

## ویژه نامه نشریه مهندسی سازه و ساخت (علمی - پژوهشی)

www.jsce.ir

# مقایسه‌ی عملکرد قاب‌های خمشی بتنی طراحی شده بر اساس روش تغییر مکان و روش نیرو در برابر زلزله

حسن استادحسین<sup>۱\*</sup>، سیدمحمدحسین کامل<sup>۲</sup>، مجتبی حنطه<sup>۳</sup>

۱- استادیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه کاشان، کاشان، ایران

۳- دانشجوی دکتری مهندسی سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

### چکیده

امروزه روش‌های طراحی بر اساس عملکرد بخاطر کاهش خسارات سازه‌ای علاوه بر کاهش تلفات جانی بسیار مورد توجه هستند که با دو رویکرد مستقیم و غیرمستقیم انجام می‌شوند. یکی از روش‌های طراحی بر اساس عملکرد با رویکرد مستقیم، طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان است که در آن سازه با فرض مکانیسم و عملکرد مطلوب تحلیل و طراحی می‌شود. در این پژوهش ابتدا مبانی روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان بیان شده و سپس قاب‌های خمشی بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه با روش طراحی بر اساس نیرو و این روش، طراحی شده‌اند که مقایسه‌ی آن‌ها نشان می‌دهد ستون قاب‌های روش تغییر مکان ابعاد بزرگتر یا مساوی و آرماتور خمشی بیشتری نسبت به ستون قاب‌های روش نیرو دارند. علاوه بر این میزان آرماتور وسط دهانه‌ی تیرهای قاب‌های روش تغییر مکان نسبت به دو انتهای آن (محل‌های احتمالی تشکیل مفاصل پلاستیک) بیشتر است. سپس ارزیابی عملکرد قاب‌های طراحی شده بر اساس هر دو روش با استفاده از تحلیل بارافزون نشان داد که قاب‌های طراحی شده بر اساس روش تغییر مکان نه تنها همخوانی بیشتری با مکانیسم پلاستیک فرض شده در فرآیند طراحی دارند، که شامل مفاصل پلاستیک در دو انتهای تیرها و پای ستون‌های تراز پایه است، بلکه با تحمل برش بیشتر به ویژه در طبقات پایینی و تغییر مکان نسبی زیادتر باعث به تأخیر افتادن وقوع مکانیسم و تشکیل تعداد بیشتری مفصل پلاستیک در طبقات بالایی نسبت به قاب‌های روش نیرو، قابلیت تحمل تغییر مکان‌های بزرگتری را دارند.

کلمات کلیدی: مقایسه‌ی عملکرد، طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، طراحی بر اساس نیرو، قاب خمشی بتنی، تحلیل بارافزون.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/jsce.2017.93264.1274	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.93264.1274	۱۳۹۷/۰۸/۳۰	۱۳۹۶/۰۷/۲۷	۱۳۹۶/۰۷/۲۷	۱۳۹۶/۰۷/۱۸	۱۳۹۶/۰۵/۰۱
*نویسنده مسئول:			حسن استادحسین			
پست الکترونیکی:			hostad@kashanu.ac.ir			

## Performance Comparison of Concrete Moment Frames Designed by Direct Displacement Based and Force Based Methods

Hassan Ostad Hossein<sup>1\*</sup>, Seyed Mohammad Hossein Kamel<sup>2</sup>, Mojtaba Henteh<sup>3</sup>

1- Assistant professor, Department of civil engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

2- MSc Structural Engineering, Department of civil engineering, University of Kashan, Kashan, Iran

3- Ph.D candidate in Structural Engineering, Department of civil engineering, University of Semnan, Semnan, Iran

### ABSTRACT

*Performance-Based Design Methods idea is based on decreasing the structural damages in earthquake, according to client requirements, it seems be an economical design method. There are two different Performance based design approaches, the former is direct approach and the latter is indirect approach. In direct approach the level of performance is assumed at the beginning of design procedure and design has been performed to achieve the assumed performance. Direct displacement-based design method (DDBD) is known as direct approach. In DDBD procedure performance of the structure is predefined by assuming the total structural drift against specified earthquake level. In DDBD method, structural base shear is calculated according to occurrence of mechanism in earthquake. Therefore DDBD seems to be more realistic in comparison to force based design (FBD) because of considering the structural nonlinearities directly in calculations. In this paper, the principles of DDBD are explained, then concrete special moment frames of 4, 8, 12, 16 stories were designed by both of DDBD and FBD methods. It is concluded that columns dimensions and reinforcement in DDBD will be obtained equal or greater than FBD. In addition, longitudinal reinforcements at the middle span of beams in the frames of DDBD are more than the two ends which are the possible locations of plastic hinges. Frames evaluation by push-over analysis shows that DDBD frames responses are more compatible with plastic mechanism which is supposed in design procedure. Also it is concluded that the maximum drift of DDBD frames before collapse are usually greater than FBD ones and in DDBD frames plastic hinge formation in upper stories is more than FBD frames.*

### ARTICLE INFO

Received: 23/07/2017

Revised: 10/10/2017

Accepted: 19/10/2017

### Keywords:

*Performance Comparison  
Direct Displacement-Based Design  
Force-Based Design  
Concrete Moment Frame  
Push-Over Analysis*

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/jsce.2017.93264.1274

\*Corresponding author: Hassan Ostad Hossein.

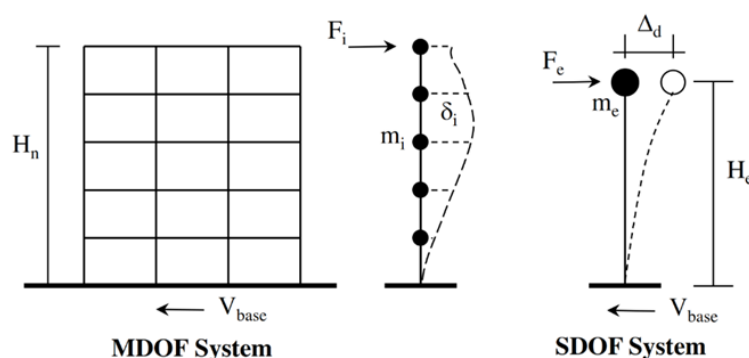
Email address: hostad@kashanu.ac.ir

## ۱- مقدمه

پس از وقوع زلزله‌های مهمی مثل کانتو، لانگ بیچ، ناپیر در اوایل قرن بیستم میلادی، تکان‌های لرزه‌ای به صورت نیروهای جانبی متناسب با جرم سازه (درصدی از جرم سازه) که به وسیله‌ی عکس‌العمل‌های الاستیک سازه تحمل می‌شدند، در نظر گرفته شد [۱]. در دهه‌ی ۶۰ قرن بیستم میلادی این واقعیت تأیید شد که انهدام سازه‌ها در طی تکان‌های شدید با احتمال وقوع کم رخ می‌دهد و پیشنهاد توسعه‌ی یک روش طراحی جامع داده شد که مقاومت سازه در مراحل مختلف شکست (سطوح عملکرد) به بارهای متناظر (سطوح خطر) مربوط شود تا هزینه‌ی کل از جمله هزینه‌ی ساخت اولیه و خسارات پیش‌بینی شده در تمام مراحل شکست به حداقل برسد. در تفسیر ۱۹۶۷ انجمن مهندسی سازه‌ی کالیفرنیا<sup>۱</sup>، معروف به کتاب آبی، چگونگی فلسفه‌ی کلی طراحی مقاوم لرزه‌ای ساختمان‌های ضروری و خطرناک با الزام به اجرای سه هدف طراحی به این شرح بیان می‌شود: (۱) جلوگیری از آسیب سازه‌ای در زمین‌لرزه‌های ضعیف که ممکن است بارها در طول عمر سازه رخ دهند؛ (۲) جلوگیری از آسیب سازه‌ای و حداقل نمودن آسیب غیرسازه‌ای در هنگام وقوع زمین‌لرزه‌های متوسط که ممکن است گاهی رخ دهند؛ (۳) جلوگیری از فروپاشی و یا آسیب‌های جدی در طول زمین‌لرزه‌های شدید که به ندرت ممکن است رخ دهند [۲].

دو مفهوم مقاومت و عملکرد تا اواسط دهه‌ی ۷۰ قرن بیستم میلادی یکسان در نظر گرفته می‌شدند اما پس از آن مشخص شد که افزایش مقاومت موجب ارتقا ایمنی و کاهش خرابی‌های سازه نمی‌شود. همچنین ثابت شد که اگر مقاومت برشی اعضا بیشتر از برش متناظر با مقاومت خمشی آن‌ها باشد و مفاصل پلاستیک در تیرها زودتر از ستون‌ها تشکیل شود، قاب‌های ساختمانی در برابر نیروهای لرزه‌ای عملکرد بهتری خواهند داشت، در واقع پیدایش واقعی طراحی بر اساس عملکرد را می‌توان مربوط به زمانی دانست که عملکرد سازه به‌عنوان تابعی از فرآیند طراحی کنترل شد [۳]. در دهه‌های ۸۰ و ۹۰ قرن بیستم میلادی نیز همچنان مفهوم مقاومت اهمیت داشت با این تفاوت که از مقاومت به‌عنوان عامل کاهش‌دهنده‌ی تغییر مکان‌ها و کرنش‌های ایجادکننده‌ی خرابی سازه یاد می‌شد. این مفهوم جدید باعث شکل‌گیری روش‌های متفاوت طراحی لرزه‌ای بر اساس ظرفیت تغییر شکل و مقاومت سازه‌ها شد (البته بیشتر تغییر شکل) که به‌طور کلی از همه‌ی آن‌ها تحت عنوان طراحی بر اساس عملکرد یاد می‌شود [۱].

