مرده و زنده‌ی وارده بر تیرهای قاب سازه به ترتیب برابر 2500 kg/m و 1000 kg/m است. با فرض تغییر مکان جانبی نسبی کشتان 1% ، اگر تغییر مکان جانبی نسبی مجاز برابر 2% باشد پس مقدار تغییر مکان جانبی نسبی خمیری 1% خواهد بود. ابعاد نهایی دو قاب طراحی شده به روش انرژی و ایستایی معادل در جداول ۴ و ۵ نشان داده شده است.

وزن قاب متعارف طراحی شده برابر 26076 تن ، و وزن قاب باز طراحی شده 261 تن است که تفاوت آنها ناچیز است. به منظور مقایسه‌ی پاسخ لرزه‌ی دو قاب،



شکل ۶. نمودار آزاد ستون مشترک دهانه‌های s و $s-1$ در قاب شکل ۱، در وضعیت تغییر شکل یافته‌ی نهایی.

حل آن، مقدار V_u برابر خواهد بود با:

$$V_u = \left(\frac{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) \left(\sum_{i=1}^n \xi M_{pbis} + \sum_{i=1}^n V_{iis} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p h_i \right) + \sum_{i=1}^n W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p h_i \right) - \sum_{i=1}^n W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{\gamma} \theta_p h_i \right) \quad (29)$$

با جایگذاری رابطه‌ی ۲۹ در رابطه‌ی ۲۸، نیروی اینرسی در هر تراز به دست می‌آید:

$$F_{iu} = \left(\frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^{k+1}} \right) \left(\sum_{i=1}^n \xi M_{pbis} + \sum_{i=1}^n V_{iis} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p h_i \right) + \sum_{i=1}^n W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p h_i \right) - \sum_{i=1}^n W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{\gamma} \theta_p h_i \right) \quad (30)$$

با داشتن مقدار F_{iu} از رابطه‌ی ۳۰، توزیع ممان در ستون با زدن برش در هر تراز آن به دست می‌آید. ممان بالای ستون در هر تراز برابر است با:

$$M_{ct}(h) = - \sum_{i=1}^n \delta_i F_{iu} (h_i - h) + \sum_{i=1}^n V_{iis} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p (h_i - h) \right) - f_{bhs} \sin \theta_{hs} \left(\frac{l_{hs} - e_{hs}}{\gamma} \right) + \sum_{i=1}^n \delta_i \xi M_{pbis} + \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gis} \frac{(l_{is} - e_{is})}{\gamma} \left(\frac{l_{is} - e_{is}}{\gamma} - \theta_p (h_i - h) \right) - \sum_{i=1}^n \delta_i W_{gi(s-1)} \frac{l_{i(s-1)}}{\gamma} \theta_p (h_i - h) \quad (31)$$

$$\delta_i = 1 \text{ if } h < h_i \quad (32)$$

$$\delta_i = 0 \text{ if } h > h_i \quad (33)$$

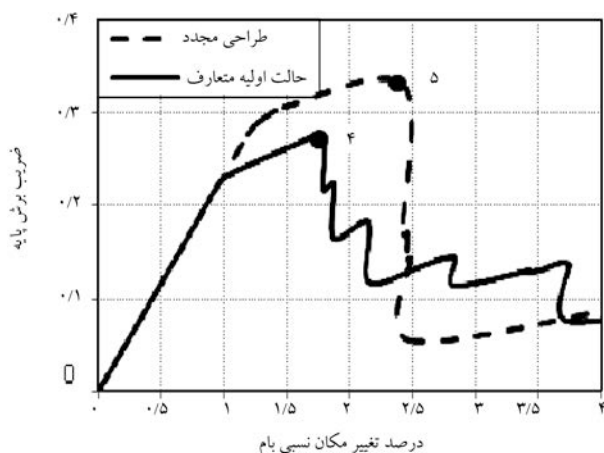
جدول ۴. ابعاد تیرهای پیوند، تیرهای خارج از ناحیه‌ی پیوند، مهاربندها و ستون‌های هم‌جوار با مهاربند قاب طراحی شده به روش انرژی.

