

### چکیده

روش مستقیم طراحی بر اساس تغییر مکان معرفی شده توسط پریستلی، از بهترین روش‌ها برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد است. در این روش به جای محدود نمودن جابه‌جایی‌ها، سازه برای رسیدن به یک هدف عملکردی تحت شدت لرزه‌ای معین طراحی می‌شود. در این مطالعه رفتار لرزه‌ای سه قاب فولادی خمشی کوتاه، متوسط و بلند که به دو روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش نیرویی مبتنی بر نیروهای استاندارد 2800 ایران طراحی شده‌اند، مورد بررسی قرار گرفته است. به این منظور، قاب‌ها تحت هفت شتاب‌نگاشت واقعی مقیاس شده با طیف پاسخی منطبق بر طیف طرح، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند. ارزیابی عملکرد سازه‌ها نشان داد، قاب‌های طراحی شده به روش تغییر مکان، به اهداف عملکردی (محدود نمودن نسبت تغییر مکان طبقات به مقدار مشخص تحت جنبش‌های قوی زمین) دست یافته‌اند؛ در حالی که سازه‌های طراحی شده با روش نیرویی در عین ارضای شرایط اولیه طراحی، اهداف عملکردی خود را تأمین نمی‌کنند.

**کلمات کلیدی:** طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، روش طراحی نیرویی، طیف طرح استاندارد 2800، سازه‌های فولادی قاب خمشی، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی

## ارزیابی رفتار لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی منظم طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

امید بهار (نویسنده مسؤل)

استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله

E-mail: [omidbahar@iiees.ac.ir](mailto:omidbahar@iiees.ac.ir)

فرشید گذشت

فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی سازه، دانشگاه آزاد اسلامی بوشهر

### 1- مقدمه

نیاز به بررسی‌های دقیق‌تر و مقایسه مزایا و معایب آن با روش نیرویی دارد؛ به طوری که بتواند به روش طراحی لرزه‌ای ایمن‌تر رسیدن به سطح عملکرد مطلوب در برابر سطوح مختلف لرزه‌ای دست یابد. مشکل اساسی روش طراحی بر اساس نیرو، انتخاب ابعاد و مقاطع سازه و در نتیجه سختی مناسب اعضا قبل از تعیین نیروهای لرزه‌ای است. سپس نیروها محاسبه و مجدداً با توجه به سختی اولیه فرض شده، بین اجزای سازه توزیع می‌شوند. در روش طراحی بر اساس نیرو، افزایش یا کاهش میزان میلگرد در یک مقطع به منظور رسیدن به جواب مناسب، می‌تواند خصوصیات سختی عضو را تغییر دهد. در مورد مقاطع فولادی نیز تغییر ضخامت بال مقطع به منظور ارضای مقاومت مورد نیاز، میزان سختی را در جهت افزایش یا کاهش مقاومت تغییر می‌دهد [1]. در طراحی سازه‌ها با قاب فولادی ابعاد و اندازه‌های کلی

منظور از طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها بر اساس عملکرد، تعیین مشخصه‌های اعضای سازه‌ای مانند نوع مصالح، شکل و ابعاد مقاطع و جزئیات اتصال اعضا به گونه‌ای است که کلیه اهداف عملکردی که در برابر زلزله‌های مشخص از آنها انتظار می‌رود، برآورده شود. امروزه به منظور طراحی سازه‌ها در برابر زلزله از دو روش طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس تغییر مکان استفاده می‌شود. روش طراحی نیرویی کاربرد بیشتری در محاسبه سازه‌ها دارد و آیین‌نامه‌های لرزه‌ای کنونی بر پایه‌ی این شیوه نگارش شده‌اند. بر اساس یافته‌های اخیر محققان این روش سنتی کاستی‌ها و معایبی دارد؛ به طوری که امروزه نیاز به یافتن یک روش مناسب‌تر بیشتر احساس می‌شود. در روش طراحی بر اساس تغییر مکان معایب روش نیرو تا حد زیادی برطرف گردیده است. این شیوه هم اکنون در مراحل آزمایشی است و



روی روش‌های مبتنی بر تغییر مکان صورت گرفته که مطالعات سال‌های اولیه بیشتر در مورد پل‌های بتن مسلح انجام شده است؛ اما در سال‌های بعد دامنه‌ی این مطالعات به سازه‌های بتن مسلح و پس از آن کم‌وبیش به انواع سازه‌های دیگر ساختمانی تعمیم یافت. در فاصله سال‌های 2005 تا 2008 گروه تحقیقاتی رلوئیس (ReLUIS) [3] مسئولیت گسترش و تهیه راهنمای روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان را بر عهده گرفت. به منظور دسترسی به اهداف تحقیقاتی مختلف و انجام یک پروژه گسترده و منسجم، یازده دانشگاه از سراسر ایتالیا در این پروژه شرکت نمودند. هر یک از این دانشگاه‌ها با توجه به پیشینه و تحقیقات انجام‌شده مسئولیت گسترش و پیشبرد بخشی از این پروژه را بر عهده گرفت. به عنوان نمونه دانشگاه ناپل ایتالیا مسئولیت تحقیق درباره سازه‌های فولادی را بر عهده گرفت [3]. با توجه به نتایج به دست آمده از این پروژه گسترده کالوی و سالیوان در سال 2009 پیش‌نویس آیین‌نامه طراحی بر اساس تغییر مکان را تهیه و نسخه آزمایشی آن را منتشر کردند. این روش برای برخی از سیستم‌های سازه‌ای مانند قاب‌های بتنی مسلح یا پل‌های بتنی به تکامل رسیده است؛ ولی برای برخی دیگر از سیستم‌های سازه‌ای مانند قاب‌های فولادی و سازه‌های بنایی به مطالعات بیشتر و گسترده‌تری نیاز دارد.

در سال‌های اخیر تحقیقات گسترده‌ای در این زمینه انجام شده است. در سال 2011، مالک‌پور و همکاران [4] الگوی طراحی بر اساس روش مستقیم تغییر مکان را برای سازه‌های فولادی قاب خمشی با ارتفاع‌های مختلف بررسی و عملکرد لرزه‌ای آنها را بسیار خوب ارزیابی نمودند. در سال 2012، ماسه‌دو و کاسترو [5] عملکرد لرزه‌ای مجموعه‌ای از قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش یورو کد 8 را با یکدیگر مقایسه نمودند. آنها نتیجه گرفتند که عملکرد لرزه‌ای سازه‌های طراحی مستقیم لزوماً بهتر از سازه‌های یورو کد 8 نبوده است. در همان سال، ویجه‌سوندارا و راجیو [6] برای طراحی قاب‌های فولادی با بادبند همگرا الگوی جابه‌جایی تسلیم و رابطه‌ی میرایی مبتنی بر شکل‌پذیری و

نظیر ارتفاع طبقات، عرض دهانه قاب و یا حتی میزان تخمین عمق تیر (ارتفاع جان تیر) ممکن است تغییر کند. همچنین تخصیص نیروها بین اعضا بر اساس سختی اولیه (حتی اگر سختی اولیه واقعاً به‌درستی انتخاب شده باشد) برای بسیاری از سازه‌ها غیرمنطقی به نظر می‌رسد و این به دلیل فرض نادرست به حد تسلیم رسیدن همزمان کلیه اعضای سازه است. در واقع، ظرفیت شکل‌پذیری یک سازه فقط به جنس مصالح و نوع اتصال‌های آن بستگی ندارد؛ بلکه تابعی از هندسه سازه نیز می‌باشد؛ بنابراین کاهش نیروی برش پایه طراحی با یک ضریب رفتار ثابت برای تمامی سازه‌های با یک نوع مصالح و یک نوع اتصال، ولی با پیکربندی هندسی متفاوت درست به نظر نمی‌رسد.