اولین بار پرستلی در سال ۱۹۹۳ اساس روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان را مطرح کرد که مورد توجه بسیاری از محققین قرار گرفت. فلسفه‌ی اساسی این روش، رسیدن سازه به سطح عملکردی مشخص با محدودیت‌های کرنش و یا تغییر مکان نسبی طبقات تحت اثر شدت لرزه‌ای مشخص و از پیش تعریف شده است [۱]. اساس این روش استفاده از روش «سازه‌ی جایگزین خطی‌سازی شده‌ی معادل» است که شبیه‌ات و سوزان ارائه کردند [۴]. در این روش سازه‌ی چند درجه آزادی با یک سازه‌ی تک درجه آزادی معادل، جایگزین می‌شود تا برش پایه محاسبه گردد. این معادل‌سازی در شکل ۱ نشان داده شده است. سپس بلانندون و دوایری و همکاران هر کدام بطور جداگانه رابطه‌ای برای میرایی ویسکوز معادل پیشنهاد دادند [۵، ۶]. پتینگا و پرستلی نیز توزیع برش پایه در ارتفاع و شکل مود غیرارتجاعی پیشنهادی پرستلی را اصلاح کردند [۷].



شکل ۱: معادل‌سازی سازه‌ی چند درجه آزادی با سازه‌ی تک درجه آزادی [۸].

با توجه به تازگی مفاهیم طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان و نیز عدم آشنایی کافی بسیاری از مهندسين با این روش لازم است ابتدا مختصری از فرآیند آن در ادامه شرح داده شود. سپس نتایج طراحی قاب‌های خمشی بتنی با هر دو روش ارائه و بعد از آن عملکرد آن‌ها در برابر زلزله مقایسه و در آخر نتیجه‌گیری شده است. لازم بذکر است، در این پژوهش به جای عبارت‌های «طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان» و «طراحی بر اساس نیرو» به ترتیب از عبارت‌های اختصاری «روش تغییرمکان» و «روش نیرو» استفاده شده است.

## ۲- مبانی روش تغییرمکان

### ۲-۱- تخمین برش پایه و توزیع آن در ارتفاع

مراحل گام به گام تخمین برش پایه با استفاده از این روش به شرح ذیل می‌باشد:

- (۱) تخمین مشخصات سازه‌ای بنا مثل طول دهانه‌ها، ابعاد تیرها و ستون‌ها، ارتفاع طبقات و غیره با در نظر گرفتن ملاحظات معماری [۹].
- (۲) محاسبه مشخصات سیستم تک‌درجه آزادی معادل: به این منظور ابتدا  $\Delta_i$ ، تغییرمکان طراحی هر طبقه با استفاده از رابطه‌ی (۱) بدست می‌آید:

$$\Delta_i = \omega_{\theta} \delta_i \frac{\Delta_c}{\delta_c} \quad (1)$$

که  $\Delta_c$  تغییرمکان طبقه بحرانی است که برای قاب‌ها اکثراً در طبقه‌ی اول اتفاق می‌افتد و برابر با ارتفاع طبقه در تغییرمکان جانبی نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر برای طراحی است که برای قاب خمشی بتنی بر اساس پیشنهاد آیین‌نامه‌ی FEMA 365 برای سطوح عملکرد قابلیت استفاده‌ی بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه‌ی فروریزش به ترتیب برابر با ۱، ۲ و ۴ درصد است [۱۰].  $\delta_c$  مقدار شکل اولین مود غیرارتجاعی در طبقه‌ی بحرانی و  $\delta_i$  شکل اولین مود غیرارتجاعی است که می‌توان آنها را با تحلیل سازه و یا مستقیماً با استفاده از رابطه‌ی (۲) بدست آورد:

$$\delta_i = \begin{cases} \frac{H_i}{H_n} & n \leq 4 \\ \frac{4}{3} \cdot \left(\frac{H_i}{H_n}\right) \cdot \left(1 - \frac{H_i}{4H_n}\right) & n > 4 \end{cases} \quad (2)$$

که  $n$  تعداد طبقات،  $H_i$  ارتفاع طبقه‌ی  $i$ ام و  $H_n$  ارتفاع طبقه‌ی  $n$ ام است. در قاب‌های ساختمانی تغییرمکان جانبی نسبی بحرانی در طبقه‌ی اول رخ می‌دهد.  $\omega_{\theta}$  نیز برای در نظر گرفتن اثر مودهای بالاتر است که با استفاده از رابطه‌ی (۳) بدست می‌آید:

$$\omega_{\theta} = 1.15 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (3)$$

با داشتن پروفیل تغییرمکان طراحی طبقات می‌توان مشخصات سازه‌ی تک‌درجه آزادی را بدست آورد:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (4)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (5)$$

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} = \frac{[\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)]^2}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)} \quad (6)$$

که در این روابط  $m_i$  جرم لرزه‌ای طبقه‌ی  $i$ ام،  $\Delta_d$  تغییرمکان معادل سازه‌ی تک‌درجه آزادی یا تغییرمکان طراحی،  $H_e$  ارتفاع معادل سازه‌ی تک‌درجه آزادی یا ارتفاع مؤثر و  $m_e$  جرم مؤثر می‌باشند [۱۱].

۳) تعیین شکل‌پذیری سازه‌ی تک‌درجه آزادی معادل: بر اساس توضیحاتی که در مرجع [۱۱] آمده است انحنای تسلیم اعضای سازه‌ی مثل تیر یا ستون بتنی مستقل از مقاومت و سختی، متناسب با مقاومت خمشی مقطع است. بر این اساس رابطه‌ی (۷) برای تغییرمکان نسبی تسلیم قاب خمشی بتنی ارائه شده است:

$$\theta_y = 0.5 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (7)$$

که  $L_b$  دهانه‌ی تیر و  $h_b$  عمق تیر بتنی است.  $\Delta_y$  یا تغییرمکان تسلیم از رابطه‌ی (۸) بدست می‌آید که به‌طور منطقی همان تغییرمکان متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک در اثر افزایش بار جانبی در تحلیل بار افزون است.

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (8)$$

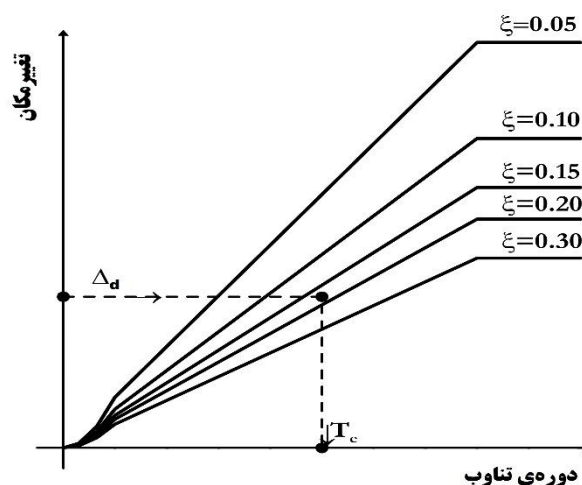
با داشتن تغییرمکان تسلیم می‌توان شکل‌پذیری سازه را مطابق رابطه‌ی (۹) بدست آورد [۱۱]:

$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (9)$$

۴) تعیین میرایی ویسکوز معادل: در روش تغییرمکان، تعیین درست این پارامتر معمولاً کار دشواری است؛ چرا که ارزیابی نادرست آن منجر به تقاضای شکل‌پذیری غیرواقعی اجزای سازه خواهد شد. چنانچه نسبت میرایی الاستیک فقط ۵٪ باشد از رابطه‌ی ساده شده‌ی (۱۰) می‌توان برای تعیین میرایی ویسکوز معادل قاب بتنی استفاده نمود [۱۱].

$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.565 \left( \frac{\mu - 1}{\pi \mu} \right) \quad (10)$$

۵) تعیین دوره تناوب معادل: با داشتن میرایی و تغییرمکان طراحی معادل، می‌توان  $T_e$  یا دوره تناوب مؤثر سازه‌ی تک‌درجه آزادی را از روی طیف تغییرمکان طراحی مطابق شکل ۲ بدست آورد.



شکل ۲: طیف تغییرمکان طراحی [۱].

