



## کاربرد فولاد نرم بر رفتار دینامیکی مهاربندهای ضربدری در برش بخش اول: تئوری کلاسیک مهاربندها در برش

پرویز عبادی<sup>۱\*</sup>، مهرداد مرادی<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup> گروه عمران، واحد شهرقدس، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران.  
<sup>۲</sup> کارشناسی ارشد مهندسی زلزله.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۶/۰۹/۱۵  
بازنگری: ۱۳۹۷/۰۱/۱۱  
پذیرش: ۱۳۹۷/۰۱/۱۲  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۷/۰۱/۲۰

### کلمات کلیدی:

تئوری فولاد نرم  
مهارند ضربدری  
منحنی طیف ظرفیت و تقاضا  
جذب انرژی  
گرید فولاد

**خلاصه:** استفاده از فولاد نرم با گرید پایین تر در طراحی ساختمان منجر به افزایش شکل پذیری و جذب انرژی سازه می گردد. همچنین افزایش ظرفیت باربری سازه و کاهش منحنی های نیاز منجر به کاهش نیروی وارد بر سازه می گردد. از طرفی با کاهش تغییر مکان هدف، سطح عملکرد سازه افزایش می یابد. با این وجود آیین نامه های طراحی لرزه ای ساختمان ها بر خورد تقریباً یکسانی با فولادهای با گریدهای مختلف دارند. روند رایج برای طراحی سازه ها با گریدهای مختلف، معمولاً بصورت مستقل از منحنی های نیاز و ظرفیت صورت می پذیرد.

این تحقیق بصورت جامع و در دو بخش ارائه گردیده است. در بخش اول، تئوری طراحی سازه ها با سیستم مهاربندی ضربدری ویژه برای فولادهای با گریدهای مختلف توسعه داده شده اند و با استفاده از روابط کلاسیک، فرمول های کاربردی برای محاسبه پارامترهای اصلی ظرفیت و نیاز سازه های مهاربندی طراحی شده با فولادهای با گریدهای مختلف ارائه گردیده است. سپس دقت فرمولها، در سازه های با تعداد طبقات و گریدهای فولاد مختلف با استفاده از تحلیل های استاتیکی غیرخطی بررسی گردیده اند. نتایج بدست آمده بیانگر آن است که تئوری ارائه شده انطباق خوبی با پارامترهای لرزه ای محاسبه شده برای سازه های با رفتار برشی دارد. همچنین استفاده از فولاد با گرید پایین تر در طراحی لرزه ای قاب های مهاربندی منجر به افزایش پایداری سازه تحت زلزله های شدید و افزایش قابل توجه در میزان شکل پذیری و جذب انرژی سازه دارد. در بخش دوم این تحقیق نیز رفتار مقایسه ای قابها با استفاده از تحلیل های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی افزایشی و اثر ارتفاع سازه بر رفتار مهاربندها مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

### ۱- مقدمه

فولاد نرم، فولادی است که در آن درصد کربن و دیگر آلیاژها بسیار ناچیز بوده و دارای شکل پذیری بسیار بالایی می باشد. تنش حد تسلیم اسمی این فولاد در حالت ایده آل بین ۹۰ تا ۱۲۰ مگاپاسکال می باشد [۱]. تفاوت اصلی فولادهای رایج ساختمانی و فولاد نرم در تنش تسلیم پایین تر فولاد نرم می باشد. با استفاده از فولاد با گرید پایین تر در سیستم باربر جانبی سازه، سطح مقطع عضو بزرگتر و سختی

۱- دسته بندی انواع مختلف فولاد با ترکیب شیمیایی و خواصشان سالیهاست توسط سازمان های تدوین استاندارد صورت می گیرد و بطور کلی گریدهای فولاد بر اساس مواردی از جمله ترکیب شیمیایی، روش ساخت، پروسه نهایی، ریز ساختار، سطح استحکام لازم و عملیات حرارتی انجام می گیرد. کلمه «گرید» در این مقاله، بصورت کلی به فولادهای با مقاومت و شکل پذیری متفاوت اطلاق می گردد.

\* نویسنده عهده دار مکاتبات: Parviz.Ebadi@gmail.com

جانبی سیستم افزوده و در تغییر مکان جانبی کوچکتری وارد مرحله پلاستیک می گردد. بنابراین سازه زودتر شروع به جذب انرژی زلزله نموده و از افزایش سطح نیروها در سازه جلوگیری می گردد [۲-۸]. توسعه ای فولاد با نقطه عملکرد پایین (فولاد نرم) توسط ساییکی<sup>۲</sup> و همکاران از سال ۱۹۸۶ آغاز شد. آزمایش های مختلف مکانیکی به منظور بررسی خواص فولاد نرم انجام گردید و روش های تولید فولاد نرم، عملیات حرارتی و ترکیبات شیمیایی مختلف مورد مطالعه قرار گرفت [۹].

در سال ۱۹۹۵ و پس از زلزله هیوگوکن نانبو (کوبه)<sup>۳</sup> ژاپن، از

2 Saieki  
3 Hyogo-Ken Nanbu (Kobe)



در این مقاله، که در دو بخش تهیه گردیده است، ابتدا تئوری طراحی مهاربند ضربردی ویژه برای فولادهای با گریدهای مختلف توسعه داده شده‌اند و روابطی کاربردی برای تعیین میزان شکل‌پذیری و جذب انرژی سازه، میزان نیروهای وارده بر سازه و سطح عملکرد آن ارائه گردیده است. در این روابط، رفتار کلاسیک مهاربندهای ضربردی در برش و منحنی‌های ظرفیت و نیاز با استفاده از روابط پایه ای مقاومت مصالح تعریف گردیده‌اند. سپس قاب‌هایی با تعداد طبقات ۱، ۳، ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ با استفاده از دو گرید مختلف طراحی گردیده‌اند و پاسخ لرزه‌ای آنها با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی مقایسه گردیده‌اند. نتایج بدست آمده بیانگر بهبود قابل توجه رفتار مهاربندهای ضربردی با استفاده از فولاد نرم می‌باشد. در بخش دوم نیز ابتدا رفتار قابها با استفاده از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و سپس تحت رکوردهای زلزله دور و نزدیک و با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی افزایشی بررسی گردیده‌اند.

## ۲- طراحی مهاربندهای ضربردی با فولاد نرم

### ۲-۱- تئوری کلاسیک رفتار مهاربندهای ضربردی در برش

تئوری اولیه طراحی مهاربندهای ضربردی در برش برای گریدهای مختلف فولاد، توسط پروفیسور صبوری مطرح گردید [۱]. این تئوری به میزان قابل توجهی در این مقاله توسعه داده شده است تا پارامترهای دینامیکی مربوط به رفتار مهاربندهای ضربردی در برش را نیز شامل گردد. برای بررسی رفتار مهاربندهای ضربردی در برش، تئوری کلاسیک رفتار این سیستم تحت بارهای جانبی با در نظر گرفتن منحنی‌های نیاز و ظرفیت و با استفاده از روابط پایه‌ای مکانیک جامدات و تحلیل سازه‌ها تعریف گردیده‌اند. به همین منظور یک قاب یک طبقه با رفتار برشی متشکل از تیر، ستون و مهاربند ضربردی برای بررسی در نظر گرفته شده است (شکل ۱). در این قاب تمام اتصالات از نوع مفصلی فرض گردیده‌اند. همچنین در حالت ایده‌آل، از کمانش مهاربندها صرف‌نظر گردیده است. لازم به ذکر است که در انتهای تئوری و در طراحی نمونه‌های قاب‌های مورد مطالعه، اثرات کمانش در طراحی نمونه‌ها در نظر گرفته شده و بررسی گردیده است.

که ارتفاع طبقه،  $b$  طول دهانه مهاربندی،  $L_b$  طول مهاربند،  $\alpha$  زاویه مهاربندها نسبت به راستای افقی،  $\Delta$  تغییرمکان جانبی قاب و  $\delta$  تغییرمکان محوری مهاربند تحت کشش می‌باشد.

فولاد نرم به عنوان جاذب انرژی در سیستم‌های لرزه‌ای ساختمان‌های بلند استفاده گردید. یاماگوچی و همکاران<sup>۱</sup> در سال ۱۹۹۸ بر روی استفاده از فولاد نرم در مهاربندهای کمانش‌ناپذیر، دیوارهای برشی، ستون‌های برشی و نوعی گلمیخ<sup>۲</sup> مطالعه نمودند و بهبود رفتار این سیستم‌ها در زلزله‌ها را مشاهده نمودند. آنها در تحقیقات خود برای هسته‌ی فولادی مهاربند کمانش‌ناپذیر، از فولاد نرم استفاده کردند که نتیجه‌ی آن دستیابی به چرخه‌های هیستریزس دوکی شکل با دوام بالا بود [۱۰]. صبوری و عبادی تحقیقات متعددی بر پایه نتایج آزمایشگاهی روی استفاده از فولاد نرم در مهاربندهای هم‌محور انجام دادند و نتیجه گرفتند که مهاربند با فولاد نرم جذب انرژی بیشتر و رفتار پایدارتری تحت بارگذاری سیکلیک و شتاب‌نگاشت‌های زلزله‌های شدید دارد. در این تحقیقات سیستم مهاربند ضربردی در دو حالت مهاربند با فولاد نرم و فولاد ساختمانی تحت بار جانبی قرار گرفته و مقادیر ضریب شکل‌پذیری، نسبت سختی و پارامترهای لرزه‌ای سیستم محاسبه و بررسی گردیدند [۲، ۳، ۱۱-۱۳].

از فولاد نرم در سایر سیستمها از جمله دیوارهای برشی فولادی نیز استفاده گردیده و تحقیقات انجام شده بیانگر جذب انرژی بیشتر و رفتار مناسب‌تر سیستم‌های طراحی شده با استفاده از فولاد با گرید پایین‌تر تحت زلزله‌های شدید می‌باشند [۱۴-۱۶].