## 2- تاریخچه و سیر تکاملی روش طراحی بر اساس عملکرد

تأثیر پیوند سازه بر تغییرات میزان نیروی زلزله وارد به سازه در دهه‌های 1940 و 1950 کشف و در محاسبات سازه‌ای دخالت داده شد؛ درحالی‌که تحلیل سازه‌ها بر اساس پاسخ ارتجاعی آن استوار بود. در دهه‌های 1960 و 1970 ملاحظات شکل‌پذیری سازه با توجه به شواهد برگرفته از آزمایش‌ها و تجربیات مبنی بر اینکه سازه‌های طراحی شده با جزئیات اتصال دقیق و خوب می‌توانند در مقابل حرکات زمین مقاومت بهتری داشته باشند، وارد طراحی شد. در دهه‌های 1980 و 1990 به تدریج مشخص شد که میزان خسارات وارد به سازه برای اعضای سازه‌ای با کرنش و برای اعضای غیر سازه‌ای با جابه‌جایی نسبی طبقه متناسب است؛ درحالی‌که هیچ رابطه روشنی تاکنون میان مقاومت سازه و آسیب‌های وارد به آن شناسایی نشده است؛ بنابراین به نظر می‌رسد طراحی سازه‌ها باید به‌جای طراحی بر اساس مقاومت، بر اساس میزان تغییر شکل و جابه‌جایی آنها صورت پذیرد [2]. این مفهوم تعداد زیادی از روش‌های متفاوت طراحی لرزه‌ای، که فلسفه آنها بر پایه ظرفیت شکل‌پذیری سازه بیان شده بود، را گسترش داد و باعث پیشرفت آنها شد. عموماً به این روش‌های طراحی، طراحی بر اساس عملکرد گفته می‌شود. در دو دهه گذشته مطالعات بسیاری بر

خصوصیات غیر ارتجاعی سازه چند درجه آزاد در هنگام وقوع زلزله منظور شده باشد. لازم به یادآوری است که در رهیافت طراحی مبتنی بر نیرو نیز از سازه معادل استفاده می‌گردد؛ اما در این روش مقادیر ثابت استفاده شده برای سختی و میرایی ویسکوز معادل در سازه یک‌درجه آزاد بر اساس مشخصه‌های ارتجاعی تعیین می‌شوند. علاوه بر این، سختی ارتجاعی از طرح اولیه فرضی سازه به دست می‌آید و از پارامترهای اولیه طراحی است. درحالی‌که در طراحی مبتنی بر تغییر مکان، جابه‌جایی، متغیر اولیه است و سختی در حین مراحل طراحی به دست می‌آید.

در روش سازه جایگزین، سیستم غیر ارتجاعی به صورت سیستم ارتجاعی معادل مدل می‌شود (شکل 1، الف و ب) که دارای مشخصات سختی متناظر ( $K_e$ ) و میرایی متناظر ( $\varepsilon_{eq}$ ) با سازه غیر ارتجاعی است. سازه جایگزین دارای همان نیرو و تغییر مکان سازه غیر ارتجاعی در تغییر مکان هدف است (شکل 1، پ). برای یک سطح شکل‌پذیری معین، سازه فولادی با مقاطع فشرده به دلیل تشکیل حلقه‌های هیستریتیک چاق‌تر، میرایی ویسکوز بزرگ‌تری نسبت به یک سازه بتنی دارد. با داشتن تغییر مکان طراحی ( $D_d$ ) و میرایی به دست آمده از شکل‌پذیری نیاز (شکل 1، پ)، می‌توان مقدار پیروود مؤثر ( $T_d$ ) را در پاسخ بیشینه تغییر مکان از روی یک سری طیف تغییر مکان (شکل 1، ت) به دست آورد. در روش نیرویی، طراحی اعضای سازه‌ای برحسب خصوصیات ارتجاعی (سختی  $K_i$  و میرایی ویسکوز) در نقطه تسلیم تعیین می‌شود؛ درحالی‌که در روش مبتنی بر تغییر مکان، طراحی اعضا بر حسب سختی مؤثر ( $K_e$ ) در تغییر مکان بیشینه ( $D_d$ ) و سطح میرایی ویسکوز معادل مربوط به رفتار چرخه‌ای در پاسخ غیر ارتجاعی انجام می‌پذیرد. از آنجا که مشخصات معادل سازه جایگزین ارتجاعی می‌باشد، می‌توان از طیف‌های پاسخ تغییر مکان ارتجاعی برای طراحی استفاده کرد؛ بنابراین روش سازه جایگزین اجازه می‌دهد که برای یک سیستم غیر ارتجاعی از طیف‌های پاسخ تغییر مکان ارتجاعی برای تحلیل و طراحی استفاده نمود [10].

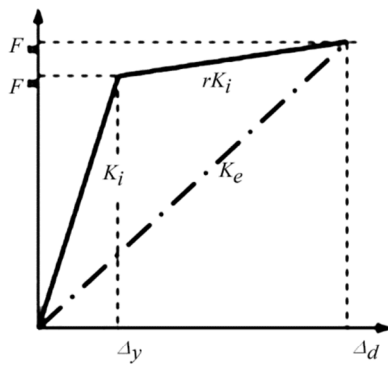
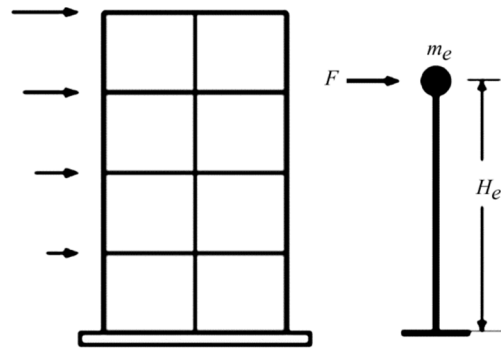
ضریب بی‌بعدی از نسبت لاغری اعضای کششی را ارائه نمودند. در سال 2013، مالک‌پور و دشتی [7] رهیافت طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان را برای سازه‌های بتن مسلح با سیستم دوگانه‌ی قاب-دیوار و قاب-بادبند تعمیم دادند. در همان سال سالیوان [8] روابطی برای طراحی قاب‌های فولادی با بادبند واگرا تدوین نمود. این بررسی‌ها همچنان ادامه دارد. در این مقاله با توجه به روابط مختلف پیشنهادی برای طراحی قاب‌های فولادی، عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها با ارتفاع‌های کوتاه، متوسط و بلند بررسی و با روش طراحی مبتنی بر نیرو مطابق استاندارد 2800 ایران مقایسه شده است.