در صورتی که طیف تغییرمکان متناظر با میرایی ۵٪ در اختیار باشد، طیف تغییر مکان متناظر با دیگر نسبت‌های میرایی  $(\Delta_{T,\xi})$ ، با استفاده از ضریب اصلاحی  $(R_\xi)$  از رابطه‌ی (۱۱) محاسبه می‌شود که در این رابطه، برای شرایط معمولی توان  $\alpha=0.5$  و برای نواحی نزدیک گسل  $\alpha=0.25$  استفاده می‌شود [۱۱].

$$\Delta_{T,\xi} = R_{\xi} \cdot \Delta_{T,5} = \left( \frac{0.07}{0.02 + \xi_{eq}} \right)^{\alpha} \cdot \Delta_{T,5} \quad (11)$$

۶) تعیین سختی مؤثر: با معکوس کردن رابطه‌ی دوره تناوب، سختی مؤثر سازه‌ی تک درجه آزادی بدست می‌آید:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{K_e}} \xrightarrow{\text{معکوس}} K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (12)$$

۷) تعیین برش پایه و توزیع آن در طبقات: با داشتن تغییرمکان و سختی سازه‌ی تک درجه آزادی، مطابق رابطه‌ی (۱۳) برش پایه‌ی سازه‌ی تک درجه آزادی که برابر با برش پایه‌ی سازه‌ی چند درجه آزادی است، بدست می‌آید:

$$V_{base} = K_e \cdot \Delta_d \quad (13)$$

برش پایه‌ی بدست آمده به نسبت جرم و تغییرمکان طبقات، توزیع و در مرکز جرم طبقات وارد می‌شود.

$$F_n = (1-k) V_{Base} + \frac{k V_{Base} (m_n \Delta_n)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (14)$$

$$F_i = \frac{k V_{Base} (m_i \Delta_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)}$$

$F_i$  و  $F_n$  به ترتیب نیروی جانبی لرزه‌ای تراز بام و  $\Delta_n$  هستند. در ساختمان‌هایی با سیستم قاب خمشی، به ویژه ۱۰ طبقه به بالا، ۱۰٪ از برش پایه به تراز بام وارد می‌شود تا تغییرمکان نسبی ناشی از مودهای بالاتر کاهش یابد. بنابراین  $k=0.9$  برای ساختمان‌هایی با سیستم باربر قاب خمشی و  $k=1$  برای دیگر ساختمان‌ها استفاده می‌شود [۱۱].

۸) اعمال اثرات  $P-\Delta$  وابسته به مقدار شاخص پایداری به کمک پارامتر  $\theta_{\Delta}$  از رابطه‌ی (۱۵) حاصل می‌شود:

$$\theta_{\Delta} = \frac{P \cdot \Delta_{max}}{M_D} \quad (15)$$

که  $P$  نیروی ناشی از بار ثقلی و  $\Delta_{max}$  برابر با  $\Delta_d$  است.  $M_D$  لنگر طراحی در تراز پایه و یا لنگر واژگونی است که از رابطه‌ی (۱۶) بدست می‌آید.

$$M_D = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (16)$$

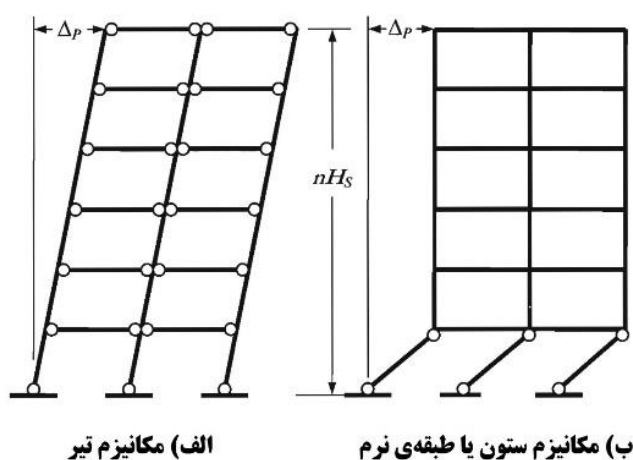
اگر شاخص پایداری  $\theta_{\Delta} \leq 0.1$  باشد می‌توان از اثرات  $P-\Delta$  صرف نظر کرد و با رابطه‌ی (۱۳) برش پایه را بدست آورد، در غیر این صورت برش پایه مطابق رابطه‌ی (۱۷) اصلاح می‌گردد. برای قاب‌های بتنی ضریب  $C=0.5$  است [۱۱].

$$V_{Base} = K_e \cdot \Delta_d + C \frac{P \cdot \Delta_d}{H_e} \quad (17)$$

## ۲-۲- مکانیزم مطلوب قاب‌ها

مکانیزم تغییرشکل غیرالاستیک مناسب برای قاب‌ها شامل مفاصل پلاستیک خمشی در انتهای تیرها (بجز، احتمالاً در تراز بام)، مفاصل پلاستیک ستون‌های تراز پایه و مفاصل ستون‌های تراز بام (البته در صورتی که در تیرهای تراز بام مفصلی تشکیل نگردد) است.

شکل ۳-الف مکانیزمی را نشان می‌دهد که تشکیل مفصل در تیرها بجای ستون‌های تراز بام بیشترین تعداد نواحی مستهلک کننده انرژی لرزه‌ای را فراهم می‌آورد و باعث می‌شود دوران مفصل پلاستیک تقریباً برابر با تغییرمکان جانبی نسبی غیرالاستیک طبقات شود [۱۱]. با استفاده از قواعد طراحی ظرفیت<sup>۲</sup>، می‌توان مطمئن شد که فقط و فقط این مکانیزم شکل بگیرد. مقاومت خمشی ستون‌ها بایستی به قدر کافی باشند تا مفصل پلاستیک در ستون‌ها شکل نگیرد (به غیر از تراز پایه و بام)، در غیر این صورت مکانیزم ستون<sup>۳</sup> که تقاضای دوران زیادی در مفصل پلاستیک تشکیل شده در ستون‌ها را دارد، به وجود خواهد آمد (مطابق شکل ۳-ب). هر دو مکانیزم نشان داده شده در شکل ۳ تغییرمکان جانبی نسبی پلاستیک برابر با  $\Delta_p$  در تراز بام دارند، اما دوران مفصل پلاستیک در مکانیزم ستون تقریباً  $n$  برابر مکانیزم تیر<sup>۴</sup> است ( $n$  تعداد طبقات). همچنین شکست تنها یک ستون می‌تواند منجر به خرابی کل ساختمان شود در صورتیکه شکست یک تیر احتمالاً نمی‌تواند بحرانی باشد. مکانیزم ستون یا طبقه‌ی نرم<sup>۵</sup> رایج‌ترین شکل خرابی ساختمان‌ها در زمین‌لرزه‌ها است. همچنین، به دلیل ترد بودن شکست برشی، مقاومت برشی تیرها و ستون‌ها باید به اندازه‌ی کافی باشند تا دچار این نوع شکست نگردند [۱۱]. در ادامه مراحل طراحی با استفاده از این روش شرح داده می‌شود.



شکل ۳: مکانیزم‌های مربوط به پاسخ غیرارتجاعی سیستم [۱۱].

## ۳-۲- تحلیل سازه بر اساس تعادل

با توجه به شکل ۴ و در نظر گرفتن تعادل در تراز پایه، با وارد شدن نیروهای جانبی لرزه‌ای، لنگر و نیروی محوری در ستون‌های تراز پایه به وجود می‌آید. بنابراین لنگر واژگونی کل ناشی از نیروهای جانبی لرزه‌ای در تراز پایه برابر است با:

$$OTM = \sum_{i=1}^n F_i H_i \quad (18)$$

بنابراین OTM، لنگر واژگونی ناشی از نیروهای خارجی باید با نیروهای داخلی در تعادل باشد:

$$OTM = \sum_{j=1}^m M_{Cj} + T \cdot L_{base} \quad (19)$$

<sup>2</sup> Capacity Design

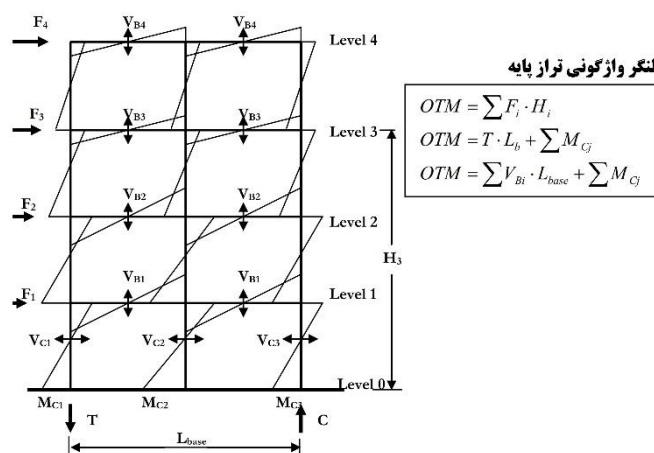
<sup>3</sup> Column-Sway Mechanism

<sup>4</sup> Beam-Sway Mechanism

<sup>5</sup> Soft Story Mechanism

که تعداد ستون‌ها،  $M_{Cj}$  لنگر زامین ستون تراز پایه،  $T$  و  $C$  به ترتیب نیروی محوری کششی و فشاری لرزه‌ای در ستون‌های بیرونی ( $T=C$ ) و  $L_{base}$  فاصله‌ی بین دو نیروی محوری کششی و فشاری  $T$  و  $C$  است. از طرف دیگر نیروی کششی  $T$  (و نیروی فشاری  $C$ ) برابر با مجموع نیروی برشی تیرها یعنی مجموع  $V_{Bi}$  است:

$$T = \sum_{i=1}^n V_{Bi} \quad (20)$$



شکل ۴: تحلیل قاب منظم بر اساس تعادل [۱۱].