استفاده از میراگر با پنل برشی ساخته شده از فولاد نرم<sup>۳</sup> به طور گسترده در سال‌های اخیر مورد مطالعه قرار گرفته است. بعنوان مثال، پنل‌های برشی ساخته شده از فولاد نرم بین فونداسیون و سازه‌ی اصلی پل نصب گردیدند. برای جلوگیری از شکست فونداسیون نیروی برشی، حداکثر ظرفیت میراگر کمتر از نیروی تسلیم فونداسیون در نظر گرفته می‌شود که این امر با استفاده از تعدادی میراگر محقق می‌شود. انرژی عمدتاً توسط پنل‌های برشی ساخته شده از فولاد نرم مستهلک می‌شود. این سیستم همانند یک فیوز عمل می‌کند که در هنگام زلزله از بین می‌رود اما به فونداسیون آسیبی نمی‌رسد [۱۷].

چن و چانگ<sup>۴</sup> در سال ۲۰۱۱ اثر استفاده از فولاد نرم در گاست‌پلیت‌ها را با انجام آزمایشاتی تحقیق نمودند و با ممانعت از کمانش گاست‌پلیت و استفاده از تغییرشکل قابل توجه گاست پلیت طراحی شده با فولاد نرم، شکل‌پذیری سیستم را افزایش دادند [۱۸].

4 Yamaguchi

5 Stud

6 Low yield strength steel shear panel damper (LYSPD)

7 Chen&Chang

نمود.

$$F_{LGS} = F_S \rightarrow A_{b(LGS)} \cdot F_{y(LGS)} = A_{b(S)} \cdot F_{y(S)} \quad (۸)$$

که اندیس‌های LGS<sup>۱</sup> و SS<sup>۲</sup> به ترتیب مربوط به فولاد نرم و ساختمانی می‌باشند. بنابراین، نسبت سطح مقطع مهاربند با فولاد نرم و نسبت به سطح مقطع مهاربند با فولاد ساختمانی با معکوس نسبت مقاومت تسلیم مهاربندها متناسب می‌باشد. اگر مقاومت تسلیم فولاد ساختمانی و نرم به ترتیب ۲۵۰ و ۹۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شوند، آنگاه رابطه (۹) برقرار می‌باشد. مشاهده می‌گردد که سطح مقطع فولاد نرم ۲/۸ برابر فولاد ساختمانی می‌باشد.

$$\frac{A_{b(LGS)}}{A_{b(SS)}} = \frac{F_{y(SS)}}{F_{y(LGS)}} = 2.8 \quad (۹)$$

### ۲-۳- سختی سیستم

با در نظر گرفتن رابطه سختی سیستم بصورت  $(F = K \cdot \Delta)$  و استفاده از روابط ۳ و ۷، سختی سیستم بصورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$K = \frac{F}{\Delta} = \frac{2A_b E \cos^3 \alpha}{b} \quad (۱۰)$$

در این رابطه، سختی جانبی سیستم به مقاومت تسلیم آن بستگی ندارد. بنابراین، نسبت سختی دو قاب با نسبت سطح مقطع نمونه‌ها نسبت مستقیم دارد و سختی سیستم با فولاد نرم تر ۲/۸ برابر سیستم با فولاد ساختمانی می‌باشد.

$$\frac{K_{LGS}}{K_{SS}} = \frac{A_{(LGS)}}{A_{(SS)}} = 2.8 \quad (۱۱)$$

که  $K_S$  و  $K_{LGS}$  به ترتیب سختی متناظر با فولاد ساختمانی و فولاد نرم می‌باشند.

### ۲-۴- زمان تناوب سیستم

زمان تناوب سیستم با جرم و سختی سازه متناسب است که با در نظر گرفتن جرم یکسان برای دو سیستم، نسبت زمان تناوب دو سیستم با جایگذاری رابطه (۱۱) در رابطه  $T = 2\pi \sqrt{\frac{M}{K}}$  بصورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$\frac{T_{LGS}}{T_{SS}} = \sqrt{\frac{K_{(SS)}}{K_{(LGS)}}} = \sqrt{\frac{A_{(SS)}}{A_{(LGS)}}} = 0.6 \quad (۱۲)$$

که  $M$  جرم موثر سیستم،  $K$  سختی جانبی سیستم،  $T$  زمان

اگر بار جانبی طراحی دو سیستم یکسان فرض گردد، با نوشتن معادله تعادل برای سیستم و با فرض تساوی نیروها در مهاربندهای تحت کشش و فشار، رابطه (۱) بدست می‌آید.

$$F = 2F_b \cdot \cos \alpha \quad (۱)$$

که  $F_b$  نیروی محوری مهاربندها می‌باشد. اگر از کمانش مهاربند تحت فشار صرف‌نظر شود، حداکثر نیروی ایجاد شده در مهاربندها برابر است با:

$$F_b = F_y A_b \quad (۲)$$

بنابراین با جایگذاری رابطه (۲) در رابطه (۱)، ظرفیت نهایی سیستم بصورت رابطه (۳) محاسبه می‌گردد.

$$F_b = 2F_y A_b \cos \alpha \quad (۳)$$

که  $F_y$  و  $A_b$  به ترتیب مقاومت تسلیم و سطح مقطع مهاربندها می‌باشند. مطابق شکل ۱، رابطه بین طول تیر (b) و طول مهاربند ( $L_b$ ) به صورت زیر می‌باشد.

$$b = L_b \cdot \cos \alpha \quad (۴)$$

همچنین رابطه بین تغییرمکان جانبی کل قاب ( $\Delta$ ) و تغییرشکل طولی مهاربند تحت کشش ( $\delta$ ) مطابق رابطه (۵) می‌باشد.

$$\Delta = \frac{\delta}{\cos \alpha} \quad (۵)$$

با استفاده از روابط مکانیک جامدات برای محاسبه تغییرشکل محوری عضو تحت کشش و روابط (۴) و (۵)، تغییر طول محوری مهاربند تحت کشش ( $\delta$ ) از رابطه (۶) محاسبه می‌گردد.

$$\delta = \frac{F_b L_b}{A_b E} = \frac{F_b L_b}{A_b E \cos \alpha} \quad (۶)$$

بنابراین با جایگذاری رابطه (۶) در رابطه (۵)، دریفت جانبی سیستم حاصل می‌گردد.

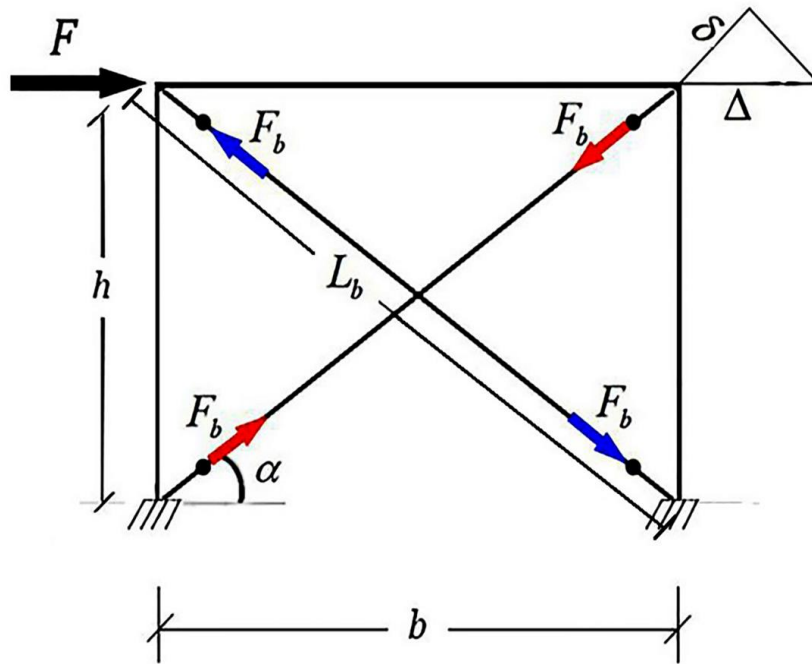
$$\Delta = \frac{F_b b}{A_b E \cos^2 \alpha} \quad (۷)$$

### ۲-۲- سطح مقطع مهاربند

اگر فرض گردد که دو سازه دارای قاب‌های یکسانی باشند و مهاربندها در یکی از قاب‌ها از نوع فولاد ساختمانی و در دیگری از نوع فولاد نرم باشند، آنگاه با فرض طراحی هر دو سیستم برای تحمل بار جانبی یکسان، مهاربندها را می‌توان برای بار جانبی یکسان طراحی