### 3- روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

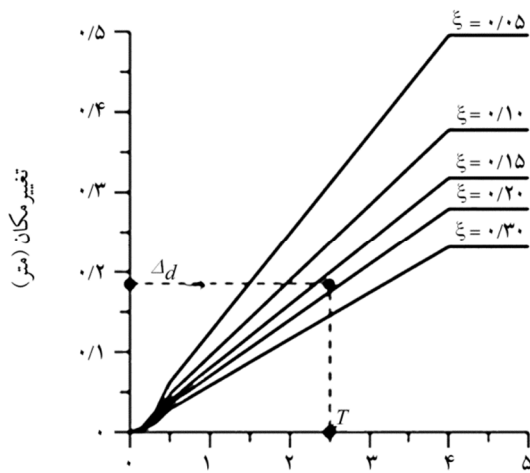
در این روش بر خلاف روش‌های طراحی بر اساس نیرو، تغییر مکان به عنوان یک اولویت ثانویه تلقی نمی‌شود. هدف این روش فراهم کردن یک ابزار بهینه در دست طراح است تا به وسیله آن بتواند بهترین طرح سازه‌ای را (با در نظر گرفتن هدف کارفرما) بر اساس استانداردهای عملکردی ارائه دهد. بر مبنای نظر پریستلی، مدارک معتبری وجود دارد که بتوان حدود خرابی را به حدود کرنش و به نوبه خود به تغییر مکان‌های معادل تبدیل، مرتبط نمود [9]. به همین دلیل، در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، طراحی با تعیین حدود کرنش یا تغییر مکان نسبی تحت اثر شدت لرزه‌ای خاص آغاز می‌شود. فلسفه اساسی پشت روش این است که سازه‌ها باید برای دستیابی به سطح مشخص شده‌ای از عملکرد طراحی گردند. در واقع، می‌توان این شیوه را یک روش گام‌به‌گام منتهی به نیروهای حدی اعضا دانست. در این شیوه با بهره‌گیری از روش سازه جایگزین، به جای قاب اصلی چند درجه آزاد، یک سازه یک‌درجه آزاد تحلیل می‌شود.

روش تحلیل و روابط لازم بر اساس روش سازه جایگزین ارائه می‌شود؛ اما متغیرهای به دست آمده به سادگی می‌توانند نشان‌دهنده‌ی مشخصه‌های لازم در کلیه روند باشند. مزیت عمده رهیافت سازه جایگزین در تهیه مدل ساده‌ای است که در آن



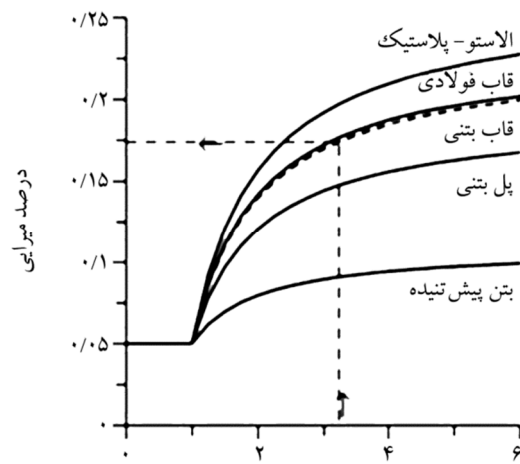

 (ب) سختی مؤثر  $K_e$ 


(الف) معادل سازی سیستم چند درجه آزاد



دوره تناوب (ثانیه)

(ت) طیف پاسخ تغییر مکان طراحی



تغییر مکان شکل پذیری

(پ) منحنی میرایی معادل در مقابل شکل پذیری

شکل (1): اساس طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان [9]

بر اساس شکل (1، ب) سختی مؤثر در تغییر مکان بیشینه برای سازه یک درجه آزاد معادل را می توان با استفاده از پرورد طبیعی سیستم یک درجه آزاد به دست آورد:

بر اساس شکل (1، ب) سختی مؤثر در تغییر مکان بیشینه برای سازه یک درجه آزاد معادل را می توان با استفاده از پرورد طبیعی سیستم یک درجه آزاد به دست آورد:

$$T_e = 2\pi \sqrt{\frac{m_e}{k_e}} \quad (1)$$

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (2)$$

در این روابط،  $m_e$  جرم مؤثر است. مطابق شکل (1، ب) برش پایه در پاسخ بیشینه به صورت رابطه (3) به دست می آید:

$$V_B = F_u = K_e \cdot D_d \quad (3)$$

بدین ترتیب، مفاهیم طراحی بسیار ساده می شود و پیچیدگی های موجود، به روابط سازه جایگزین و محاسبه تغییر

### 3-1- تغییر مکان در سازه های فولادی قاب خمشی

کالوی و سالیوان [3] پروفیل تغییر مکان طرح را بر اساس شکل مد اول غیر ارتجاعی سازه محدود شده به حد نسبت تغییر مکان طبقات طرح طبق رابطه (4) پیشنهاد نمودند:

$$D_i = \omega_\theta \theta_c h_i \frac{(4H_n - h_i)}{(4H_n - h_i)} \quad (4)$$

در رابطه (4)،  $H_n$  ارتفاع کل قاب،  $\theta_c$  حد تغییر مکان نسبی و  $\omega_\theta$  ضریب کاهش نسبت تغییر مکان مدهای بالاتر است که از رابطه (5) به دست می آید:

$$\omega_\theta = 1.115 - 0.0034H_n \leq 1.0 \quad (5)$$

همکاران رابطه (9) برای به دست آوردن منحنی تسلیم اسمی پیشنهاد شد [1]:

$$\phi = \frac{M_N}{M_y} \cdot \frac{M_y}{EI} = \frac{M_N}{EI} \quad (9)$$

در رابطه‌ی (9)،  $M_y$  لنگر تسلیم و  $M_N$  لنگر پلاستیک اسمی است. لنگر پلاستیک را می‌توان به صورت  $M_N = Z_p f_y$  تعریف نمود که در آن  $Z_p$  مدول مقطع پلاستیک و  $f_y$  مقاومت تسلیم فولاد است. می‌توان رابطه (9) را به صورت رابطه‌ی (10) بازنویسی کرد:

$$\phi_y = \frac{Z_p \cdot f_y}{EI} = \frac{Z_p}{I} \cdot \varepsilon_y \quad (10)$$