با ترکیب روابط (۱۸) تا (۲۰) می‌توان مجموع نیروی برشی تیرها را بدست آورد و با توجه به سهم برشی طبقه آن را توزیع کرد:

$$\sum_{i=1}^n V_{Bi} = T = \frac{(\sum_{i=1}^n F_i H_i - \sum_{j=1}^m M_{Cj})}{L_{base}} \quad (21)$$

$$V_{Bi} = T \cdot \frac{V_{S,i}}{\sum_{i=1}^n V_{S,i}} \quad (22)$$

$$V_{S,i} = \sum_{k=i}^n F_k \quad (23)$$

که  $V_{S,i}$  نیروی برشی طبقه‌ی  $i$ ام است. در نهایت لنگر طراحی هر تیر ناشی از بارهای جانبی برابر است با:

$$M_{Bi,l} + M_{Bi,r} = V_{Bi} \cdot L_{Bi} \quad (24)$$

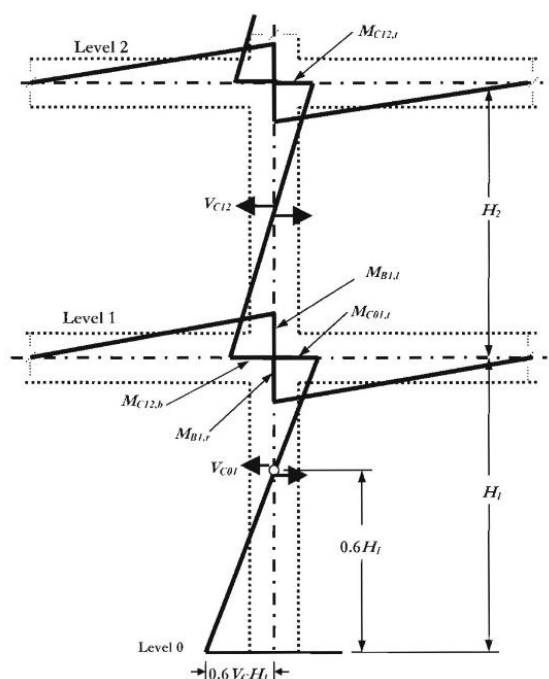
که  $L_{Bi}$  دهانه‌ی تیر (مرکز تا مرکز ستون‌ها)،  $M_{Bi,l}$  لنگر خمشی در انتهای سمت چپ تیر و  $M_{Bi,r}$  لنگر خمشی در انتهای سمت راست تیر است. معمولاً این دو لنگر با هم مساوی نیستند و حتی اگر تقویت خمشی تیر در بالا و پایین مشابه باشد به دلیل اثر تقویت دال، ظرفیت لنگر منفی تیر افزایش می‌یابد. مقدار این دو لنگر با رابطه‌ی (۲۵) که وابسته به  $h_c$  عرض ستون است کاهش داده می‌شوند تا لنگرهای طراحی در وجه ستون،  $M_{Bi,des}$  بدست آید:



$$M_{Bi,des} = M_{Bi} - \frac{V_{Bi}h_c}{2} \quad (25)$$

با تقسیم کل نیروی برشی طبقه با توجه به رابطه‌ی (۲۳) به نسبت دو سهم برای هر ستون داخلی و یک سهم برای هر ستون خارجی و معلوم بودن لنگر تیرها، می‌توان لنگر ستون‌ها را بدست آورد. در شکل ۵ نحوه‌ی تعیین لنگرهای یک ستون داخلی با استفاده از تعادل حد فاصل ترازهای ۰ (تراز زمین) تا ۲ نشان داده شده است. در محل اتصال تیر به ستون در تراز ۱، با انتخاب  $0.6H_1$  به عنوان محل نقطه‌ی عطف ستون‌ها بین دو تراز ۰ و ۱، مقدار لنگر بالای ستون در مرکز اتصال  $(M_{C01,t})$  برابر است با:

$$M_{C01,t} = 0.4V_{C01} \cdot H_1 \quad (26)$$



شکل ۵: تعیین لنگرهای یک ستون داخلی با استفاده از تعادل [۱۱].

با نوشتن تعادل لنگر در مرکز اتصال تیر و ستون مابین تراز ۱ و ۲ می‌توان  $M_{C12,b}$  لنگر پایین ستون مابین تراز ۱ و ۲ بدست آورد.

$$M_{C12,b} = M_{B1,t} + M_{B1,r} - M_{C01,t} \quad (27)$$

با توجه به رابطه‌ی (۲۳)،  $V_{C12}$  برش ستون مابین ترازهای ۱ و ۲ معلوم است، بنابراین لنگر بالای ستون مابین ترازهای ۱ و ۲ نیز مستقیماً بدست می‌آید:

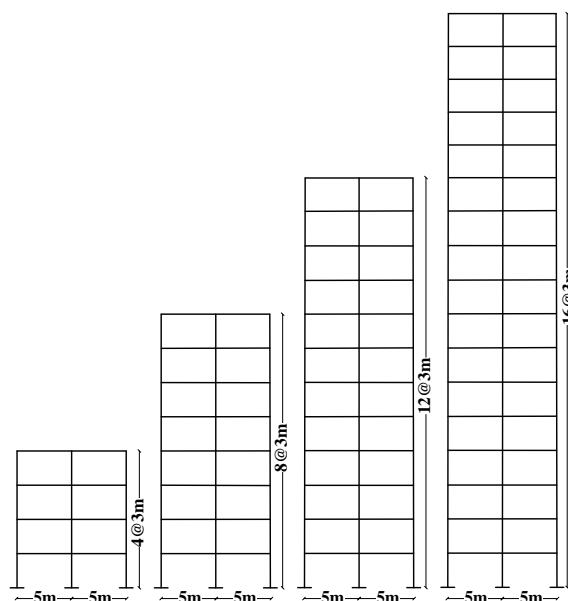
$$M_{C12,t} = V_{C12} \cdot H_2 - M_{C12,b} \quad (28)$$

روند تحلیل شرح داده شده با استفاده از تعادل در اتصالات تراز ۲ و سپس برای بقیه‌ی ترازها تا تراز بام ادامه می‌یابد [۱۱].

## ۳- مقایسه‌ی نتایج طراحی قاب‌ها

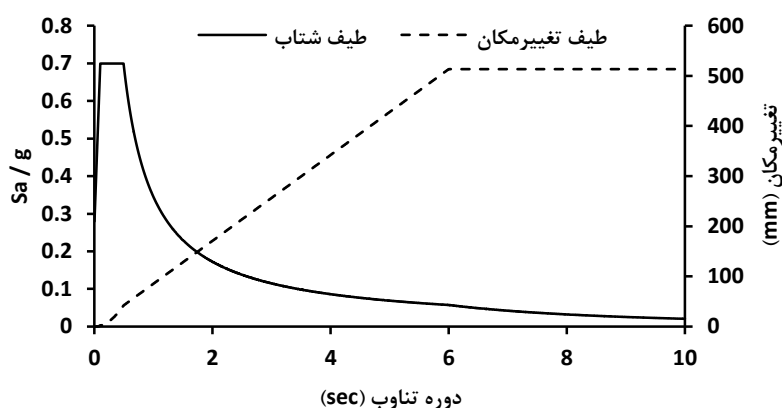
شکل ۶ قاب‌های خمشی ویژه‌ی بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه، با دو دهانه‌ی ۵ متری و ارتفاع طبقات ۳ متر را نشان می‌دهد که بر اساس آیین‌نامه‌ی ACI318-14 و مطابق پیشنهاد مرجع [۱۲] به منظور حصول سطح عملکرد ایمنی جانی، برای تغییرمکان نسبی ۲٪ در سطح زلزله مورد نظر طراحی شده‌اند. طیف شتاب طراحی برای خاک نوع D و مطابق با آیین‌نامه ASCE7-10 در نظر گرفته شده است [۱۳]. طیف مذکور در طراحی بر اساس روش نیرو استفاده شده است. همانگونه که در بخش ۲ این مقاله توضیح داده شد، برای انجام طراحی عملکردی مبتنی بر روش تغییر مکان، نیاز به در اختیار داشتن طیف تغییرمکان است. با عنایت به این که طیف تغییرمکان متناظر با طیف شتاب در نظر گرفته شده در طراحی مبتنی بر نیرو در اختیار نبود، برای حصول طیف تغییرمکان متناظر، با فرض برقراری ارتباط بین طیف تغییرمکان و طیف شتاب در تحریک سینوسی، مطابق رابطه‌ی (۲۹) طیف شتاب قابل تبدیل به طیف تغییر مکان است. توضیح اینکه رابطه‌ی (۲۹) مبتنی است بر فرض ساده‌کننده‌ای که از فقدان اطلاعات کافی از طیف تغییرمکان ناشی می‌شود. هرچند که رابطه‌ی (۲۹) مبنای محاسبه طیف تغییرمکان در برخی آیین‌نامه‌ها قرار گرفته است اما روش دقیق‌تر، استفاده از طیف تغییرمکانی است که مستقیماً استخراج شده باشد [۱۴].

$$A_{T,S} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a g \quad (29)$$



شکل ۶: نمایش شماتیک قاب‌ها.

در نهایت طیف شتاب و طیف تغییرمکان استفاده شده در طراحی‌ها در شکل ۷ نشان داده شده است.

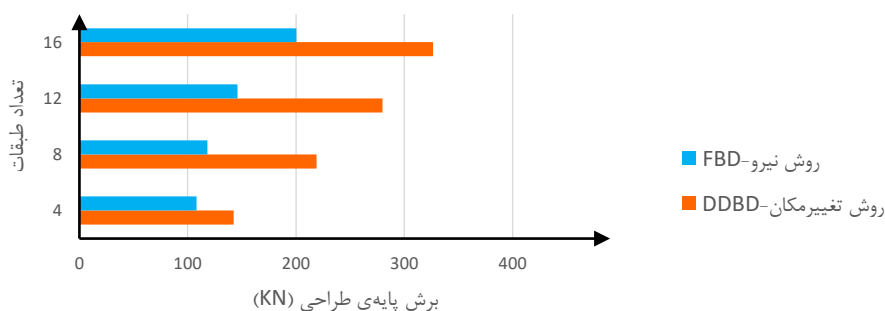


شکل ۷: طیف شتاب و تغییرمکان طراحی.