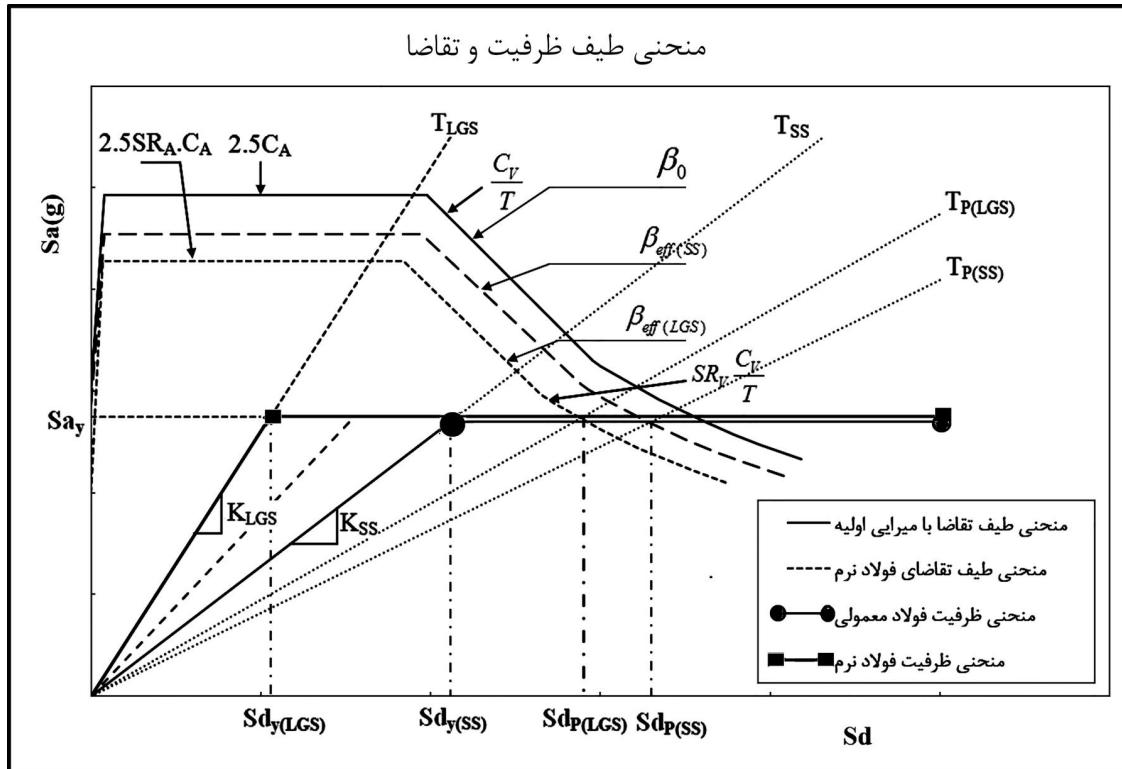
1 Lower Grade Steel

2 Structural Steel



شکل ۱. قاب یک طبقه مهاربندی شده

Fig. 1. 1-Story braced frame



شکل ۲. منحنی‌های ظرفیت و نیاز در فولاد ساختمانی و فولاد نرم

Fig. 2. Capacity-Demand diagrams for frames with structural steel and lower grade steel

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum W_i / g] \cdot [\sum W_i \cdot \varphi_{i1}^2] / g} \quad (16)$$

که  $W_i$  وزن طبقه  $i$  ام،  $g$  شتاب ثقلی،  $\varphi_{i1}$  شکل مودی طبقه  $i$  ام در مود اول و  $N$  تعداد طبقات می‌باشند. در رابطه شتاب طیفی سازه، مقادیر وزن سازه و برش پایه طبقات برای هر دو سیستم یکسان فرض گردیده‌اند. لازم به ذکر است که اثر تغییر در مقادیر برش پایه، پس از تغییر منحنی‌های نیاز مورد بحث و بررسی قرار خواهند گرفت. از طرفی با توجه به اینکه سازه مورد بررسی یک طبقه می‌باشد (برای در نظر گرفتن رفتار برشی) و شکل مودی بام برابر با یک می‌باشد، شتاب طیفی دو سازه با یکدیگر برابر خواهند شد.

$$Sa_{LGS} = Sa_{ss} \quad (17)$$

که  $Sa_{LGS}$  و  $Sa_{ss}$  به ترتیب شتاب طیفی مربوط به سیستم طراحی شده با فولاد ساختمانی و فولاد نرم می‌باشند. البته باید توجه داشت که در صورتی که مقدار برش پایه یا عبارتی نیاز زلزله در دو سیستم متفاوت باشند، مقدار  $Sa$  در دو سیستم متفاوت می‌گردد که در ادامه مورد بررسی قرار خواهند گرفت.

ضریب شکل مودی بام ( $\varphi_{Roof}$ ) برای سیستم یک طبقه برابر با یک می‌باشد. از طرفی رابطه  $PF_1$  به وزن سازه و شکل مودی طبقات وابسته می‌باشد (رابطه ۱۵). بنابراین با توجه به اینکه مقادیر وزن و شکل مودی برای هر دو سیستم یکسان می‌باشند، مقدار  $PF_1$  در هر دو سیستم برابر خواهد بود و مقدار نسبی جابجایی طیفی در دو سیستم فقط به تغییر مکان سقف وابسته می‌باشد.

با توجه به رابطه  $F = V = K \cdot \Delta$ ، مشاهده می‌گردد که جابجایی طیفی سازه به سختی آن وابسته می‌باشد. این موضوع در رابطه (۱۸) نشان داده شده است که به این معنی است که تغییر مکان طیفی قاب با فولاد ساختمانی  $2/8$  برابر قاب با فولاد نرم‌تر می‌باشد.

$$\frac{Sd_{LGS}}{Sd_{SS}} = \frac{\Delta_{roof(LGS)}}{\Delta_{roof(SS)}} = \frac{V/K_{LGS}}{V/K_{SS}} = \frac{K_{SS}}{K_{LGS}} = \frac{1}{2.8} \quad (18)$$

## ۲-۶-۲- منحنی تقاضا

### ۲-۶-۱-۲- منحنی تقاضای کاهش یافته

منحنی تقاضای یک سازه به میرایی سازه و سختی آن بستگی

تناوب طبیعی سیستم می‌باشند. ملاحظه می‌گردد که زمان تناوب طبیعی سیستم طراحی شده با فولاد نرم حدوداً ۶۰ درصد سیستم طراحی شده با فولاد ساختمانی برای بار جانبی یکسان می‌باشد.

## ۲-۵- منحنی ظرفیت

با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی، می‌توان منحنی ظرفیت سازه را به صورت منحنی تغییرات برش پایه در برابر جابجایی جانبی بام سازه ترسیم نمود. سپس منحنی ظرفیت (پوش‌اور) با توجه به روابط (۱۳) و (۱۴) به منحنی‌هایی بر اساس مختصات جابجایی طیفی ( $sd$ )<sup>۱</sup> و شتاب طیفی ( $sd$ )<sup>۲</sup> تبدیل می‌شوند. منحنی ظرفیت در مختصات شتاب طیفی- جابجایی طیفی، اصطلاحاً منحنی ظرفیت در فرمت  $ADRS$ <sup>۳</sup> یا طیف ظرفیت نامیده می‌شود.

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (13)$$

$$S_d = \frac{\Delta_{Roof}}{PF_1 \times \varphi_{Roof}} \quad (14)$$

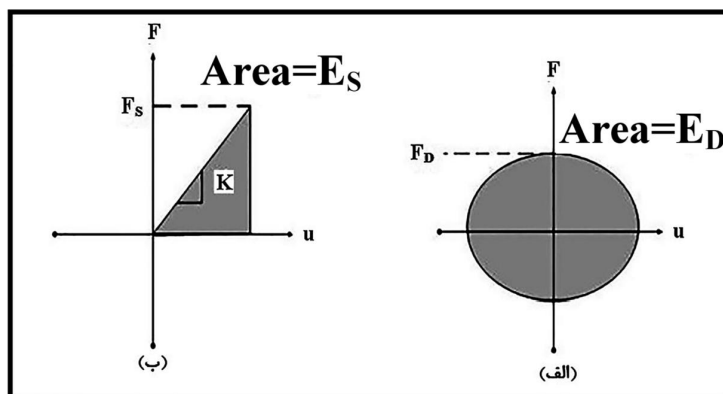
که  $V$  برش پایه طراحی،  $W$  وزن موثر سازه شامل بار مرده ساختمان به علاوه بارهای زنده محتمل،  $\alpha$  ضریب جرم مودال در مود اول،  $\Delta_{Roof}$  جابجایی تراز بام،  $PF_1$  ضریب مشارکت مودال در مود اول و  $\varphi_{i1}$  دامنه مود اول در تراز بام می‌باشند.

به منظور ترسیم منحنی ظرفیت سیستم می‌توان از آیین‌نامه ۴۰-ATC [۱۹] استفاده نمود. روش بدست آوردن نقطه عملکرد در آیین‌نامه ۴۰-ATC بر اساس روش طیف ظرفیت (CSM)<sup>۴</sup> می‌باشد. در این آیین‌نامه محل تقاطع منحنی طیف ظرفیت و منحنی طیف تقاضا در مختصات  $ADRS$  نقطه عملکرد<sup>۵</sup> نامیده می‌شود.

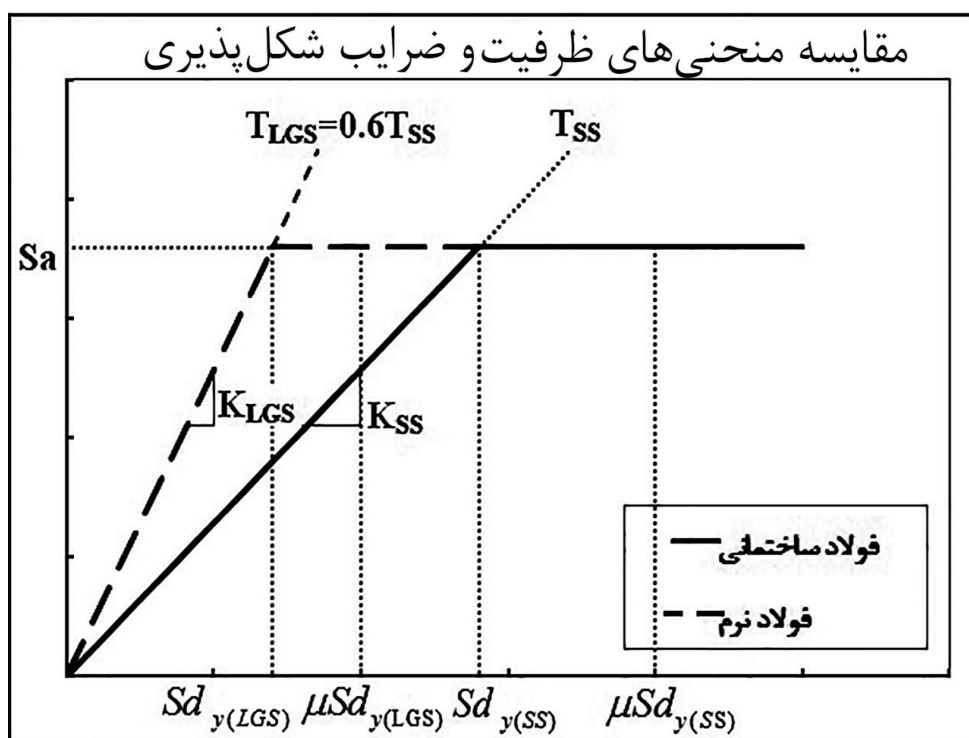
مقادیر  $PF_1$  و  $\alpha$  را می‌توان با استفاده از روابط زیر محاسبه نمود.