سالیوان در تحقیقات خود به این نکته رسید که نسبت  $Z_p / I$  برای هر یک از گروه‌های مقاطع فولادی ( $W$ ) ثابت است. به عنوان مثال، مقاطع تیرهای گروه  $W14$  به دلیل ثابت بودن عمق تیر، منحنی تسلیم مانند مقطع یک تیر بتنی ثابت است. مدل مقطع پلاستیک با مقادیر گشتاور لختی برای گروه‌های مختلف تیرهای فولادی ( $W$ ) استاندارد  $AISC 2001$  [11] در شکل (2) نشان داده شده است. رابطه بین مدول پلاستیک و گشتاور لختی هر یک از گروه‌های  $W$  به صورت خطی است. این ثابت می‌کند که مقادیر انحنای تسلیم اسمی برای هر یک از تیرهای گروه  $W$  ثابت است. باید به این نکته توجه داشت که مقادیر انحنای تسلیم اسمی در یک گروه  $W$  با یک گروه دیگر متفاوت می‌باشد؛ بنابراین در طراحی پیشنهاد می‌شود که مهندس در مرحله ابتدایی روند طراحی یکی از گروه‌های مقاطع  $W$  را انتخاب نماید.

### 3-4- شکل پذیری نیاز سازه

برای تعیین میزان صحیح سطح میرایی ویسکوز معادل، اطلاع از میزان شکل‌پذیری سازه ضروری است. محاسبه شکل‌پذیری به دلیل داشتن میزان تغییر مکان طرح (که در مراحل قبلی محاسبه شد) کار ساده‌ای است. تغییر مکان تسلیم ( $D_y$ ) نیز تنها به هندسه سازه مربوط است و به میزان مقاومت سازه بستگی ندارد.

در سازه‌های 10 طبقه و بلندتر از آن، نسبت تغییر مکان طبقات تحت تأثیر تشدید مدهای بالاتر قرار می‌گیرد. رابطه (5) با طیف وسیعی از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی توسط پریستلی و کالوی در سال 2007 [1] به دست آمده است.

### 3-2- تغییر مکان طرح

مقدار تغییر مکان طرح در سازه جایگزین به محدودیت تغییر مکان یا تغییر مکان نسبی بحرانی‌ترین عضو در سازه واقعی و شکل فرضی تغییر شکل سازه بستگی دارد که این شکل جابه‌جایی، وابسته به مد اول غیر ارتجاعی در یک سطح لرزه‌ای است؛ بنابراین تغییرات در اولین مد ارتجاعی که ناشی از تغییر سختی عضو به وسیله رفتارهای غیر ارتجاعی در مفاصل پلاستیک است، باید در ابتدای مراحل طراحی مورد نظر واقع شود. در واقع، مد اول غیر ارتجاعی بسیار شبیه مد اول ارتجاعی است. تغییر مکان طرح سازه جایگزین یک درجه آزاد با رابطه (6) ارائه می‌شود [1]:

$$D_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i D_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i D_i)} \quad (6)$$

### 3-3- تغییر مکان تسلیم

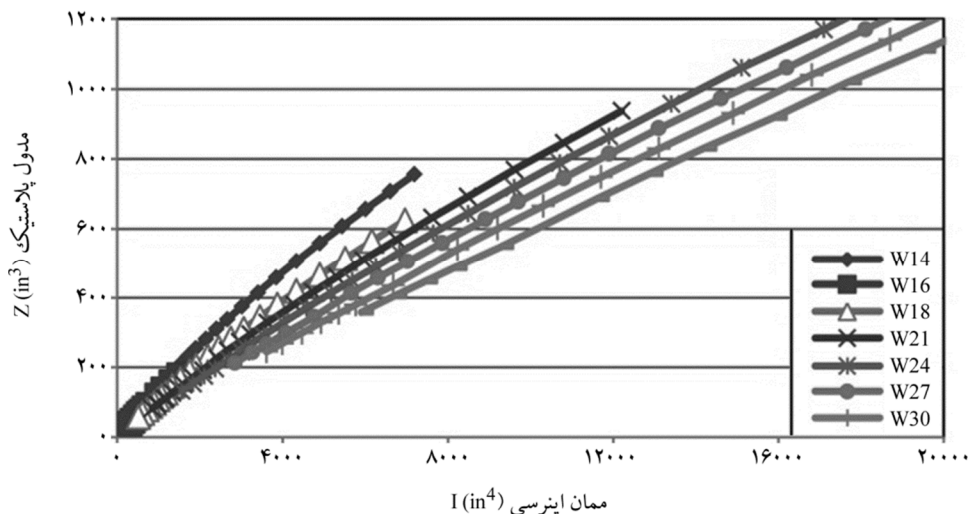
به منظور یافتن میزان شکل‌پذیری سازه باید مقدار تغییر مکان تسلیم آن به دست آید. معمولاً محاسبه تغییر مکان تسلیم به صورت خطی برای رسیدن به نیاز شکل‌پذیری قاب از دقت خوبی برخوردار است؛ بنابراین [1]:

$$D_y = \theta_y \cdot H_e \quad (7)$$

در رابطه‌ی (7)،  $H_e$  ارتفاع مؤثر سازه و  $\theta_y$  تغییر مکان نسبی تسلیم قاب خمشی است که برای قاب فولادی به صورت رابطه (8) قابل محاسبه است [4]:

$$\theta_{y, \text{steel frame}} = \frac{\phi_{y, \text{beam}} L_b + \phi_{y, \text{column}} H_{\text{column}}}{6} \quad (8)$$

در رابطه (8)،  $\phi_{y, \text{beam}}$  و  $\phi_{y, \text{column}}$  به ترتیب منحنی تسلیم اسمی تیر و ستون می‌باشند.  $L_b$  عرض دهانه و  $H_{\text{column}}$  ارتفاع ستون در قاب است. بعد از انجام تحقیقات توسط سالیوان و



شکل (2): نمودار رابطه بین مدول مقطع پلاستیک و گشتاور لختی برای گروه‌های مختلف W-beams [3]

$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i D_i)}{D_d} \quad (13)$$

معمولاً جرم مؤثر در حدود 70 درصد از جرم کل سازه برای سازه‌های چند طبقه با دیوارهای طره‌ای و حدود 85 درصد برای قاب‌های ساختمانی بالاتر از 20 طبقه است.