همچنین تیرهای هر طبقه تحت بار مردهی  $30 \text{ kN/m}$  و بار زندهی  $10 \text{ kN/m}$  است. مقاومت مشخصه‌ی بتن و فولاد نیز به ترتیب  $27,58 \text{ MPa}$  و  $413,69 \text{ MPa}$  است. تحلیل و طراحی قاب‌ها در روش تغییرمکان بر اساس برنامه‌نویسی به روش توضیح داده شده در بخش ۲ و در روش نیرو نیز به کمک نرم‌افزارهای متداول مهندسی انجام شده است.

### ۳-۱- برش پایه‌ی برآورد شده برای طراحی اولیه

در شکل ۸ برش پایه‌ی طراحی بدست آمده از دو روش نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برش پایه‌ی طراحی برآورد شده‌ی قاب‌ها در روش تغییرمکان همواره بیش از مقدار متناظر در روش نیرو است. همچنین با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها از ۴ به ۱۶ طبقه، اختلاف برش پایه‌ی برآورد شده‌ی دو روش روند رو به رشد داشته و از حدود ۳۲٪ به ۶۳٪ بالغ می‌گردد. بدیهی است که چنین افزایشی می‌تواند عموماً منجر به بزرگ شدن مقاطع طراحی و مقادیر مصالح مصرفی در روش تغییرمکان شود.



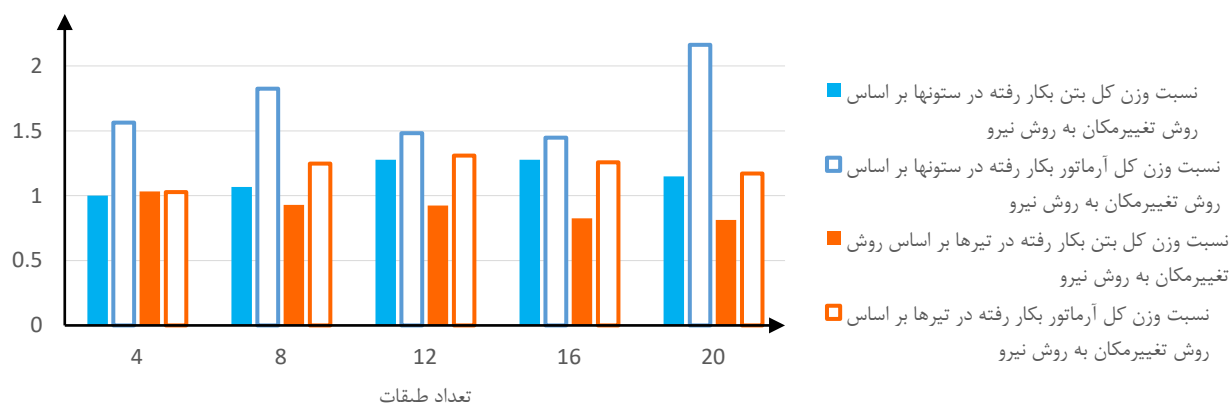
شکل ۸: مقایسه بین برش پایه‌ی طراحی دو روش نیرو و تغییرمکان.

### ۳-۲- وزن مصالح مصرفی

با توجه به شکل ۹ و مروری بر نتایج طراحی دو روش تغییرمکان و نیرو چنین برداشت می‌شود که اگرچه ابعاد تیر و ستون‌های قاب ۴ طبقه‌ی طراحی شده با روش تغییرمکان نسبت به قاب طراحی شده با روش نیرو تفاوت چندانی ندارد ولی نیازمند تعبیه‌ی آرماتور بیشتری در اعضای آن است. همچنین بیشترین مقدار نسبت آرماتور مصرفی در روش تغییرمکان به روش نیرو به ترتیب در قاب ۸ طبقه مشاهده می‌شود و از مقایسه‌ی نسبت وزن کل بتن بکار رفته در تیرها و ستون‌های هر دو روش چنین برمی‌آید که مجموع وزن بتن مصرفی در قاب‌ها

با یکدیگر تفاوت چندانی نداشته است؛ به عنوان مثال در قاب ۱۶ طبقه طراحی شده با روش تغییرمکان افزایش مقدار بتن ستون تا حد زیادی با کاهش در بتن تیر جبران شده است. برای نمونه جزئیات طراحی خمشی اعضای قاب ۸ طبقه در جدول ۱ و

جدول ۲ ذکر شده است. با توجه به جزئیات طراحی قاب‌ها می‌توان متوجه بیشتر بودن آرما تور وسط دهانه‌ی تیرها در روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو شد که به دلیل اطمینان از تشکیل مفاصل پلاستیک فقط در دو سر تیر و نه در جای دیگر، مطابق مکانیسم مطلوب است.



شکل ۹: مقایسه‌ی وزن کل مصالح بکار رفته در اعضای قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو.

جدول ۱: مقاطع و آرما تورهای خمشی تیرهای قاب ۸ طبقه.

روش تغییرمکان				روش نیرو				موقعیت آرما تور	شماره طبقه
چپ	وسط	راست	ابعاد مقطع (mm)	چپ	وسط	راست	ابعاد مقطع (mm)		
4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×350	4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×350	بالا	۸
2Φ20	5Φ20	2Φ20		2Φ20	3Φ20	2Φ20		پایین	
4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×400	4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×350	بالا	۷
2Φ20	5Φ20	2Φ20		2Φ20	3Φ20	2Φ20		پایین	
4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×400	4Φ20	2Φ20	3Φ20	350×450	بالا	۶
2Φ20	5Φ20	2Φ20		2Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	
5Φ20	2Φ20	4Φ20	350×400	4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×450	بالا	۵
3Φ20	5Φ20	2Φ20		2Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	
4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×450	4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×450	بالا	۴
3Φ20	5Φ20	3Φ20		2Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	
4Φ20	2Φ20	4Φ20	350×450	5Φ20	2Φ20	4Φ20	400×450	بالا	۳
3Φ20	5Φ20	3Φ20		3Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	
5Φ20	2Φ20	5Φ20	350×450	5Φ20	2Φ20	4Φ20	400×450	بالا	۲
3Φ20	5Φ20	3Φ20		3Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	
5Φ20	2Φ20	5Φ20	350×450	4Φ20	2Φ20	4Φ20	400×450	بالا	۱
3Φ20	5Φ20	3Φ20		2Φ20	2Φ20	2Φ20		پایین	

جدول ۲: مقاطع و آرمانتورهای خمشی ستون‌های قاب ۸ طبقه.

روش تغییرمکان		روش نیرو		شماره طبقه
ستون‌های کناری	ستون میانی	ستون‌های کناری	ستون میانی	
14Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۸
14Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	12Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۷
14Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	12Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۶
14Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	12Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۵
16Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	16Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۴
16Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	16Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۳
20Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	20Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	10Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۲
20Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	20Φ16-450×450 mm <sup>2</sup>	8Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	18Φ16-400×400 mm <sup>2</sup>	۱

#### ۴- مقایسه‌ی عملکرد قاب‌ها

همانگونه که عنوان شد، در روش نیرو حصول عملکرد مورد نظر به صورت ضمنی در روابط آیین‌نامه‌ای ملحوظ است. همچنین در روش تغییرمکان، حصول عملکرد مورد نظر به صورت صریح در روابط، در قالب محدود کردن تغییرمکان نسبی جانبی طبقه، به عنوان یک شاخص خرابی عمومی، لحاظ شده است. به عبارت دیگر هر دو روش به صورت عمومی سعی بر کاهش خسارت دارند. در این تحقیق روش تحلیل بار افزون به عنوان روشی که قابلیت دنبال کردن خرابی موضعی را داراست، برای ارزیابی عملکرد سازه‌های طراحی شده مورد استفاده قرار گرفته است تا مشخص شود که کدام روش در رسیدن به طراحی شکل‌پذیر با پذیرش خسارت در راستای مکانیزم پیش فرض، موفق‌تر بوده است.