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (W_i \cdot \varphi_i) / g}{\sum (W_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} \quad (15)$$

- 1 Spectrum displacement
- 2 Spectrum acceleration
- 3 Acceleration Displacement Response Spectrum
- 4 Capacity Spectrum Method
- 5 Performance Point



شکل ۳. الف) منحنی انرژی میرایی، ب) منحنی انرژی کرنشی [۲۰]  
 Fig. 3. a) Damping energy diagram, b) Strain energy diagram



شکل ۴. تعریف منحنی‌های ظرفیت بر اساس ضریب شکل‌پذیری  
 Fig. 4. Definition of capacity diagrams according to ductility ratio

و  $C_A$  ضرایب لرزه‌ای،  $T$  و  $K$  به ترتیب زمان تناوب و سختی اولیه سیستم،  $T_p$  زمان تناوب در نقطه عملکرد و  $\beta$  میرایی سازه می‌باشند. می‌توان ملاحظه نمود که با افزایش میرایی در سازه طراحی شده با فولاد با گرید پایین‌تر، ضرایب کاهش  $SR_A$  و  $SR_V$  اعداد بزرگتری

دارد. اگر سازه‌ای دارای میرایی بیشتری باشد، منحنی تقاضای آن به میزان بیشتری کاهش یافته و نیروی کمتری به سازه وارد می‌گردد. در شکل ۲ منحنی‌های ظرفیت و تقاضا برای هر دو قاب ارائه شده‌اند که در این شکل  $SR_A$  و  $SR_V$  ضرایب کاهش طیفی،  $C_V$

رابطه زیر تعریف گردیده است.

$$\beta_{eff} = \frac{63.7(Sa_y \cdot Sd_p - Sd_y \cdot Sd_p)}{Sa_p \cdot Sd_p} k + 5 \quad (21)$$

در این رابطه  $\beta_{eff}$  بیانگر میرایی موثر معادل ویسکوز،  $Sa_y$  و  $Sa_p$  به ترتیب شتاب طیفی در نقطه تسلیم و هدف و  $Sd_y$  و  $Sd_p$  نیز به ترتیب جابجایی طیفی در نقطه تسلیم و هدف می‌باشند. ترم اول در رابطه (۲۱)، میرایی هیسترتیکی ( $\beta_0$ ) است که به صورت میرایی ویسکوز معادل بیان می‌شود. ثابت ۵ درصد در رابطه (۲۱) برابر با میرایی ویسکوز ناشی از خصوصیات ذاتی سازه می‌باشد. ضریب  $k$ ، ضریب تصحیحی است که برای در نظر گرفتن خطاهای وارد شده در تقریب نمایش دوخطی منحنی طیف ظرفیت در نظر گرفته می‌شود. همچنین مقدار ۶۳.۷ مربوط به ضریب اصلاح میرایی می‌باشد که از جدول ۸-۱ در ATC-۴۰ استخراج گردیده است.

با توجه به رابطه ارائه شده توسط چوپرا [۲۰]،  $\beta_0$  را می‌توان به صورت رابطه زیر محاسبه نمود:

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (22)$$

که  $E_D$  انرژی تلف شده در اثر میرایی و  $E_S$  انرژی کرنشی حداکثر می‌باشند (شکل ۳).

با بازنویسی ترم اول رابطه (۲۱)، مقدار  $\beta_0$  بصورت زیر تبدیل می‌گردد.

$$\beta_0 = 63.7 \left[ \frac{Sa_y}{Sa_p} - \frac{Sd_y}{Sd_p} \right] k \quad (23)$$

با توجه به فرض منحنی ظرفیت سازه به صورت الاستوپلاستیک کامل، مقادیر  $Sa_y$  و  $Sa_p$  مساوی می‌باشند.

میرایی ویسکوز معادل بصورت زیر تبدیل می‌گردد.

$$\beta_0 = 63.7 \left( 1 - \frac{Sd_y}{Sd_p} \right) \quad (24)$$

از طرفی، طبق رابطه (۱۳) شتاب طیفی به مقاومت سازه، وزن آن و ضریب جرم مودال آن بستگی دارد و چون این مقادیر طبق فرض

بوده و با توجه به فرض شتاب ثابت زلزله برای طرح هر دو سازه، نهایتاً منجر به کاهش تغییرمکان هدف در سازه می‌گردد.

## ۲-۷-۲- تغییرمکان هدف

به منظور ارزیابی پتانسیل خرابی سازه تحت زلزله مورد نظر، تغییرمکان هدف محاسبه گردیده و وضعیت سازه بررسی می‌گردد. منحنی طیف پاسخ الاستیک (طیف تقاضا) با میرایی ۵ درصد در ATC-۴۰ [۱۹] بر اساس شتاب طیفی و زمان تناوب سازه ارائه گردیده است. به منظور بررسی همزمان منحنی های نیاز و ظرفیت، طیف پاسخ الاستیک با استفاده از رابطه (۱۹) به منحنی معادل بر اساس مختصات جابجایی طیفی ( $S_d$ ) و شتاب طیفی ( $S_a$ ) در سیستم ADRS تبدیل می‌گردد.

$$S_d = \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 S_a \quad (19)$$

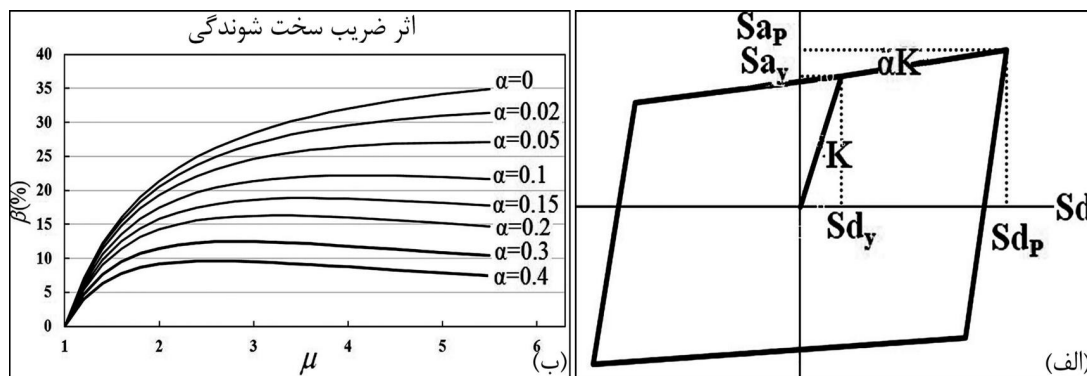
با توجه به فرض برابری شتاب طیفی در هر دو سیستم و همچنین طبق رابطه (۱۲)، که نسبت زمان تناوب سازه با فولاد ساختمانی ۶۰ درصد سازه با فولاد نرم تر می‌باشد، و با استفاده از رابطه (۱۸) مقادیر نسبی تغییرمکان‌های طیفی بصورت زیر محاسبه می‌گردند.

$$\frac{sd_{i(LGS)}}{sd_{i(S)}} = \left( \frac{T_{i(LGS)}}{T_{i(S)}} \right)^2 \cdot \left( \frac{S_{(LGS)}}{S_{(S)}} \right) = (0.6)^2 = 0.36 \quad (20)$$

با توجه به این رابطه، انتظار می‌رود که تغییرمکان هدف سازه طراحی سده با فولاد نرم حدوداً ۳۶ درصد تغییرمکان نظیر در سازه طراحی شده با فولاد ساختمانی باشد. این موضوع می‌تواند به بررسی وضعیت سازه در تغییرمکان‌های کوچکتری برای سطح عملکرد مورد نظر، سطح عملکرد بالاتر یا نیاز لرزه‌ای پایین‌تر سازه طراحی شده با فولاد نرم‌تر تحت زلزله مورد بررسی تعبیر گردد.

## ۲-۷-۱- میرایی

هنگامی که سازه تحت تاثیر حرکات زمین لرزه وارد ناحیه غیرخطی می‌شود، میرایی به وجود آمده در سازه به صورت ترکیبی از میرایی ویسکوز (که جزو خصوصیات ذاتی سازه است) و میرایی هیسترتیک (مربوط به مساحت داخل حلقه‌های منحنی برش پایه در مقابل جابجایی سازه) می‌باشد. می‌توان میرایی را به صورت میرایی ویسکوز معادل بیان نمود. میرایی موثر در ATC-۴۰ با استفاده از



شکل ۵. الف) رابطه میرایی و ضریب شکل‌پذیری با ضریب سخت‌شوندگی، ب) اثر ضریب سخت‌شوندگی در رابطه میرایی و ضریب شکل‌پذیری  
 Fig. 5. a) Damping and ductility ratio relation with strain hardening, b) effect of strain hardening ratio on damping and ductility ratio

سیستم بصورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$\frac{B_{0(LGS)}}{B_{0(SS)}} = \frac{\mu_{SS} \cdot S_{d_y(SS)} \cdot S_{d_y(LGS)} (\mu_{LGS} - 1)}{\mu_{LGS} \cdot S_{d_y(LGS)} \cdot S_{d_y(SS)} (\mu_{SS} - 1)} \quad (28)$$

$$= \frac{\mu_{SS}}{\mu_{LGS}} \cdot \frac{(\mu_{LGS} - 1)}{(\mu_{SS} - 1)}$$

بنابراین، با توجه به روابط (۲۵) تا (۲۷) رابطه میرایی ویسکوز و شکل‌پذیری به صورت زیر قابل محاسبه است. در محاسبه میرایی نیز با توجه به رابطه (۲۵) رابطه زیر برقرار است:

$$\mu = \frac{63.7k}{63.7k - \beta_0} \quad (29)$$

می‌توان ملاحظه نمود که با افزایش میرایی (که بدلیل جذب انرژی بالاتر فولاد نرم ایجاد می‌گردد)، مخرج کسر در رابطه (۲۹) کاهش یافته و شکل‌پذیری سیستم افزایش می‌یابد.