### 3-6- میرایی ویسکوز معادل

نکته کلیدی در روش طراحی مستقیم بر اساس عملکرد، مدل کردن میرایی هیسترتیک با میرایی ویسکوز معادل با استفاده از روابط نظیر روابط ارائه شده در شکل (1) است. خطا در برآورد میرایی ویسکوز معادل می‌تواند به خطا در محاسبه تقاضای شکل‌پذیری اعضا منجر شود. مفهوم میرایی ویسکوز عموماً برای نشان دادن استهلاک انرژی در محدوده ارتجاعی به کار می‌رود. این استهلاک می‌تواند به دلیل مکانیسم‌های مختلفی نظیر ترک خوردگی، رفتارهای غیرخطی در فاز ارتجاعی و پاسخ برهمکنش اعضای غیر سازه‌ای باشد. نظر به اینکه برآورد اثر هر کدام از این مکانیسم‌ها به‌طور جداگانه بسیار مشکل و غیرعملی است، میرایی ویسکوز ارتجاعی، ترکیب آثار تمامی مکانیسم‌های مستهلک‌کننده را بیان می‌کند. روند طراحی نیازمند روابطی بین شکل‌پذیری تغییرمندی و میرایی ویسکوز معادل است. میرایی ویسکوز معادل، از حاصل جمع

همچنین ارتفاع مؤثر قاب با رابطه‌ی (11) محاسبه می‌شود:

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i D_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i D_i)} \quad (11)$$

در رابطه‌ی (11)،  $H_i$  ارتفاع طبقه نام است. نیاز شکل‌پذیری تغییر مکانی، در ابتدای مراحل طراحی برای سازه‌ها، حتی هنگامی که میزان مقاومت مورد نیاز نهایی نشده است با رابطه (12) مشخص می‌گردد:

$$\mu = \frac{D_d}{D_y} \quad (12)$$

از روابط میان نوع سازه، نیاز شکل‌پذیری و میرایی ویسکوز معادل و با توجه به روابط (11) و (12) می‌توان نیروی برش پایه را محاسبه نمود. سپس این نیرو بین جرم‌های سازه (طبقات مختلف) توزیع می‌شود.

### 3-5- جرم مؤثر مدی سازه

با در نظر گرفتن مشارکت جرمی در مد اصلی، جرم مؤثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل از رابطه (13) به دست می‌آید. باید به این نکته توجه کرد که به علت اینکه در این حالت از شکل تغییر مکان غیر ارتجاعی استفاده شده است، مقدار به‌دست آمده تفاوت کمی با مشارکت جرمی در مد اول ارتجاعی دارد:

پریستلی در سال 2007 [1] با انجام گسترده تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی به فرم کلی میرایی ویسکوز الاستیک وابسته به شکل‌پذیری برای میرایی ارتجاعی 5 درصد دست یافت:

$$\xi_{eq} = 0.005 + C_3 \left[ \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right] \quad (16)$$

در رابطه‌ی (16)، ضریب  $C_3$  مقداری بین 0/1 تا 0/7 دارد و مقدار آن وابسته به قوانین هیستریزس نوع سازه است. باید به این نکته توجه شود که معادلات مذکور فقط برای میرایی ارتجاعی 5% درست است و در آن‌ها نمی‌توان از میرایی دیگری استفاده نمود. برای درصدهای مختلف میرایی ارتجاعی به معادلات پیچیده‌تری احتیاج است.

### 3-7- کنترل تشدید تغییر مکان نسبی در مدهای بالاتر

در این روش طراحی، برش پایه محاسبه شده باید به نسبت جرم و پروفیل تغییر مکان با رابطه (17) در ارتفاع سازه توزیع شود:

$$F_i = V_{base} \frac{(m_i D_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i D_i)} \quad (17)$$

تفاوت این روش با روش طراحی مبتنی بر نیرو از روی این رابطه به وضوح مشخص می‌شود. تفاوت در این است که پروفیل تغییر مکان واقعی به جای پروفیل متناسب با ارتفاع سازه به کار رفته است [12]. با توجه به پروفیل جابه‌جایی طرح، انتظار می‌رود که تغییر مکان نسبی طرح در بالاترین طبقه قاب حدود 50 درصد تغییر مکان نسبی در طبقه پایه باشد. باید به این نکته توجه داشت که این تغییر مکان نسبی ناشی از در نظر گرفتن پاسخ مد اول غیر ارتجاعی است. تغییر مکان‌های نسبی در طبقات بالایی ساختمان، تحت تأثیر مدهای بالاتر قرار می‌گیرند و انتظار می‌رود که مقادیر آن‌ها از مقادیر پیش‌بینی شده تجاوز کند. تحلیل‌ها نشان داده است که کنترل تغییر مکان نسبی مدهای بالاتر به‌طور اساسی وابسته به پروفیل تغییر مکان طرح و توزیع عمودی نیروی برش پایه طرح با

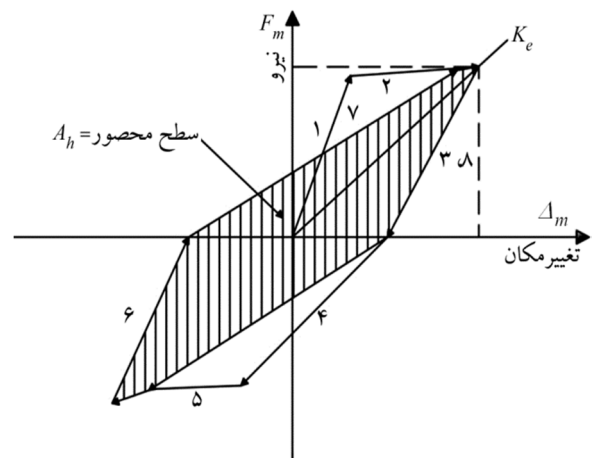
میرایی ارتجاعی ( $\xi_{el}$ ) و میرایی هیستریک ( $\xi_{hyst}$ ) به دست می‌آید:

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (14)$$

معمولاً میرایی الاستیک 5 درصد در نظر گرفته می‌شود و میرایی چرخه‌ای را می‌توان از روی سطح زیر نمودار منحنی پاسخ نیرو - تغییر مکان چرخه‌ای مطابق شکل (3) به دست آورد. با استفاده از روش یاکوبسن، با معادل قرار دادن انرژی تلف شده توسط یک میراگر ویسکوز با انرژی تلف شده طی رفتار غیرخطی سیستم، درحالی که هر دوی این سیستم‌ها تحت بار هارمونیک با فرکانس تشدید (برای اطمینان از بسته شدن حلقه اتلاف انرژی) هستند، می‌توان نسبت میرایی ویسکوز معادل را یافت:

$$\xi_{hyst} = 100 \times \frac{A_h}{2\pi F_m D_m} \quad (15)$$

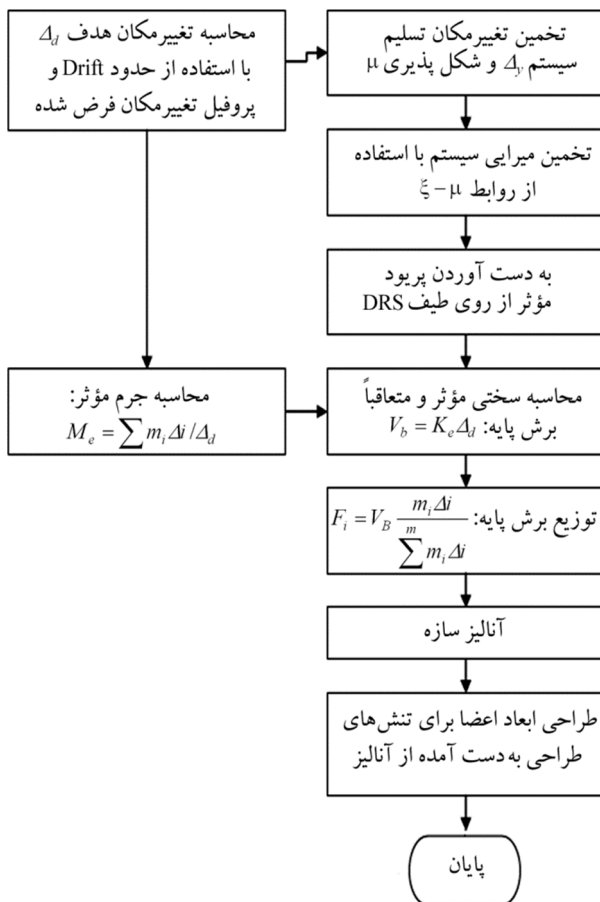
در رابطه‌ی (15)،  $A_h$  سطح زیر نمودار یک چرخه کامل از منحنی،  $F_m$  بیشینه نیرو و  $D_m$  تغییر مکان حاصل در چرخه‌هاست. کاملاً واضح است که در شرایط تحریک زلزله واقعی، خطای نامشخصی توسط تخمین شرایط تشدید در محاسبه‌ی نسبت میرایی هیستریک سازه وجود دارد. در ضمن، توجه شود که میرایی حاصل از روابط فوق، به صورت درصدی از میرایی بحرانی بیان می‌شود و وابسته به سختی ( $K_e$ ) پاسخ بیشینه است؛ بنابراین این مقدار سازگار با فرضیات مربوط به مشخصات سازه‌ای از قبیل سختی و میرایی در پاسخ نهایی است [12].



شکل (3): منحنی چرخه‌ای برای محاسبه میرایی [1]

که لنگر به دست آمده در پای ستون بزرگ تر از لنگر حاصل در بالای ستون خواهد شد و در نتیجه اطمینان حاصل می شود که مفاصل پلاستیک همزمان در پایین و بالای ستون های طبقه اول اتفاق نمی افتد. به عبارت دیگر، از ایجاد طبقه نرم جلوگیری می شود. دیگر اینکه وقتی نقطه دگرسویی ستون از نیمه آن به سمت بالا حرکت می کند، توزیع لنگر قسمت پایین ستون های داخلی، به ویژه ستون های داخلی طبقه دوم به صورت مناسب تری انجام می شود. بدین ترتیب انتخاب مقداری بین 0/55 تا 0/7 برای  $K$  به عنوان پیش فرض لنگر ستون ها مناسب به نظر می رسد. استفاده از مقدار 0/7 در جهت اطمینان است [1].

با توجه به مطالب بیان شده در بخش های قبل، فلوچارت طراحی بر اساس تغییر مکان برای قاب ها در شکل (4) آورده شده است.



شکل (4): روند نمای روش طراحی بر اساس تغییر مکان قاب ها [1]

اختصاص دادن 10 درصد آن به بالاترین طبقه سازه (طبقه بام) و توزیع 90 درصد باقی مانده آن در طبقات دیگر است. به این ترتیب رابطه (17) به صورت رابطه ی (18) اصلاح می شود:

$$F_i = F_t + 0.9V_B \frac{m_i D_i}{\sum_{i=1}^n (m_i D_i)} \quad (18)$$

در رابطه ی (18)،  $F_t = 0.1V_B$  در طبقه بام و  $F_t = 0$  در بقیه طبقات می باشد. این رابطه مشابه رابطه های دیگر توزیع نیرو است. این معادله برای ساختمان های کمتر از 10 طبقه محافظه کارانه به نظر می رسد و برای ساختمان های بلندتر به کار می رود.

### 3-8- تحلیل سازه تحت بارهای لرزه ای

گام نهایی، انجام تحلیل های متناسب و طراحی اعضای سازه است. به منظور پیدا کردن نیروی اعضا برای طراحی، تحلیل استاتیکی بر روی قاب با نیروهای جانبی به دست آمده از توزیع برش پایه و با در نظر گرفتن مقادیر پیش فرض لنگر در تراز ستون پایه متناسب با ضریب تناسب سختی تیر به ستون انجام می شود. تعیین لنگرهای پیش فرض برای ستون های تراز پایه، اساسی ترین قسمت از روش سازه جایگزین است. این کار اصولاً با انتخاب یک نقطه دگرسویی (عطف) برای لنگر ستون های تراز پایه انجام می پذیرد. البته این توزیع، پیشنهاد پریستلی برای سازه های بتنی است که در بررسی به سازه های فولادی تعمیم داده شده است [13]. برای دستیابی به این هدف، باید در پای ستون های تراز پایه، مفصل تعبیه شود و لنگرهایی که نشان دهنده ی ظرفیت مقطع در مقابل اعمال بارهای جانبی زلزله اند به آن مفاصل وارد نمود. مقدار لنگر کل مورد نیاز در تراز پایه عبارت است از:

$$M_b = V_b (Kh_c) \quad (19)$$

در رابطه ی (19)،  $h_c$  ارتفاع ستون و  $K$  یک نسبت دلخواه از ارتفاع ستون است که در آن برای انحنای ستون تغییر می کند و به آن نقطه دگرسویی (عطف) گفته می شود. لنگر کل تراز پایه به نسبت سختی ستون های تراز پایه بین آن ها توزیع می شود. با ضریب  $K$  بزرگ تر از 0/5 اطمینان حاصل می شود



از طیف طرح ویرایش سوم استاندارد 2800 [14]، استفاده شده است. این طیف‌ها برای میرایی‌های مختلف از 5% تا 25% ترسیم و با طیف جابه‌جایی استاندارد 2800 مقایسه شده‌اند. در روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، به طیف تغییر مکان با میرایی‌های مختلف نیاز است. با در اختیار داشتن طیف شتاب استاندارد 2800 برای میرایی 5%، طیف شتاب و طیف تغییر مکان معادل برای میرایی‌های مختلف به دست می‌آید. این عمل از طریق استفاده از روابط تبدیل ارائه شده در آیین‌نامه شماره 8 اروپا و استخراج مستقیم منحنی‌های طیف با داشتن نگاهت‌هایی با طیف پاسخ منطبق با طیف طرح [15] قابل دستیابی است (شکل 5).

#### 4-2 پارامترهای طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان

در این مطالعه مقدار تغییر مکان نسبی طبقات بر اساس آیین‌نامه FEMA356 [16] برای مطابقت با سطح عملکرد ایمنی جانی در برابر زلزله‌های شدید، که هدف استاندارد 2800 نیز می‌باشد، مقدار 2 درصد در نظر گرفته شده است.