تحلیل بارافزون همواره به عنوان یک ابزار کاربردی مناسب، نقش مؤثری در توسعه‌ی مهندسی زلزله بر اساس عملکرد داشته و به‌طور گسترده در آیین‌نامه‌ها و دستورالعمل‌های ارزیابی لرزه‌ای سازه‌ها استفاده شده است. در روش مرسوم انجام تحلیل بارافزون، با اعمال الگوی باری متناسب با مود غالب (بیشتر مود اول) به سازه انجام می‌شود و بارهای وارده تا رسیدن جابجایی نقطه‌ی کنترل (که عموماً مرکز جرم بام است) به تغییرمکان از پیش تعریف شده به صورت تدریجی افزایش داده می‌شوند. مشکل اصلی این تحلیل نادیده گرفتن اثر مودهای بالاتر و تغییر مشخصات مودال سازه به خاطر تسلیم اعضا است. باید توجه داشت که دقت تحلیل بارافزون مرسوم در سازه‌های بلند به خاطر در نظر نگرفتن اثر مودهای بالاتر ممکن است کاهش یابد. از این رو است که روش‌های پیشرفته‌تری مثل پوش‌آور مودال<sup>۶</sup> (MPA)، پوش‌آور مودال اصلاح شده<sup>۷</sup> (MMPA) و پوش‌آور تطبیق یافته بر اساس نیرو<sup>۸</sup> (FAP) توسعه داده شده‌اند [۱۵، ۱۶]. به‌رحال تشخیص اینکه کدام یک از این روش‌ها برای تحلیل سازه‌های طراحی شده بر اساس تغییرمکان مناسب‌تر هستند به راحتی امکان‌پذیر نبوده و نیازمند انجام مطالعات تکمیلی است؛ بنابراین در این پژوهش بر اساس آیین‌نامه‌ی ASCE41-13 از تحلیل بارافزون با الگوی بارگذاری متناظر با مود غالب هر یک از قاب‌ها استفاده شده است. شایان ذکر است که در تمامی قاب‌های مورد بررسی مود غالب و نقطه‌ی کنترل به ترتیب مود اول و مرکز جرم بام می‌باشند. همچنین تغییرمکان هدف برای هر جفت قاب (قاب طراحی شده با روش نیرو و قاب طراحی شده با روش تغییرمکان) یکسان و برابر با ۴٪ ارتفاع آن‌ها در نظر گرفته شده است. انتخاب این تغییرمکان هدف بزرگ به دلیل بررسی رفتار هر قاب تا لحظه‌ی فروپاشی است. استفاده از این الگوی بارگذاری در مقایسه‌ی منحنی پوش دو روش نسبت به هم و استخراج مکانیسم احتمالی قاب‌ها کفایت می‌کند. لازم به ذکر است که به‌منظور انجام یک ارزیابی واقع‌بینانه از رفتار سازه‌ها، در تحلیل‌های پوش‌آور از مدل‌های غیرخطی با تعریف مفاصل پلاستیک در ابتدا و انتهای اعضا استفاده شده و خصوصیات (دوران) این مفاصل از جداول مربوطه استخراج گردیده است [۱۷].

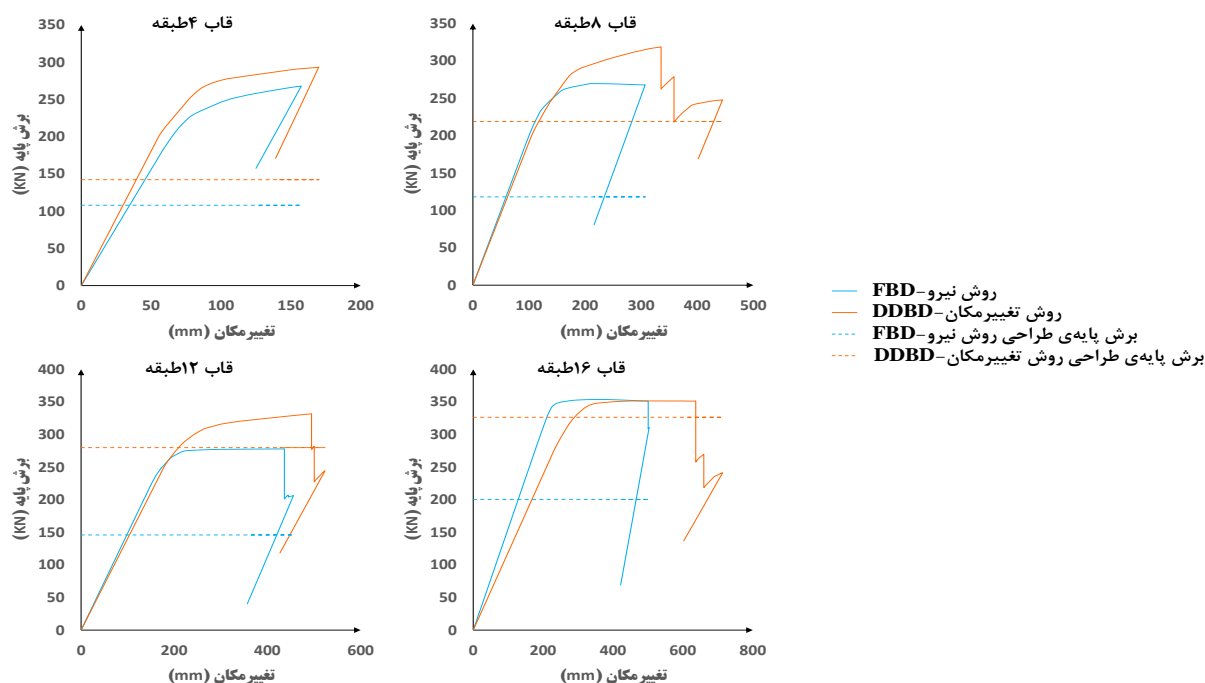
<sup>6</sup> Modal Pushover Analysis

<sup>7</sup> Modified Modal Pushover Analysis

<sup>8</sup> Force-based Adaptive Pushover

## ۱-۴- منحنی‌های بارافزون

با توجه به شکل ۱۰، منحنی‌های بارافزون قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو، تغییرمکان و برش پایه‌ی نهایی بیشتری دارند و تنها در قاب ۱۶ طبقه برش پایه‌ی نهایی دو روش تقریباً برابر شده است. با توجه به این که مساحت زیر منحنی بارافزون قاب‌های روش تغییرمکان بیشتر از روش نیرو است، می‌توان نتیجه گرفت که قاب‌های طراحی شده با استفاده از روش تغییرمکان علاوه بر تحمل تغییرمکان‌های بیشتر، انرژی بیشتری نیز جذب می‌کنند. همچنین اختلاف بین برش پایه طراحی و برش پایه‌ی متناظر با تشکیل مکانیسم در قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان روند کاهشی دارد، به طوری که نسبت برش پایه مکانیسم به برش پایه طراحی در قاب چهار طبقه ۲/۰۶ است در حالی که در قاب شانزده طبقه به ۱/۰۸ می‌رسد. علاوه بر این اختلاف تغییرمکان افقی حداکثر (تغییرمکانی که قاب در آستانه‌ی مکانیسم شدن قرار دارد) متناظر با روش‌های تغییرمکان و نیرو، با افزایش تعداد طبقات روند رو به رشد نشان می‌دهد به نحوی که در قاب چهار طبقه این اختلاف ۷/۹۲٪ بوده و در قاب ۱۶ طبقه به حدود ۳۰٪ می‌رسد.

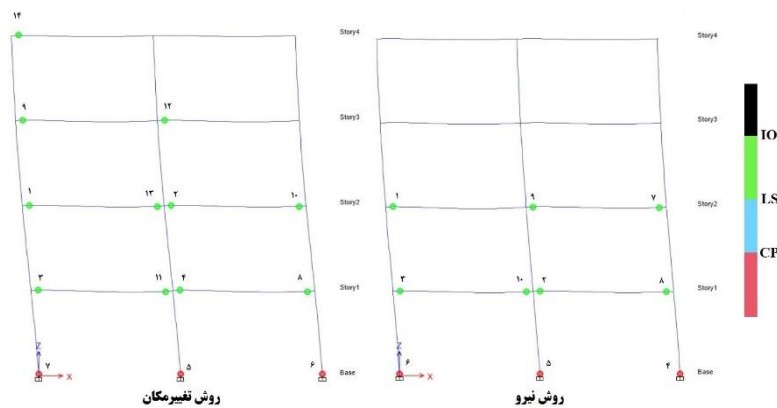


شکل ۱۰: مقایسه‌ی منحنی بارافزون قاب‌های ۴، ۸، ۱۲، ۱۶ و ۲۰ طبقه بر اساس دو روش نیرو و تغییرمکان.

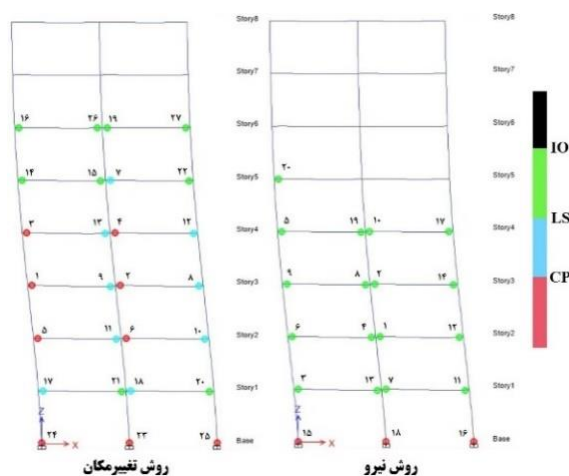
## ۲-۴- ارزیابی مکانیزم‌های خرابی محتمل و ترتیب تشکیل مفاصل پلاستیک

شکل ۱۱ تا شکل ۱۴ ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی در تیرها و ستون‌ها را نشان می‌دهد. واضح است که در تمام قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان مفاصل پلاستیک در محدوده‌ی وسیع‌تری از طبقات سازه شکل گرفته‌اند که این موضوع علاوه بر استهلاک انرژی بیشتر، بیانگر متجانس‌تر بودن روش تغییرمکان نیز هست؛ چرا که در قاب‌های طراحی شده با روش نیرو عملاً از ظرفیت استهلاک انرژی در طبقات فوقانی بهره‌برداری نشده است. همچنین در مکانیسم احتمالی قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده با روش تغییرمکان برخلاف قاب‌های طراحی شده با روش نیرو هیچ مفصلی در ستون‌ها (به‌غیر از تراز پایه) تشکیل نشده است و علیرغم تشکیل مفصل در ستون قاب ۱۶ طبقه طراحی شده با هر دو روش (به‌غیر از تراز پایه)، مکانیسم خرابی قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان انطباق بیشتری با مکانیسم مطلوب دارد. با نگاهی به نحوه‌ی تشکیل مفاصل در قاب‌های طراحی شده با هر دو روش مشاهده می‌گردد که آغاز تشکیل