## ۲-۹- ضریب سخت‌شوندگی

### ۲-۹-۱- اثر ضریب سخت‌شوندگی در میرایی و ضریب شکل‌پذیری

در تئوری ارائه شده، اثر ضریب سخت‌شوندگی لحاظ نشده بود و منحنی ظرفیت بصورت الاستوپلاستیک کامل در نظر گرفته شده بود. با توجه به تعریف میرایی، می‌توان اثر ضریب سخت‌شوندگی را بصورت ضریب  $\alpha$  در روابط در نظر گرفت (شکل ۵-الف). با توجه به شکل ۵-الف و تعریف  $K = \frac{S_{a_y}}{S_{d_y}}$ ، رابطه بین تغییرمکان هدف ( $S_{d_p}$ ) و

بالا برای هر دو حالت شتاب طیفی ناحیه تسلیم و شتاب طیفی در ناحیه پلاستیک برابر فرض گردیده‌اند، بنابراین رابطه زیر برقرار خواهد بود.

$$\frac{B_{0(LGS)}}{B_{0(SS)}} = \frac{\mu_{SS} \cdot S_{d_y(SS)} \cdot S_{d_y(LGS)} (\mu_{LGS} - 1)}{\mu_{LGS} \cdot S_{d_y(LGS)} \cdot S_{d_y(SS)} (\mu_{SS} - 1)} \quad (25)$$

$$= \frac{\mu_{SS}}{\mu_{LGS}} \cdot \frac{(\mu_{LGS} - 1)}{(\mu_{SS} - 1)}$$

با استفاده از روابط (۲۴) و (۲۵) نسبت میرایی ویسکوز معادل سازه با فولاد نرم به سازه با فولاد ساختمانی به صورت زیر محاسبه می‌گردد. در این حالت مقادیر  $k$  و ضریب  $63/7$  از طرفین رابطه حذف می‌شوند.

$$\frac{\beta_{0(LGS)}}{\beta_{0(SS)}} = \frac{1 - (S_{d_y(LGS)} / S_{d_p(LGS)})}{1 - (S_{d_y(SS)} / S_{d_p(SS)})} = \frac{S_{d_p(SS)} \cdot S_{d_p(LGS)} - S_{d_y(LGS)}}{S_{d_p(LGS)} \cdot S_{d_p(SS)} - S_{d_y(SS)}} \quad (26)$$

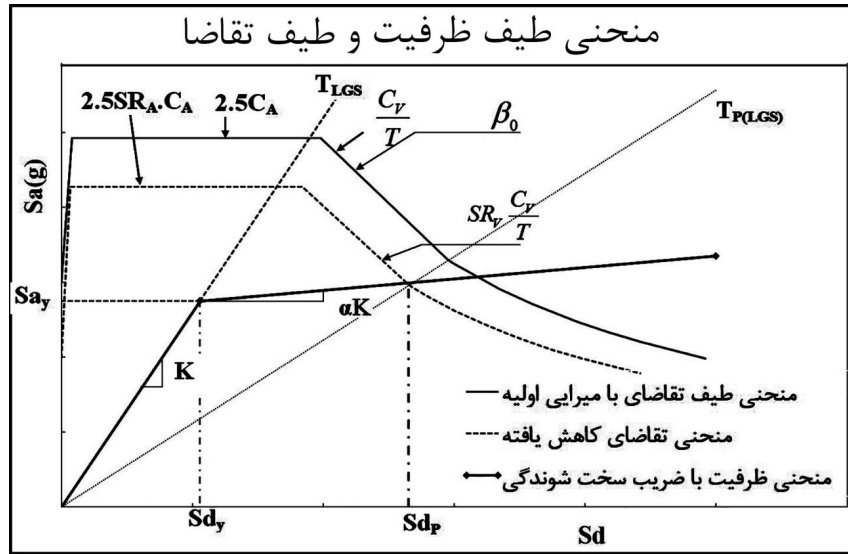
### ۲-۸- ضریب شکل‌پذیری

در شکل ۴ منحنی‌های دوخطی ظرفیت در دو قاب با مهاربند طراحی شده با فولاد نرم و ساختمانی نشان داده شده‌اند. با توجه به این شکل، ضریب شکل‌پذیری تغییرمکانی بصورت نسبت تغییرمکان پلاستیک در نقطه هدف ( $S_{d_p}$ ) به تغییرمکان تسلیم ( $S_{d_y}$ ) تعریف می‌شود.

$$\mu = \frac{S_{d_p}}{S_{d_y}} \Rightarrow S_{d_p} = \mu \cdot S_{d_y} \quad (27)$$

با جایگذاری رابطه (۲۷) در رابطه (۲۶) نسبت میرایی‌ها در دو





شکل ۶. منحنی‌های ظرفیت و نیاز در قاب‌ها با در نظر گرفتن سخت شوندگی ثانویه

Fig. 6. Capacity and Demand diagrams considering secondary strain hardening

$$\beta_0 = 63.7K \left[ \frac{1}{\alpha(\mu-1)+1} - \frac{1}{\mu} \right] \quad (33)$$

رابطه میرایی با ضریب شکل‌پذیری (رابطه ۳۳) برای ضرایب سخت‌شوندگی ( $\alpha$ ) متفاوت در شکل ۵-ب ترسیم گردیده است. ملاحظه می‌گردد که در یک شکل‌پذیری ثابت، با افزایش ضریب سخت‌شوندگی ( $\alpha$ )، میرایی کاهش پیدا می‌کند. به عبارت دیگر، اگر تغییر مکان هدف ثابت فرض گردد، هر چه سختی ثانویه سیستم بیشتر باشد، آن سازه میرایی کمتری خواهد داشت. ضمناً در یک سازه با ضریب سخت‌شوندگی مشخص، با افزایش ضریب شکل‌پذیری، میرایی ابتدا افزایش یافته و پس از یک میزان ثابت، این میرایی کاهش پیدا می‌کند. اگر ضریب  $\alpha$  در شکل ۵-ب برابر صفر باشد، میرایی همواره سیر صعودی خواهد داشت.

### ۲-۹-۲- اثر ضریب سخت‌شوندگی در تغییر مکان هدف

در شکل ۶ منحنی‌های نیاز و ظرفیت برای نمودار ظرفیت با

میرایی با ضریب سخت‌شوندگی را می‌توان بصورت زیر محاسبه نمود:

$$\alpha K = \frac{Sa_p - Sa_y}{Sd_p - Sd_y} \quad (30)$$

که  $\alpha$  ضریب سخت‌شوندگی می‌باشد. با جایگذاری  $Sd_p = \mu \cdot Sd_y$  از رابطه (۲۷) و  $Sa_y = K \cdot Sd_y$  در رابطه (۳۰) رابطه زیر حاصل می‌گردد.

$$\alpha K \cdot Sd_p - \alpha \cdot Sa_y + K \cdot Sd_y = Sa_p \quad (31)$$

رابطه (۳۱) را می‌توان بصورت زیر بازنویسی نمود.

$$\frac{Sa_p}{Sa_y} = \frac{\alpha \cdot K \cdot Sd_p - \alpha \cdot Sa_y + K \cdot Sd_y}{K \cdot Sd_y} = \alpha(\mu-1) + 1 \quad (32)$$

بنابراین با جایگذاری رابطه (۳۲) در رابطه (۲۲)، اثر سخت‌شوندگی

نیز به رابطه بین میرایی و شکل‌پذیری اضافه می‌گردد.

$$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}} = \frac{SR_{V(LGS)}}{SR_{V(SS)}} \cdot \sqrt{\frac{Sa_{P(SS)}/Sd_{P(SS)}}{Sa_{P(LGS)}/Sd_{P(LGS)}}} \quad (40)$$

از طرفی با توجه به رابطه (۱۷) شتاب طیفی از صورت و مخرج رابطه (۴۰) حذف می‌گردد.

$$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}} = \frac{SR_{V(LGS)}}{SR_{V(SS)}} \cdot \sqrt{\frac{Sd_{P(SS)}}{Sd_{P(LGS)}}} \quad (41)$$

در نهایت با جایگذاری رابطه (۳۵) در رابطه (۴۱)، نسبت تغییرمکان هدف سازه با فولاد نرم به فولاد ساختمانی بصورت زیر نوشته می‌شود.

$$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}} = \left( \frac{1 - 0.177 \ln(\beta_{eff})_{LGS}}{1 - 0.177 \ln(\beta_{eff})_{SS}} \right)^2 \quad (42)$$

ملاحظه می‌گردد که نسبت تغییرمکان‌های هدف در رابطه (۴۲) به نسبت میرایی وابسته می‌باشند. در این رابطه، با در نظر گرفتن میرایی بیشتر برای سازه طراحی شده با فولاد نرم، صورت کسر کوچکتر از مخرج کسر می‌گردد. بنابراین انتظار می‌رود که تغییرمکان هدف در سازه طراحی شده با فولاد با گرید پایین‌تر، کاهش یافته و سطح عملکرد سازه افزایش یابد.