#### 4- طراحی و ارزیابی سازه‌های فولادی منظم بر اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

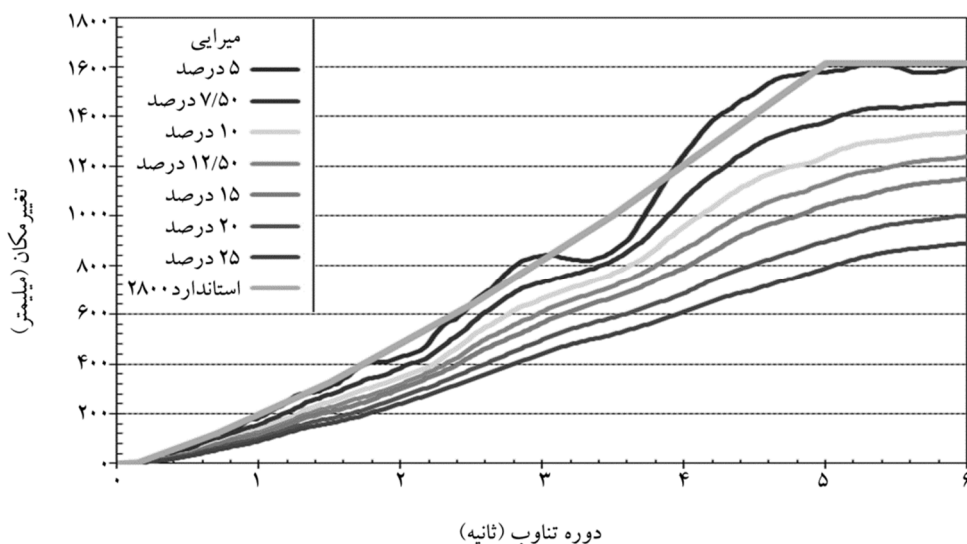
در این قسمت قاب‌های خمشی منظم فولادی با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان طراحی شده است [13]. خصوصیات مصالح فولادی به کار گرفته شده در قاب‌ها در جدول (1) آورده شده است. وزن کل هر طبقه 30/1 تن است. جرم‌ها در هر تراز در محل تلاقی تیر و ستون بر اساس سطح بارگیر تیرها توزیع می‌شوند. جرم‌های مربوط به تیرها و ستون‌ها به طریق مشابه در هر یک از گره‌ها به این مقادیر اضافه می‌شوند. در این مطالعه سه قاب خمشی کوتاه، متوسط و بلند 4، 10 و 16 طبقه دوبعدی با سه دهانه 6 متری و ارتفاع مشابه 3 متر برای کلیه طبقات، مدل شده است. در طراحی قاب‌ها از مقاطع تیرهای بال پهن آمریکایی W18 از استاندارد ASCE W-group استفاده گردیده است.

#### 4-1 طیف طراحی تغییر مکان

به منظور مقایسه دقیق‌تر دو روش مبتنی بر تغییر مکان و نیرو

جدول (1): مشخصات فولاد مورد استفاده در تمامی قاب‌ها

خاصیات	وزن واحد حجم (کیلوگرم بر سانتیمتر مکعب)	ضریب پواسون	کرنش نهایی	ضریب ارتجاعی	تنش تسلیم (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	تنش نهایی (کیلوگرم بر سانتیمتر مربع)	کرنش تسلیم
مقدار	7580	0/3	0/28	2/06E+06	2400	3700	0/001165



شکل (5): طیف‌های پاسخ میانگین تغییر مکان، شتاب‌نگاشت‌های واقعی مقیاس شده برای میرایی‌های مختلف [14]

## 5- نتایج طراحی و ارزیابی رفتار لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش طراحی نیروی

به منظور ارزیابی غیرخطی سازه‌ها از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی SeismoStruct [18] و برای مدل‌سازی مصالح فولادی، از مدل تک‌محوره دوخطی تنش-کرنش فولاد استفاده شده است که در مراحل متناوب بارگذاری، محدوده الاستیک آن به صورت ثابت باقی می‌ماند. میرایی ویسکوز معادل نیز بر اساس مدل رایلی وابسته به خصوصیات جرم و سختی با در نظر گرفتن ضریب نسبت میرایی 5 درصد برای مدهای اول و سوم سازه به دست می‌آید. تحلیل‌های انجام شده به روش «اجزای محدود» می‌باشند که در آن المان‌ها با فرض مدل فیری تعریف شده‌اند. با توجه به اینکه المان‌های فایر فاقد امکان کنترل برش هستند، برش آنها به صورت دستی کنترل شده است. روش انتگرال گیری نیز روش نیومارک با ضرایب  $\alpha = 0.5$  و  $\beta = 0.25$  است.

## 5-1- معرفی شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده در تحلیل‌های تاریخیچه زمانی

به منظور انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخیچه زمانی، برای اطمینان از صحت عملکرد مبتنی بر داشتن ظرفیت‌های لازم برای دریافت انرژی‌های ورودی ناشی از زلزله‌ای که خصوصیات مشابه خصوصیات زلزله طرح را داشته باشد در اختیار داشتن

سپس پارامترهای مختلف طراحی از جمله تغییر مکان طراحی، تغییر مکان تسلیم، شکل پذیری و میرایی ویسکوز معادل برای هر یک از طبقات محاسبه می‌شود. با مشخص شدن میرایی و تغییر مکان، با استفاده از طیف جابه‌جایی معادل طیف طرح، پیوند مؤثر هر سازه محاسبه می‌شوند و در نهایت پارامترهای طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای هر مدل به دست می‌آیند (جدول 2). بعد از محاسبه پارامترها و در نتیجه نیروی برش پایه، توزیع نیروی برشی در طبقات مطابق رابطه (18) انجام می‌شود (جدول 3).

## 4-3- تحلیل استاتیکی و طراحی مقاطع

مقاطع مورد نیاز سازه با استفاده از تحلیل استاتیکی به دست آمده است. برای تحلیل و طراحی سازه از روش تنش مجاز طبق ضوابط آیین‌نامه AISC-ASD89 و از نرم‌افزار Sap 2000 برای تحلیل استاتیکی و طراحی مقاطع استفاده شده است. به منظور مقایسه بهتر نتایج برای تحلیل قاب‌ها از ترکیبات بارگذاری آیین‌نامه مبحث دهم «طرح و اجرای ساختمان‌های فولادی» [17] استفاده شده است. در انتخاب مقاطع سعی بر آن بوده که مقادیر نسبت تنش به عدد یک بسیار نزدیک شوند تا از به وجود آمدن اضافه مقاومت در سازه جلوگیری شود. در همین راستا، در حد امکان سعی شده که همسان‌سازی (تیپ کردن) مقاطع در طبقات مختلف باعث ایجاد اضافه مقاومت در سازه نشود.