تیر پیوند	$h \times b \times t_f \times t_w$ (cm)
B1	$36 \times 25 \times 2 \times 1,5$
B2	$41 \times 32 \times 2,5 \times 1,5$
B3	$46,5 \times 37 \times 2,5 \times 1,5$
B4	$50 \times 41 \times 2,5 \times 1,5$
B5	$53 \times 44 \times 2,5 \times 1,5$
B6	$57 \times 44 \times 2,5 \times 1,5$
B7	$58 \times 46 \times 2,5 \times 1,5$
B8	$61 \times 42 \times 2,5 \times 2$
B9	$62 \times 42,5 \times 2,5 \times 2$
B10	$36 \times 33 \times 2 \times 1,5$
B11	$41 \times 38 \times 2,5 \times 2,5$
B12	$46,5 \times 45 \times 2,5 \times 2,5$
B13	$50 \times 47 \times 2,5 \times 3$
B14	$53 \times 49 \times 2,5 \times 3$
B15	$57 \times 48 \times 2,5 \times 3$
B16	$58 \times 51 \times 2,5 \times 3$
B17	$61 \times 49 \times 2,5 \times 3$
B18	$62 \times 50 \times 2,5 \times 3$

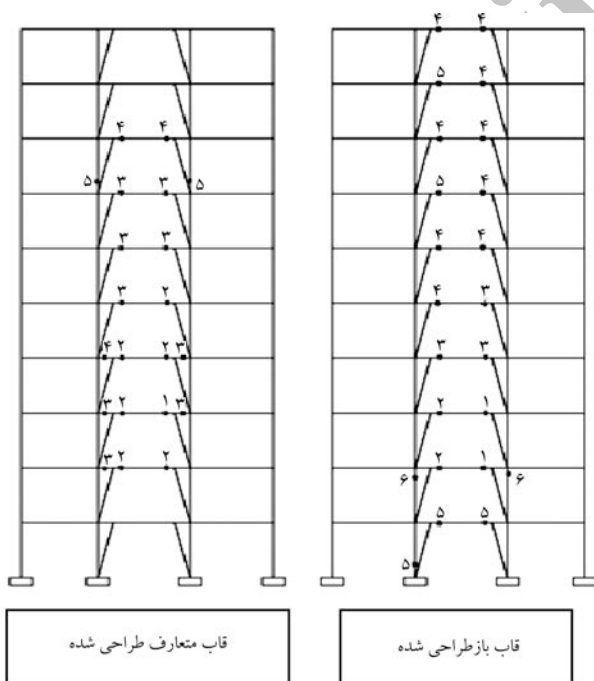
مجاز باربری خود را حفظ کرده است. در قاب طراحی شده به روش ایستایی معادل علی‌رغم این که ضوابط طراحی لرزه‌ی قاب‌های واگرا رعایت شده، به علت چرخش بعضی از مفاصل تشکیل شده در سازه به مقدار بیشینه، قبل از رسیدن سازه به تغییر مکان مجاز، سازه باربری خود را از دست می‌دهد. بنابراین میزان انرژی تلف شده که همان سطح زیر منحنی برش پایه - تغییر مکان است به میزان قابل توجهی کاهش می‌یابد.

در شکل ۸ مراحل تشکیل مفاصل خمیری در دو قاب باز طراحی شده به روش انرژی و متعارف طراحی شده به روش ایستایی معادل نشان داده شده است. چنان که مشاهده می‌شود در قاب طراحی شده به روش انرژی، مفاصل خمیری در تمام تیرهای پیوند تشکیل شده که باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی و لذا شکل‌پذیری سازه شده است.

در قاب متعارف طراحی شده، اگرچه ضوابط طراحی لرزه‌ی رعایت شده، قبل



شکل ۷. منحنی برش پایه - تغییر مکان دو قاب ۱۰ طبقه.



شکل ۸. مراحل تشکیل مفاصل خمیری در دو قاب.

مقطع بادبند	مقطع ستون	طبقه
TS ۱۰ × ۱۰ × ۳,۸	W ۱۴ × ۶۱	۱۰
TS ۱۰ × ۱۰ × ۳,۸	W ۱۴ × ۱۲۰	۹
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۴۵	۸
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۵۹	۷
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۵۹	۶
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۵۹	۵
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۷۶	۴
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۷۶	۳
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۷۶	۲
TS ۱۲ × ۱۲ × ۵,۸	W ۱۴ × ۱۹۳	۱

تحلیل ایستایی غیرخطی برای هر دو قاب انجام می‌دهیم. پوش نیرو - تغییر مکان دو قاب در شکل ۷ نشان داده شده است. خط ممتد نشان‌گر نمودار قاب طراحی شده به روش متعارف، و خط چین نشان‌گر نمودار نیرو - تغییر مکان قاب طراحی شده به روش انرژی است. چنان که در شکل ۷ مشاهده می‌شود، شکل‌پذیری قاب باز طراحی شده بیشتر از قاب طراحی شده به روش متعارف است و تا تغییر مکان نسبی

جدول ۵. ابعاد تیرهای پیوند، تیرهای خارج از ناحیه پیوند، مهاربندها و ستون‌های همجوار با مهاربند قاب طراحی شده به روش ایستایی معادل.