### ۳- طراحی نمونه‌ها

به منظور بررسی میزان دقت تئوری کلاسیک ارائه شده برای رفتار لرزه‌ای مهاربندهای ضربدری در ساختمان‌های با تعداد طبقات مختلف، از آنالیزهای استاتیکی و دینامیکی غیرخطی برای مدل‌سازی قاب‌ها و محاسبه پارامترهای مورد نیاز در مقایسه با تئوری ارائه شده استفاده گردیده است. بنابراین ساختمان‌های ۱، ۳، ۴، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه با روش رایج آیین‌نامه‌های طرح لرزه‌ای ساختمان‌ها طراحی و تحلیل گردیده‌اند. پلان طبقات و قاب‌های مورد مطالعه در شکل ۷ نشان داده شده‌اند.

قاب انتخاب شده برای بررسی بر روی محور یک و بین دو محور B و C واقع می‌باشد. ارتفاع طبقات ۳/۲ متر و سیستم سقف از نوع تیرچه بلوک در نظر گرفته شده است. مقدار بار زنده با توجه به مسکونی بودن سازه برابر با ۲، وزن سقف تیرچه بلوک برابر با ۵، وزن سقف بام برابر با ۵/۵، وزن دیوار پیرامونی برابر با ۳ و وزن

سخت‌شوندگی ترسیم گردیده‌اند. برای محاسبه تغییرمکان هدف (محل برخورد منحنی ظرفیت با منحنی تقاضای کاهش یافته) باید مقدار کاهش در منحنی تقاضا محاسبه گردد. مقدار شتاب طیفی کاهش یافته در ناحیه شتاب ثابت بر اساس آیین‌نامه ATC-40 [۱۹] با استفاده از رابطه (۳۴) محاسبه می‌گردد.

$$Sa_p = \frac{SR_V \cdot C_V}{T_p} \quad (34)$$

که  $C_V$  ضریب موثر زلزله،  $SR_V$  ضریب کاهش طیفی و  $T_p$  زمان تناوب موثر می‌باشند. مقدار  $SR_V$  از رابطه زیر محاسبه می‌گردد.

$$SR_V = \frac{2.031 - 0.41 \ln(\beta_{eff})}{1.65} \quad (35)$$

با جایگذاری رابطه  $S_d = \left[ \frac{T}{2\pi} \right]^2 S_a$  در رابطه (۳۴) و تقسیم طرفین رابطه بر  $Sd_p$  تغییرمکان هدف به صورت زیر تبدیل می‌شود:

$$Sa_p = \frac{\left[ \frac{C_V}{2\pi} \right]^2 \cdot SR_V^2}{Sd_p} \quad (36)$$

با تعریف پارامتر  $\eta = \frac{Sa_p}{Sd_p}$  و با جایگذاری در رابطه (۳۶)، تغییرمکان هدف بصورت زیر نوشته می‌شود.

$$Sd_p = \frac{C_V \cdot SR_V}{2\pi \sqrt{\eta}} \quad (37)$$

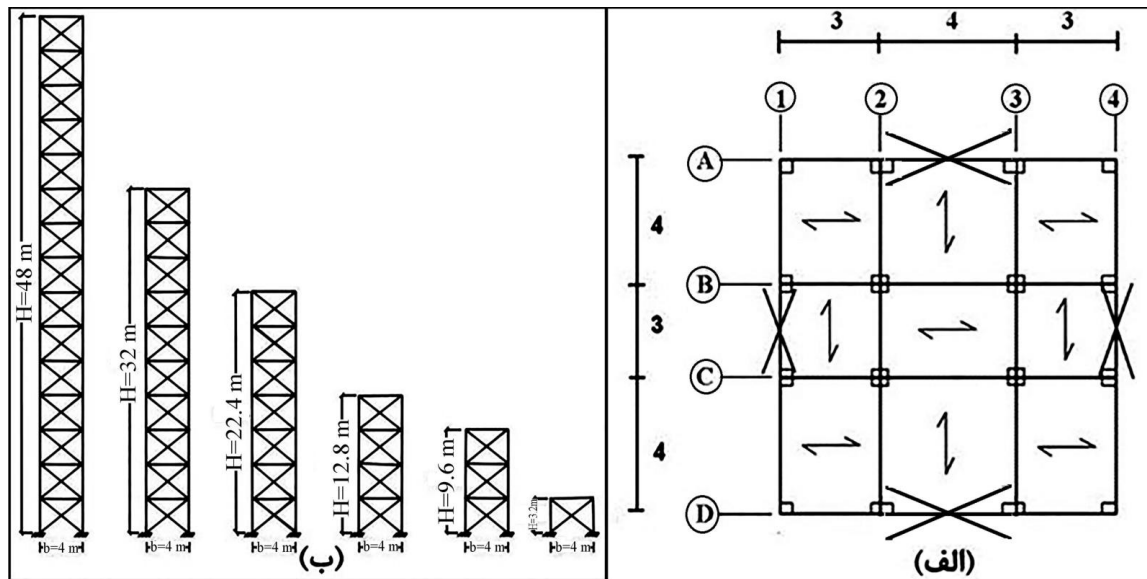
با توجه به رابطه (۳۷)، نسبت تغییرمکان هدف در فولاد نرم به تغییرمکان هدف در فولاد ساختمانی به صورت زیر محاسبه می‌گردد.

$$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}} = \frac{C_{V(LGS)}}{C_{V(SS)}} \cdot \frac{SR_{V(LGS)}}{SR_{V(SS)}} \cdot \sqrt{\frac{\eta_{SS}}{\eta_{LGS}}} \quad (38)$$

با فرض یکسان بودن ضریب  $C_V$  در دو سیستم، رابطه (۳۸) بصورت زیر بازنویسی می‌گردد.

$$\frac{Sd_{P(LGS)}}{Sd_{P(SS)}} = \frac{SR_{V(LGS)}}{SR_{V(SS)}} \cdot \sqrt{\frac{\eta_{SS}}{\eta_{LGS}}} \quad (39)$$

با جایگذاری رابطه  $\eta = \frac{Sa_p}{Sd_p}$  در رابطه (۳۹) رابطه زیر برقرار می‌شود.



شکل ۷. الف) پلان تپ طبقات، ب) قاب‌های مورد مطالعه  
 Fig. 7. a) Typical plan of buildings, b) studied frames

و رفتار قابها در طبقات پایین‌تر عمدتاً برشی می‌باشد، بنابراین برای مقایسه نتایج با تئوری ارائه شده، قابهای چند درجه آزادی با استفاده از روش N2 [۲۳] به سیستم یک درجه آزاد معادل تبدیل گردیده و رفتار آنها مورد بررسی قرار گرفته است. کاربرد فولاد نرم در رفتار دینامیکی مهاربندهای ضربداری در طبقات بالاتر، که ترکیبی از رفتار برشی و خمشی می‌باشد، در بخش دوم مقاله بررسی گردیده‌اند.

به همین منظور با کمک تحلیل پوش‌اور رابطه مشخص نیرو - جابجایی غیرالاستیک برای سیستم چند درجه آزاد به دست می‌آید. انتخاب الگوی بار جانبی مناسب، مهمترین گام در تحلیل پوش‌اور می‌باشد که تعیین آن راه حل منحصر به فرد ندارد. در روش N2 بردار بارهای جانبی P در تحلیل پوش‌اور به صورت زیر تعریف می‌شود:

$$P = \rho Y = \rho M \varphi \quad (43)$$

که M ماتریس قطری جرم،  $\rho$  بزرگی بارهای جانبی، Y نحوه توزیع بارهای جانبی و  $\varphi$  مربوط به شکل جابجایی فرضی می‌باشند.

معادل دیوارهای داخلی برابر با ۱ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده‌اند. ضوابط آیین‌نامه‌های AISC ۳۴۱ [۲۱] و AISC ۳۶۰ [۲۲] برای طراحی المان‌ها و ضوابط لرزه‌ای استفاده گردیده‌اند. در طراحی مهاربندها اثرات لاغری در تعیین ظرفیت مهاربندها در نظر گرفته شده است که همین امر منجر به ایجاد خطای کمی نسبت به فرض مهاربندهای بدون کمناش در تئوری ارائه شده می‌گردد. لازم به ذکر است که با توجه به لاغری پایین مهاربندها، خطا نسبت به حالت بدون کمناش مقدار کمی می‌باشد.

مهاربندها در دو حالت با استفاده از فولاد ساختمانی ( $F_y=250$  MPa) و فولاد نرم ( $F_y=90$  MPa) طراحی گردیده‌اند. در حالیکه تیرها و ستون‌ها دارای مقاطع یکسانی در هر دو سیستم می‌باشند. مقاطع طراحی شده برای قاب‌ها در طبقات مختلف در جدول ۱ ارائه شده‌اند. در طراحی قاب‌ها از روش تنش مجاز استفاده گردیده است.

#### ۴- انطباق تئوری مهاربندها در برش با مدل سیستم یک درجه آزادی معادل در تحلیل استاتیکی غیرخطی

با توجه به اینکه تئوری ارائه شده مربوط به رفتار برشی می‌باشد

جدول ۱. مقاطع طراحی قاب‌ها\* همه ابعاد به میلی‌متر می‌باشند.