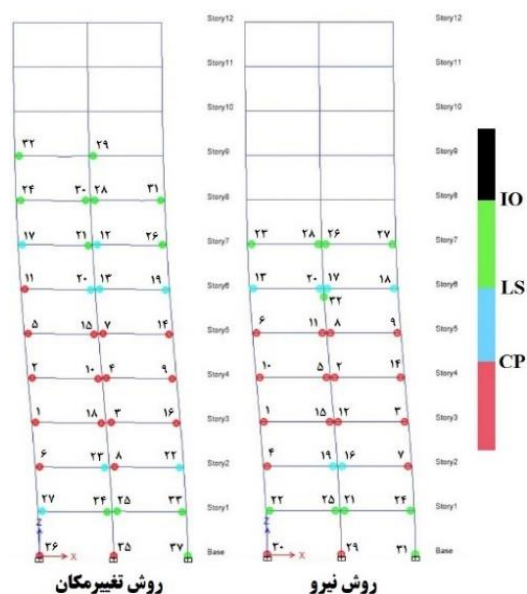
مفاصل از طبقات میانی بوده و توسعه‌ی آن‌ها به سمت طبقات بالایی و پایینی است، با این تفاوت که گسترش مفاصل در قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان کمی متقارن‌تر است.



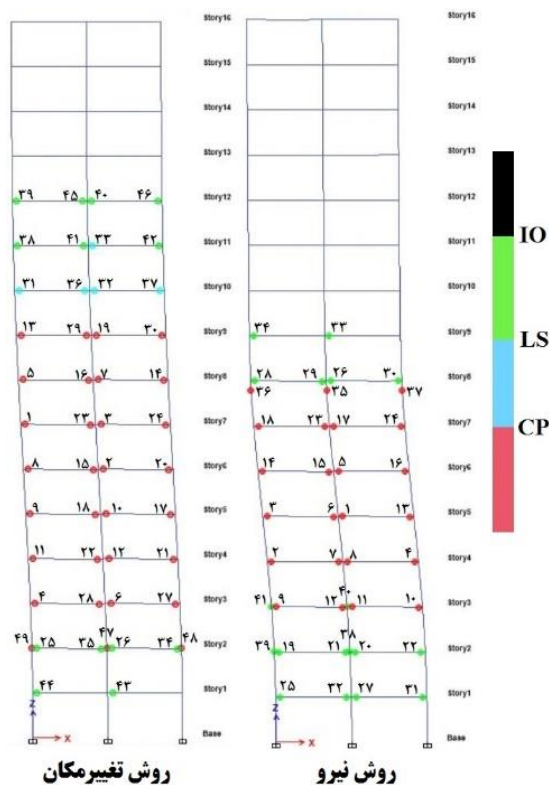
شکل ۱۱: ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی در قاب ۴ طبقه‌ی طراحی شده با روش نیرو و تغییرمکان.



شکل ۱۲: ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی در قاب ۸ طبقه‌ی طراحی شده با روش نیرو و تغییرمکان.



شکل ۱۳: ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی در قاب ۱۲ طبقه‌ی طراحی شده با روش نیرو و تغییرمکان.



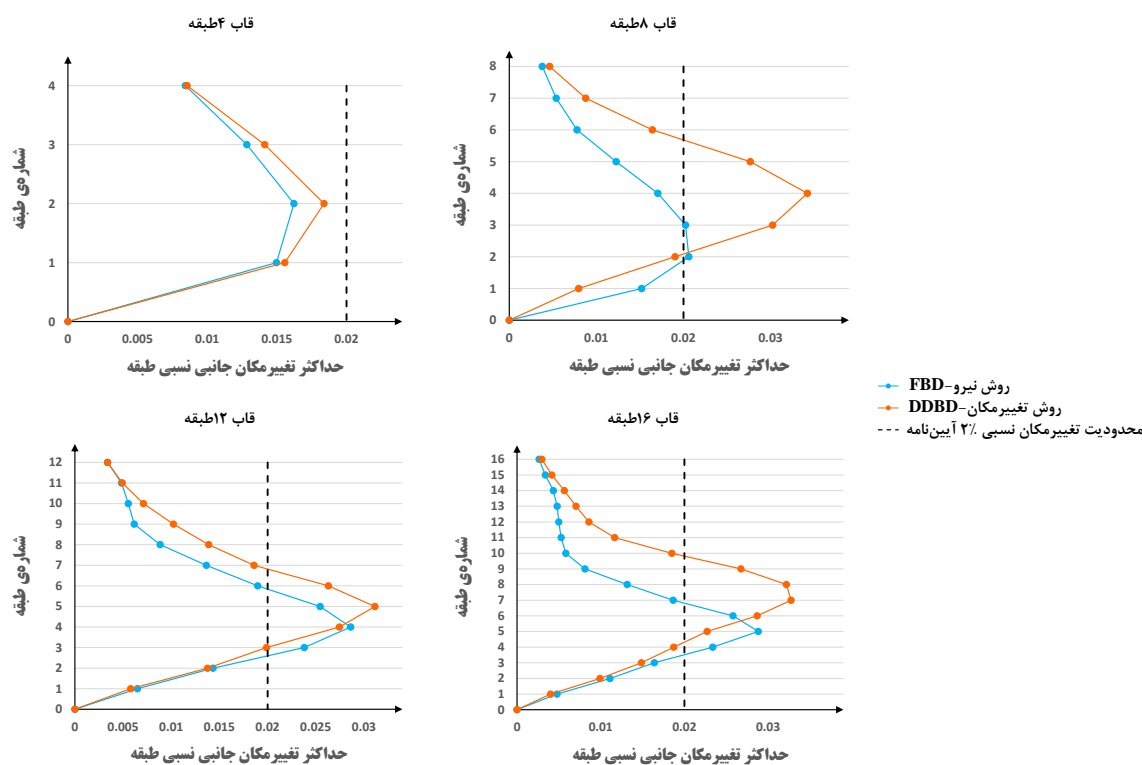
شکل ۱۴: ترتیب و نحوه‌ی شکل‌گیری مفاصل خمشی در قاب ۱۶ طبقه‌ی طراحی شده با روش نیرو و تغییرمکان.

#### ۴-۳- تغییرمکان نسبی طبقات در لحظه‌ی وقوع مکانیزم

مطابق شکل ۱۵ و توجه به این‌که مقادیر ارائه شده تغییرمکان نسبی طبقات در حالت وقوع مکانیزم است، این مقدار در طبقات پایینی قاب‌های روش تغییرمکان نسبت به قاب‌های روش نیرو کمتر و در طبقات بالایی بیشتر است. به بیان دیگر، تغییرمکان نسبی طبقات پایینی قاب‌های طراحی شده با روش تغییرمکان اجازه‌ی تغییرمکان نسبی بیشتری را در طبقات بالاتر داده است که در نتیجه هر سازه قادر



به تحمل تغییرمکان بیشتری خواهد بود. نکته‌ی حائز اهمیت دیگر این است که تغییرمکان نسبی قاب ۴ طبقه‌ی طراحی شده با هر دو روش از مقدار مجاز کمتر است، درواقع این کمیت بحرانی نیست. لازم به توضیح است که استفاده از تحلیل‌هایی مثل تاریخچه-زمانی با توجه به ارائه‌ی شرایط بارگذاری واقعی‌تر در استخراج تغییرمکان نسبی طبقات قاب‌ها به‌عنوان مکمل روش بارافزون مفید بوده و می‌تواند در مطالعات آتی مورد استفاده قرار گیرد.



شکل ۱۵: مقایسه‌ی حداکثر تغییرمکان نسبی طبقات قاب‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه در هنگام وقوع مکانیسم بر اساس دو روش نیرو و تغییرمکان.