طبقه	مقطع تیر پیوند	مقطع تیر	مقطع بادبند	مقطع ستون
۱۰	W ۲۴ × ۹۴	W ۲۴ × ۱۰۳	Ts ۱۰ × ۱۰ × ۳/۸	W ۱۴ × ۱۲۰
۹	W ۲۴ × ۹۴	W ۲۴ × ۱۰۳	Ts ۱۰ × ۱۰ × ۳/۸	W ۱۴ × ۱۲۰
۸	W ۲۴ × ۹۴	W ۲۴ × ۱۰۳	Ts ۱۰ × ۱۰ × ۳/۸	W ۱۴ × ۱۲۰
۷	W ۲۴ × ۱۱۷	W ۲۴ × ۱۶۲	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۲۳۳
۶	W ۲۴ × ۱۱۷	W ۲۴ × ۱۶۲	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۲۳۳
۵	W ۲۴ × ۱۱۷	W ۲۴ × ۱۶۲	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۲۳۳
۴	W ۲۴ × ۱۳۱	W ۲۴ × ۱۷۶	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۳۴۲
۳	W ۲۴ × ۱۳۱	W ۲۴ × ۱۷۶	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۳۴۲
۲	W ۲۴ × ۱۳۱	W ۲۴ × ۱۷۶	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۳۴۲
۱	W ۲۴ × ۱۳۱	W ۲۴ × ۱۷۶	Ts ۱۲ × ۱۲ × ۱/۲	W ۱۴ × ۳۴۲

ناپایداری شود که فقط بعضی از اعضای شکل پذیر خمیری شده‌اند؛ در این صورت کاهش باربری سازه و کاهش جذب و استهلاک انرژی زلزله و لذا کاهش شکل پذیری سازه رخ خواهد داد.

در روش انرژی خصوصیات سازه، به خصوص شکل پذیری و سازوکار تسلیم سازه در مرحله‌ی نهایی به صورت واضحی در محاسبه‌ی نیروهای طراحی استفاده می‌شود که می‌تواند متضمن تشکیل سازوکار مطلوبی برای سازه باشد. نتایج تحلیل ایستایی غیرخطی قاب‌های ۶ و ۱۰ طبقه نشان می‌دهد که طراحی به روش انرژی باعث افزایش جذب و استهلاک انرژی زلزله و لذا شکل پذیری بیشتر سازه می‌شود. با استفاده از این روش ضمن متناسب کردن اعضای شکل پذیر می‌توان از تمام اعضای شکل پذیر در تلف کردن انرژی ورودی زلزله بهره جست.

تقدیر و تشکر

از حمایت مالی پردیس دانشکده‌های فنی در قالب طرح پژوهشی ۸۱۰۸۰۲۰/۱/۳۰ تقدیر می‌شود.

منابع

1. eelatawiwat, S.; Goal, S.C. and Stojadinovic, B. "Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift", *journal of Structural Engineering, ASCE*, **128**(8) (2002).
2. Leelatawiwat, S.; Subhash, C. and Goal, Bozidar Stojadinovic. "Toward performance-based seismic design of structures", *Earthquake spectra*, **15**(3), pp. 435-461 (1999).
3. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earth-

quakes", *Proc., 1st World Conf. on Earthquake Engineering*, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, Calif., **5**, pp. 1-13 (1956).

۵. نتیجه‌گیری

در این پژوهش طراحی لرزه‌ی قاب‌های مهاربندی شده‌ی واگرای خمشی با استفاده از مفهوم انرژی و همچنین یافتن روابطی برای جلوگیری از تشکیل سازوکارهای ناپایدار مد نظر بوده است، که نوآوری این تحقیق به حساب می‌آید.

در روش طراحی لرزه‌ی متداول ابعاد اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو با استفاده از نیروی زلزله‌ی کاهش یافته محاسبه می‌شود و سپس ابعاد اعضای کنترل‌شونده توسط نیرو متناسب با این اعضا برای تحمل نیروی زلزله‌ی بیشینه‌ی مورد انتظار طراحی می‌شوند به نحوی که بتوانند شرایط ایجاد مفصل خمیری را به طور موضعی در آنها ایجاد کنند. در این روش تضمینی برای سهیم شدن تمام اعضای شکل پذیر سازه در اتلاف انرژی ورودی زلزله وجود ندارد و ممکن است سازه زمانی دچار

4. Akiyama, H., *Earthquake-Resistant Limit-State Design of Buildings*, Univ. of Tokyo Press, Tokyo (1985).

5. Kato, B. and Akiyama, H. "Seismic design of steel buildings", *J. Struct. Div., ASCE*, **108**(8), pp. 1709-1721 (1982).

6. BHRC, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, Standard No.2800-05, 3rd Edition (2005).