Table 1. Designed section of frames

مهاربند		ستون	تعداد طبقات	مهاربند		ستون*	تعداد طبقات
LGS	SS			LGS	SS		
Box160x6.3	Box100x6	HEB240	۱	Box140x6.3	Box80x6.3	HEB240	۱
Box140x6.3	Box90x6.3	HEB200	۲	Box160x8	Box100x6.3	HEB260	۱
Box100x6.3	Box80x6	HEB160	۳	Box140x7.1	Box90x6.3	HEB200	۲
Box200x10	Box140x7.1	HEB500	۱	Box120x7	Box80x6.3	HEB160	۳
Box200x10	Box120x7	HEB450	۲	Box120x5.6	Box80x3.6	HEB120	۴
Box200x10	Box120x7	HEB360	۳	Box280x14	Box180x10	Box600x40	۱
Box180x10	Box100x6.3	HEB320	۴	Box240x12	Box160x8	Box600x40	۲
Box180x10	Box100x6.3	HEB220	۵	Box240x12	Box160x8	Box600x40	۳
Box160x8	Box90x6.3	HEB160	۶	Box240x12	Box160x8	Box550x30	۴
Box100x6.3	Box80x5	HEB100	۷	Box220x12.5	Box140x8	Box500x30	۵
Box280x12	Box160x8	HEB700	۱	Box220x12.5	Box140x8	Box500x30	۶
Box220x12	Box140x7	HEB650	۲	Box220x12.5	Box140x8	Box450x25	۷
Box220x12	Box140x7	HEB550	۳	Box200x12.5	Box120x8	Box400x25	۸
Box220x12	Box140x7	HEB500	۴	Box200x10	Box120x8	Box350x20	۹
Box200x10	Box120x6.3	HEB400	۵	Box200x10	Box120x8	Box280x15	۱۰
Box200x10	Box120x6.3	HEB340	۶	Box180x12.5	Box120x6.3	Box220x12.5	۱۱
Box200x10	Box100x6.3	HEB280	۷	Box180x10	Box120x6.3	Box200x10	۱۲
Box160x8	Box80x7	HEB220	۸	Box160x8	Box100x6.3	Box100x15	۱۳
Box160x6.3	Box80x7	HEB160	۹	Box120x8	Box80x6.3	Box100x15	۱۴
Box100x6.3	Box80x7	HEB120	۱۰	Box120x8	Box80x6.3	Box100x5	۱۵

کرد. در شکل ۸ نحوه تبدیل سیستم چند درجه آزاد به سیستم یک درجه آزاد معادل نشان داده شده است. در شکل ۸،  $D^*$  و  $f^*$  به ترتیب جرم معادل، جابجایی و نیروی سیستم یک درجه آزاد معادل می‌باشند. در سیستم چند درجه آزاد نیز از اندیسهای متناظر  $Dt, m$  و  $V$  استفاده گردیده است.

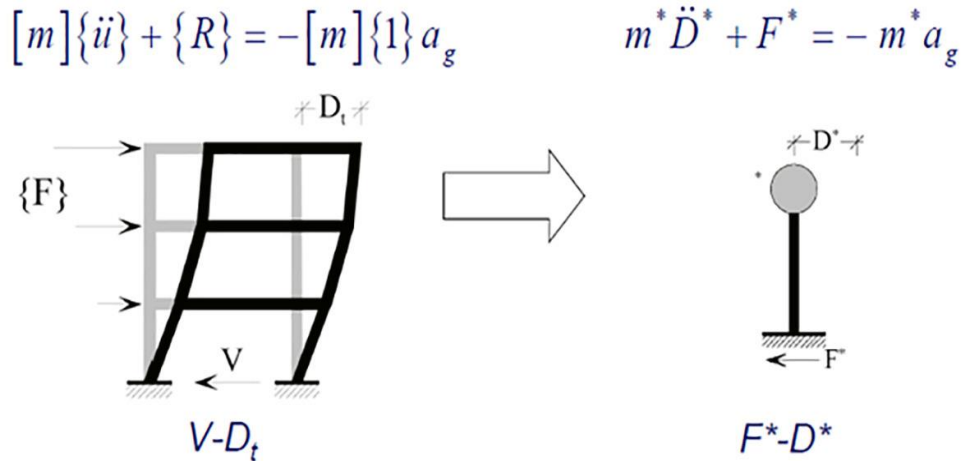
در شکل ۹ منحنی‌های نیاز و تقاضا برای قابهای مورد مطالعه در طراحی با فولاد ساختمانی و فولاد نرم ترسیم گردیده اند. در این تحلیل منحنی‌های ظرفیت به صورت الاستوپلاستیک در نظر گرفته شده‌اند. به گونه‌ای که شتاب طیفی در نقطه تسلیم با شتاب طیفی در نقطه عملکرد سازه یکسان در نظر گرفته شده است. با توجه به توضیحات ارائه شده، منحنی ظرفیت قاب با تعداد طبقات مختلف به

در نتیجه شکل جابجایی و بار مفروض، همانند دیگر روشهای پوش‌آور مستقل از یکدیگر نمی‌باشند. رابطه بالا بیانگر این امر است که نیروی جانبی در طبقه  $i$  ام با مولفه  $\phi_i$  متناسب با وزن طبقه می‌باشد.

$$P_i = P.m_i.\phi_i \quad (44)$$

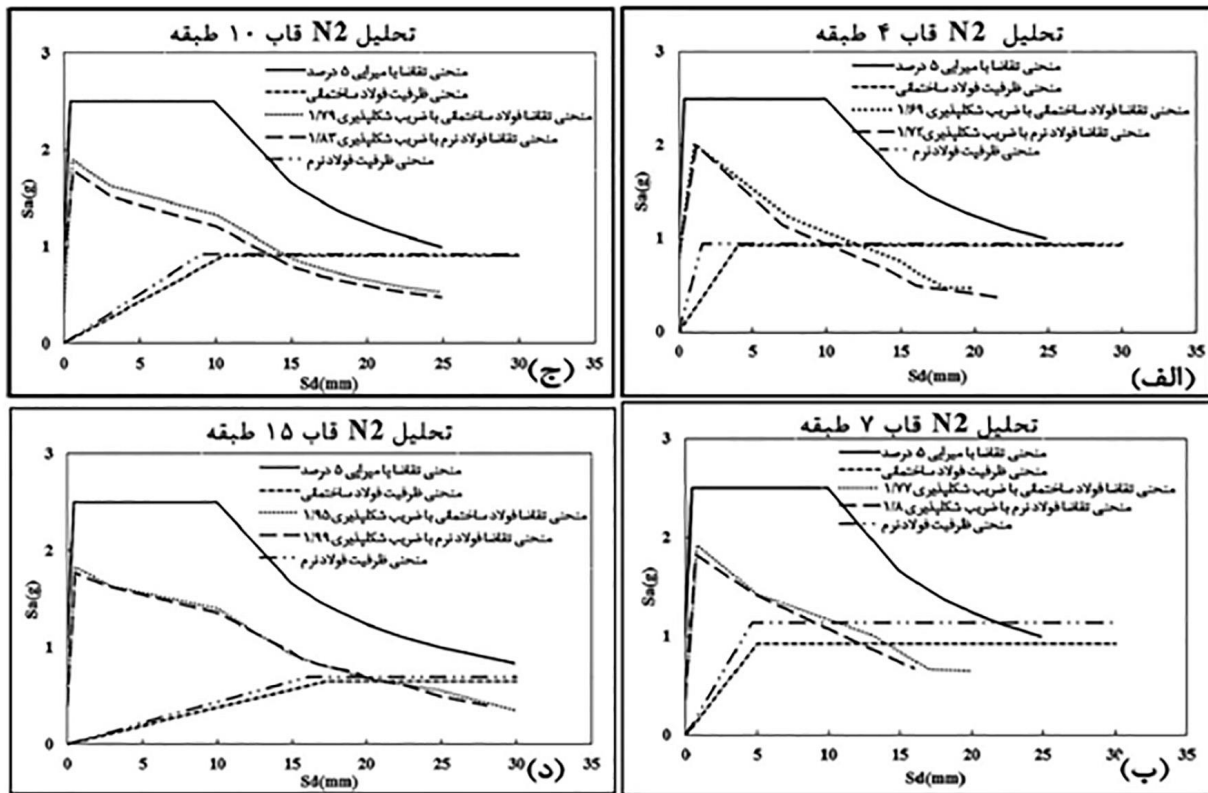
در روش  $N2$ ، تقاضای لرزه‌ای با کمک طیف پاسخ تعیین شده و رفتار غیر الاستیک به وضوح در محاسبات در نظر گرفته می‌شود. در نتیجه سازه باید به صورت یک سیستم یک درجه آزاد معادل ( $SDOF^1$ ) مدل شود. روش‌های متعددی برای تعیین مشخصات سیستم یک درجه آزاد معادل وجود دارد که می‌توان از آنها استفاده

1 Single Degree of Freedom



شکل ۸. نحوه تبدیل سیستم چند درجه آزاد به سیستم یک درجه آزاد معادل [۲۳]

Fig. 8. Conversion procedure of multi degree of freedom system to one degree of freedom system [23]



شکل ۹. منحنی‌های نیاز و ظرفیت در تحلیل N۲ بر روی قابهای معادل یک طبقه

Fig. 9. Capacity-Demand diagrams in N2 analysis on equivalent 1-story frames

جدول ۲. مقایسه تغییرمکانهای تسلیم و هدف نمونه های مورد مطالعه

Table 2. Comparison of yield and performance design displacements for studied specimens

ردیف	مشخصات	تئوری	۴ طبقه	۷ طبقه	۱۰ طبقه	۱۵ طبقه
۷	$Sd_{y(LGS)}$	-	۱/۶	۴/۰۶	۸,۹	۱۶
۸	$Sd_{y(SS)}$	-	۴	۴/۹	۱۰/۵۵	۱۷/۳
۹	$Sd_{y(LGS)}/Sd_{y(SS)}$	۰/۳۶	۰/۴	۰/۸۲	۰/۸۴	۰/۹۲
۱۰	$Sd_{P(LGS)}$	-	۱۰/۴	۱۰/۲۵	۱۳/۹	۱۹/۸۵
۱۱	$Sd_{P(SS)}$	-	۱۲/۵	۱۳/۹۵	۱۵/۲۸	۲۱/۹
۱۲	$Sd_{P(LGS)}/Sd_{P(SS)}$	۱	۰/۸۳	۰/۷۳	۰/۸۹	۰/۹

با افزایش ارتفاع و نقش بیشتر تغییرشکل های خمشی در رفتار کلی سازه، اختلاف نتایج تئوری و تحلیل ها بیشتر می گردد.