#### ۴-۴- وضعیت مفاصل تا تغییرمکان نسبی مجاز

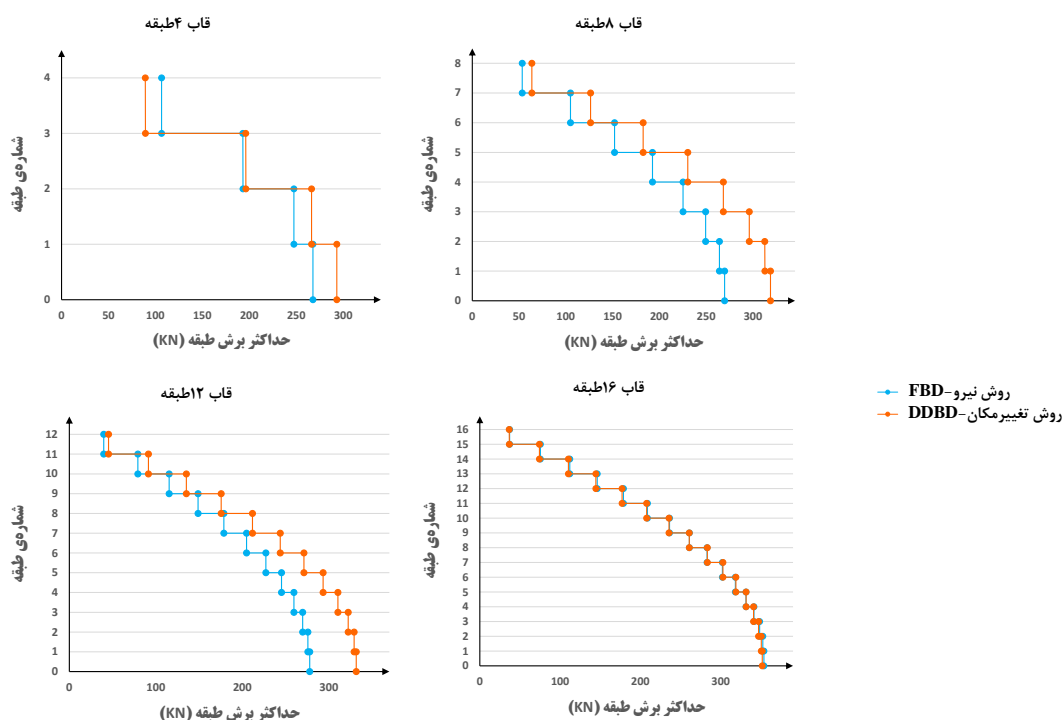
با توجه به اینکه تغییرمکان نسبی مجاز طبقات برای تأمین ایمنی جانی ۲٪ است [۱۳]، از جدول ۳ که تعداد و سطح عملکرد مفاصل تشکیل شده در قاب‌ها را تا تغییرمکان نسبی مجاز طبقات نشان داده است، درمی‌یابیم که علیرغم تشکیل مفاصلی با سطوح عملکردی فراتر از ایمنی جانی در قاب‌های ۴ طبقه‌ی هر دو روش، قاب ۴ طبقه‌ی روش تغییرمکان عملکرد نسبتاً بهتری از خود نشان می‌دهد. همچنین در قاب ۸ طبقه‌ی روش نیرو، دو مفصل با سطح عملکردی فراتر از ایمنی جانی تشکیل شده است درحالی‌که تمام مفاصل تشکیل شده در قاب ۸ طبقه‌ی روش تغییرمکان سطح عملکردی پایین‌تر از ایمنی جانی دارند. اما بقیه‌ی قاب‌های طراحی شده مطابق هر دو روش سطح عملکرد ایمنی جانی را برآورده می‌کنند.

جدول ۳: تعداد و سطح عملکرد مفاصل تشکیل شده در قاب‌ها تا تغییر مکان نسبی مجاز.

تعداد طبقات	سطح عملکرد مفصل	LS تا IO	CP تا LS	CP به بعد
۴ طبقه	قاب ۴ طبقه طراحی شده با روش نیرو	۷	۲	۱
۴ طبقه	قاب ۴ طبقه طراحی شده با روش تغییر مکان	۱۱	۱	۱
۸ طبقه	قاب ۸ طبقه طراحی شده با روش نیرو	۱۸	۲	۰
۸ طبقه	قاب ۸ طبقه طراحی شده با روش تغییر مکان	۱۹	۰	۰
۱۲ طبقه	قاب ۱۲ طبقه طراحی شده با روش نیرو	۲۵	۰	۰
۱۲ طبقه	قاب ۱۲ طبقه طراحی شده با روش تغییر مکان	۲۰	۰	۰
۱۶ طبقه	قاب ۱۶ طبقه طراحی شده با روش نیرو	۲۵	۰	۰
۱۶ طبقه	قاب ۱۶ طبقه طراحی شده با روش تغییر مکان	۳۲	۰	۰

#### ۴-۵- حداکثر برش قابل تحمل طبقات

با توجه به شکل ۱۶ همان‌طور که انتظار می‌رفت بدلیل برش پایه‌ی طراحی بیشتری که برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه‌ی روش تغییر مکان نسبت به روش نیرو بدست آمد، برش طبقات حاصل از تحلیل بارافزون برای قاب‌های روش تغییر مکان نیز بیشتر از روش نیرو است و در قاب ۱۶ طبقه برهم منطبق‌اند. نکته‌ی حائز اهمیت این است که اختلاف برش طبقات دو روش در هر یک از قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه از بالا به پایین افزایش می‌یابد. این موضوع باعث توسعه‌ی مفاصل بیشتر در طبقات بالایی قاب‌های روش تغییر مکان قبل از رسیدن مفاصل ستون‌های تراز پایه به سطح عملکرد CP نسبت به قاب‌های روش نیرو خواهد شد.



شکل ۱۶: برش طبقات حاصل از تحلیل بارافزون.

## ۵- نتیجه گیری

- در این مقاله هدف اصلی مقایسه‌ی عملکرد قاب‌های طراحی شده با روش طراحی مستقیم بر اساس تغییرمکان و روش طراحی بر اساس نیرو بود. بدلیل ناآشنایی اکثر مهندسين با روش تغییرمکان ابتدا مبانی این روش طراحی بصورت گام به گام ارائه شد. سپس یکسری قاب خمشی ویژه‌ی بتنی ۴، ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه به کمک روش مذکور تحلیل و طراحی گردید و در گام بعد قاب‌ها با استفاده از تحلیل بارافزون با الگوی بارگذاری متناسب با مود غالب مورد ارزیابی قرار گرفتند و در نهایت نتایج زیر حاصل گردید:
- برش پایه‌ی طراحی در کلیه‌ی قاب‌های روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو بیشتر بود.
  - با افزایش تعداد طبقات قاب‌ها اختلاف برش پایه‌ی طراحی روش‌های تغییرمکان و نیرو بیشتر می‌شود.
  - میزان آرماتور ستون‌ها و وسط دهانه‌ی تیرها در روش تغییرمکان بیشتر از روش نیرو است که این به دلیل لحاظ مکانیسم مورد نظر در فرآیند تحلیل و طراحی روش تغییرمکان است تا مفاصل فقط در دو انتهای تیرها تشکیل شود و مفصلی در ستون‌ها شکل نگیرد.
  - طراحی با روش تغییرمکان منجر به طراحی قاب‌هایی با جذب انرژی بالاتر نسبت به روش نیرو شده است.
  - مکانیسم خرابی قاب‌های روش تغییرمکان تطابق قابل توجهی با مکانیسم مطلوب که شامل مفاصل پلاستیک در تمام تیرها و نیز پای ستون‌های طبقه نخست است، دارد.
  - قاب‌های روش تغییرمکان به‌ویژه در طبقات پایینی نسبت به روش نیرو برش بیشتری تحمل می‌کنند.
  - قاب‌های روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو تغییرمکان جانبی نسبی بیشتری نیز متحمل می‌شوند.
  - قاب‌های روش تغییرمکان نسبت به روش نیرو با پذیرش برش و تغییرمکان جانبی نسبی بیشتر باعث به تأخیر افتادن وقوع مکانیسم و تشکیل مفاصل پلاستیک زیاده‌تر و استهلاک انرژی لرزه‌ای بیشتر می‌شوند.
  - قاب‌های ۸، ۱۲ و ۱۶ طبقه‌ی روش تغییرمکان توانستند در سطح عملکرد ایمنی جانی باشند در حالی‌که تنها قاب‌های ۱۲ و ۱۶ طبقه‌ی روش نیرو موفق به برآوردن این سطح عملکرد شدند.

## مراجع

- [1] Priestley M, Calvi G, Kowalsky M. (2007). Direct displacement-based seismic design of structures. *5th New Zealand Society for Earthquake Engineering Conference*.
- [2] Bertero VV. (2000). Performance-based seismic engineering: conventional vs. innovative approaches. *Memorias 12vo Congreso Mundial de Ingeniería Sísmica*.
- [3] Priestley M. (2000). Performance based seismic design. *Bulletin of the New Zealand society for earthquake engineering*.
- [4] Shibata A, Sozen MA. (1976). Substitute-structure method for seismic design in R/C. *Journal of the Structural Division*.
- [5] Dwairi HM, Kowalsky MJ, Nau JM. (2007). Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*.
- [6] Blandon CA. (2004). *Equivalent viscous damping equations for direct displacement based design*. Master. ROSE SCHOOL.
- [7] Pettinga JD, Priestley MN. (2005). *Dynamic Behaviour of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design*. ROSE SCHOOL.
- [8] Muljati I, Kusuma A, Hindarto F. (2015). Direct Displacement Based Design on Moment Resisting Frame with Out-of-plane Offset of Frame. *Procedia Engineering*. 125:1057-64.
- [9] Priestley M, Grant DN, Blandon CA. (2007). Direct displacement-based seismic design. *2005 NZSEE Conference*.

- [10] FEMA P . (2000). *Commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. FEMA-356, Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- [11] Priestley M, Calvi G, Kowalsky M. (2007). *Displacement-based seismic design of structures*. 1st ed. Pavia, Italy: IUSS Press.
- [12] ACI. (2014). *Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-14) and Commentary (ACI 318R-14)*. American Concrete Institute.
- [13] ASCE. (2010). *Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10)*. American Society of Civil Engineers.
- [14] Bommer JJ, Elnashai AS. (1999). Displacement spectra for seismic design. *Journal of Earthquake Engineering*. 3:1-32.
- [15] شاکری ک، شایانفر م. (۱۳۸۷). تحلیل استاتیکی غیر خطی مودال با یک بار اجرا برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی. نشریه علمی و پژوهشی سازه و فولاد.
- [16] Abbasnia R, Tajik Davoudi A, Maddah MM. (2014). An improved displacement-based adaptive pushover procedure based on factor modal combination rule. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 13:223-41.
- [17] ASCE. (2013). *Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE 41-13)*. American Society of Civil Engineers.