#### ۴- نتیجه گیری

این تحقیق بصورت جامع و در دو بخش ارائه گردیده است. در بخش اول، تئوری طراحی سازه ها با سیستم مهاربندی ضربدری ویژه برای فولادهای با گریدهای مختلف توسعه داده شده و با استفاده از روابط کلاسیک، فرمول های کاربردی برای محاسبه پارامترهای اصلی ظرفیت و نیاز سازه های مهاربندی طراحی شده با فولادهای با گریدهای مختلف ارائه گردیده است. در بخش دوم این تحقیق نیز رفتار مقایسه ای قابها با استفاده از تحلیل های استاتیکی غیرخطی پیشرفته و دینامیکی افزایشی و اثر ارتفاع سازه بر رفتار مهاربندها مورد بحث و بررسی قرار گرفته است.

تئوری اولیه طراحی سازه ها با سیستم مهاربندی ضربدری ویژه برای فولادهای با گریدهای مختلف، توسعه داده شده و سعی گردیده است با استفاده از روابط کلاسیک، پارامترهای اصلی ظرفیتی و نیاز سیستم محاسبه گردند. در ابتدای تئوری با فرض ظرفیت باربری یکسان برای قاب با مهاربند فولاد ساختمانی و فولاد نرم مشاهده شد که سطح مقطع مهاربند فولاد نرم ۲/۸ برابر مهاربند فولاد ساختمانی گردید که این افزایش مقطع باعث شد تا سختی فولاد نرم ۰/۳۶ و زمان تناوب اولیه آن ۰/۶ قاب با فولاد ساختمانی باشد. همچنین با توجه به سختی بالای قاب با فولاد نرم، تغییرمکان جانبی این قاب برابر تغییرمکان جانبی قاب با فولاد ساختمانی می باشد. این

صورت منحنی های شتاب طیفی- جابجایی طیفی محاسبه و ترسیم گردیده اند. همچنین به منظور محاسبه تغییرمکان در نقطه عملکرد، منحنی های تقاضای کاهش یافته رسم گردیده و از تقاطع این منحنی با منحنی ظرفیت سازه، نقطه عملکرد سازه محاسبه گردیده است.

با توجه به منحنی های نیاز و ظرفیت در شکل ۹ می توان ملاحظه نمود که در تمامی نمونه ها، سختی اولیه طراحی شده با فولاد نرم تر بالاتر از سختی اولیه طراحی شده با فولاد ساختمانی می باشد. همچنین با وجود اینکه سعی گردیده است هر دو سیستم برای نیروی برشی یکسانی طراحی گردند، با این وجود بدلیل پدیده کماتش در مهاربندها (که در تئوری ارائه شده صرف نظر گردیده بودند) و استفاده از مقاطع بزرگتر برای مهاربند طراحی شده با فولاد نرم تر، ظرفیت این سیستم بالاتر از سیستم طراحی شده با فولاد ساختمانی می باشد. ضمناً می توان ملاحظه نمود که تغییرمکان تسلیم نمونه های فولاد نرم تر، کمتر از فولاد ساختمانی می باشد که به معنی جذب انرژی زودتر سیستم با فولاد نرم تر می باشد. همچنین تغییرمکان هدف سیستم های فولاد نرم تر کمتر می باشد. مقایسه عددی هر یک از پارامترها و تفسیر آنها در انطباق با تئوری ارائه شده در بخش های بعدی انجام گردیده اند.

همچنین با مقایسه تغییرمکانهای تسلیم و هدف نمونه های مورد مطالعه در جدول ۲، ملاحظه می گردد که نسبت تغییرمکان تسلیم و هدف نمونه های با فولاد نرم به فولاد ساختمانی با مقادیر بدست آمده در تئوری برای ساختمانهای کوتاهتر انطباق نزدیکی دارند. در حالیکه

- Congress on Civil Engineering, Architecture and URBAN Development, Tehran\_Iran (2015).
- [7] M. Moradi, Improvement of Capacity and Demand Spectrum in X-Bracing System Using Lower Grade Steel, Sadra Institute of Higher Education (2015).
- [8] S. Sabouri-Ghomi, P. Ebadi, Test description of steel X-bracing system using low-grade steel and internal oblique transverse stiffeners, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 22(3) (2013) 235-250.
- [9] E. Saeki, M. Sugisawa, T. Yamaguchi, A. Wada, Mechanical Properties of Low Yield Point Steels, *Journal of Materials in Civil Engineering*, 10(3) (1998) 143-152.
- [10] T. Yamaguchi, Y. Nakata, T. Suzuki, T. Ikebe, A. Minami, Seismic control devices using low-yield-point steel, (1998).
- [11] P. Ebadi, S. Sabouri-Ghomi, Effects of steel grade on Seismic performance of X-Braced frames, in: 14th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid-Republic of Macedonia (2010).
- [12] P. Ebadi, S. Sabouri-Ghomi, Concept improvement of behavior of X-bracing systems by using easy-going steel, in: 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China (2008).
- [13] M. Nakashima, S. Iwai, M. Iwata, T. Takeuchi, S. Konomi, T. Akazawa, K. Saburi, Energy dissipation behaviour of shear panels made of low yield steel, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(12) (1994) 1299-1313.
- [14] S. Sabouri-Ghomi, P. Ebadi, The seismic benefits of using Easy-Going Steel in X-braced frames, in: 8th International High Rise Conference, Abu Dhabi-UAE (2007).
- [15] M. Nakashima, T. Akazawa, B. Tsuji, Strain-Hardening Behavior of Shear Panels Made of Low-Yield Steel. II: Model, *Journal of Structural Engineering*, 121(12) (1995) 1750-1757.
- [16] S. Sabouri-Ghomi, M. Gholhakia, Ductility of thin steel plate shear wall, *Asian Journal of Civil Engineering*, 9(2) (2008) 153-166.
- [17] K.A.S. Susantha, T. Aoki, T. Kumano, K. Yamamoto, Applicability of low-yield-strength steel for ductility improvement of steel bridge piers, *Engineering Structures*, ویژگی‌ها، سبب شد تا منحنی ظرفیت و هیستریزیس سازه در قاب با فولاد نرم بهبود یافته و سطح زیر نمودار بیشتری داشته باشد. همچنین رابطه بین میرایی و شکل‌پذیری در سازه محاسبه گردید و مشاهده گردید که در طراحی سازه‌های با گریدهای مختلف فولاد، پارامترهای لرزه‌ای سیستم تغییر قابل توجهی می‌نمایند. نتایج بدست آمده از تئوری بیانگر آن است که سازه با سیستم باربر جانبی با فولاد با گرید پایین‌تر در طراحی لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی پایداری و شکل‌پذیری بیشتری دارد. تحلیل‌های انجام شده به روش N2 در تحلیل استاتیکی خطی بیانگر آن است که نتایج تحلیل‌ها برای ساختمانهای کوتاه انطباق بیشتری با تئوری ارائه شده دارند که به دلیل فرض رفتار برشی در بدست آوردن فرمولهای تئوری می‌باشد.
- ۶- تشکر و قدردانی**
- از واحد شهر قدس دانشگاه آزاد اسلامی بعنوان حامی مالی این تحقیق تشکر و قدردانی می‌گردد.
- ۷- مراجع**
- [1] S. Sabouri-Ghomi, Resistant Systems Against Side Loads, Plan Use of Soft Steel, Motivation Publishing, (2011).
- [2] P. Ebadi, S. Sabouri-Ghomi, Conceptual study of X-braced frames with different steel grades using cyclic half-scale tests, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 11(3) (2012) 313-329.
- [3] P. Ebadi, S. Sabouri-Ghomi, Effects of steel grade on seismic benefits of X-braced frames, in: 4th European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid - Macedonia, (2010).
- [4] P. Ebadi, M. Goli, Nonlinear dynamic behavior of X-bracing systems with lower grade steel under near and far field earthquakes, in: 2nd International and 7th National Conference of Steel & Structure, Tehran-Iran (2017).
- [5] P. Ebadi, M. goli, Effects of steel grade in seismic behavior of special X-braced system, in: 4th International Conference on Civil Engineering, Architecture & Urban Development, Tehran-Iran (2016).
- [6] P. Ebadi, M. Moradi, Advanced methods of nonlinear static methods pushover with adaptive pushover analysis of steel frames with cross bracing, in: 3th International

- [20] A. Chopra, R. Goel, Capacity - demand - diagram methods for estimating seismic deformation of inelastic structures, SDF system (1991). 27(7) (2005) 1064-1073.
- [21] AISC341, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings (2010). [18] S.-J. Chen, C.-C. Chang, Experimental study of low yield point steel gusset plate connections, Thin-Walled Structures, 57 (2012) 62-69.
- [22] AISC360, Seismic Specification for Structural Steel Buildings (2010). [19] C. Comartin, R. W. Niewiarowski, S. A. Freeman, F. Turner, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: A Practical Overview of the ATC 40 Document (2000).
- [23] P. Fajfar, A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design, Earthquake Spectra, 16(3) (2000) 573-592.

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

Parviz Ebadi, Mehrdad Moradi, Application of Lower Grade Steel on Dynamic Behavior of X-Braces in Shear Part 1: Classical Theory of Braces in Shear. Amirkabir J. Civil Eng., 53(3) (2021) 1241\_1256

DOI: [10.22060/ceej.2018.13811.5480](https://doi.org/10.22060/ceej.2018.13811.5480)