جدول (2): پارامترهای طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای سازه‌های 4، 10 و 16 طبقه

پارامترها	$\theta_d$	$\Delta_y$ (m)	$\Delta_d$ (m)	$\mu$	$\xi$	$T$ (sec)	$K_e$ (kN/m)	$V_{base}$ (kN)	$M_b$ (kN.m)
4 طبقه	0/02	0/07	0/149	2/12	%14/70	1/175	3009/05	447/89	873/39
10 طبقه	0/02	0/164	0/338	2/07	%14/48	2/152	2116/70	716/82	1397/79
16 طبقه	0/02	0/257	0/522	2/03	%14/31	2/806	2116/70	1022/69	1994/25

جدول (3): توزیع نیروی جانبی طبقات به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

شماره طبقات	1	1	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
4 طبقه Fi(kN)	47	87	121	194												
10 طبقه Fi(kN)	14	27	39	51	62	73	82	91	99	178						
16 طبقه Fi(kN)	8	16	23	31	38	44	51	57	63	69	74	80	85	89	94	200

- با افزایش ارتفاع سازه از سازه 4 طبقه به سازه 16 طبقه، تغییر مکان غیرخطی سازه از پروفیل تغییر مکان طرح فاصله بیشتری می‌گیرد. به عبارت دیگر، پروفیل تغییر مکان طرح در این روش می‌تواند اندکی تصحیح شود تا در عین رعایت بقیه موارد، سازه اقتصادی‌تری طرح شود.

- در کل می‌توان نتیجه گرفت که روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌تواند به نحو مطلوبی عملکرد سازه را در جنبش‌های قوی زمین پیش‌بینی کند و به‌طور کامل پاسخگوی نیازهای اولیه مورد نظر طراح باشد.

### 5-3- ارزیابی رفتار سازه‌های فولادی طراحی شده با روش

#### نیروی

به منظور مقایسه عملکرد سازه‌های طراحی شده با روش تغییر مکانی و نیرویی، سازه‌های مذکور مجدداً با نیروهای حاصل از استاندارد لرزه‌ای طرح شد. برای طراحی از روش تنش مجاز استفاده شده و محل ساخت سازه‌ها شهر تهران است. شتاب بیشینه زمین  $0/35g$  و نوع خاک سه در نظر گرفته شده است. لازم به ذکر است که قاب‌های 4 و 10 طبقه از نوع قاب خمشی با شکل‌پذیری متوسط و قاب‌های 16 طبقه از نوع قاب خمشی با شکل‌پذیری ویژه هستند. برای به دست آوردن مقاطع مورد نیاز سازه از تحلیل استاتیکی معادل بهره گرفته و مقدار نسبت نیاز به ظرفیت مقاطع کنترل شده است. بعد از به دست آوردن مقاطع اولیه، کنترل ثانویه (کنترل نسبت جابه‌جایی طبقات بر اساس بند 2-5 ویرایش سوم استاندارد 2800) انجام پذیرفته است.

شتاب‌نگاشت‌هایی با طیف پاسخی منطبق بر طیف طرح اولیه نیاز است؛ بنابراین در این مقاله برای انجام تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی از هفت نگاشت واقعی مقیاس شده توسط بهار و کفایشان [19]، استفاده شده است (جدول 4).

### 5-2- ارزیابی رفتار سازه‌های فولادی طراحی شده با روش

#### مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

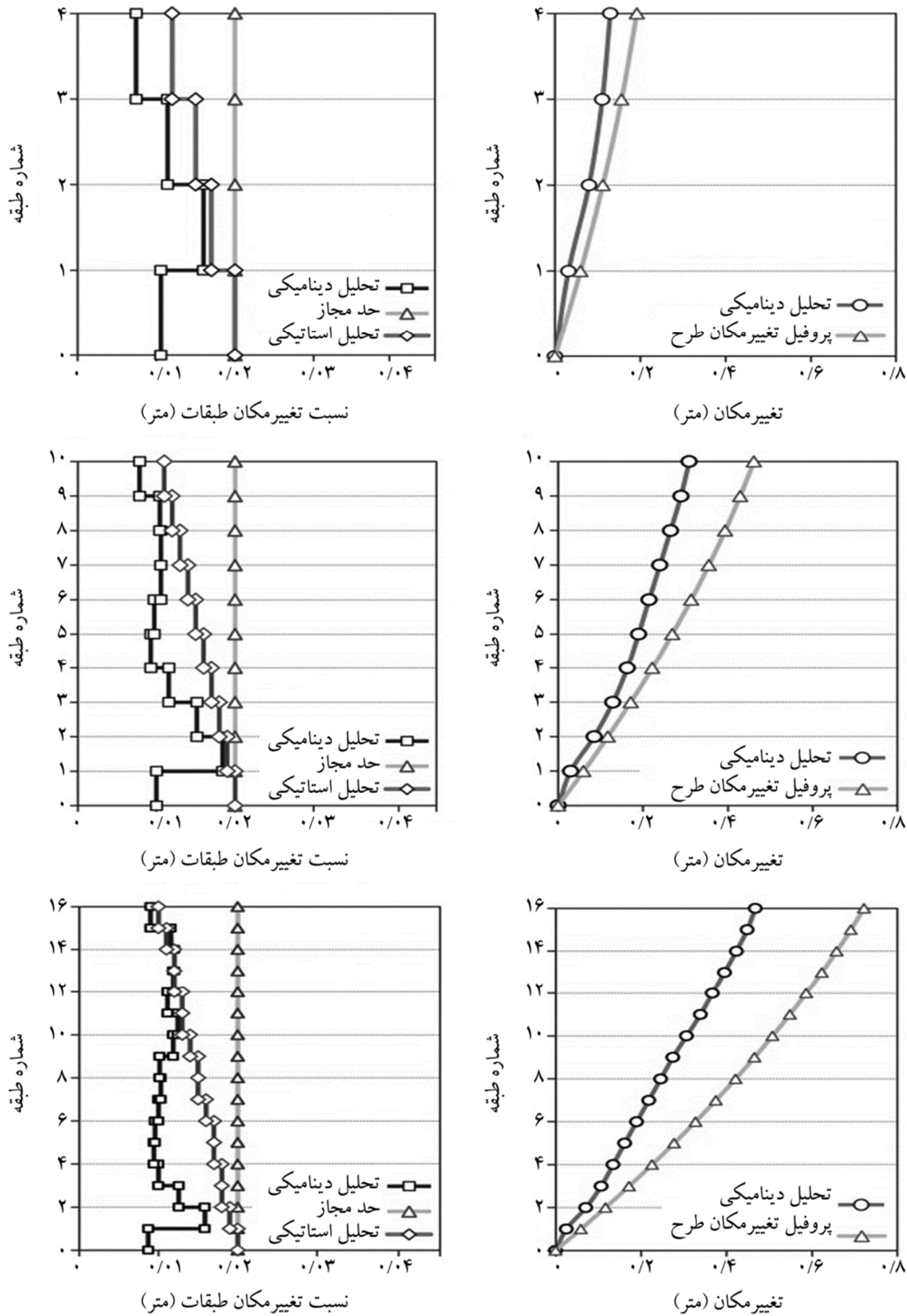
نتایج تغییر مکان و نسبت جابه‌جایی طبقات برای قاب‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان تحت شتاب‌نگاشت‌های «واقعی مقیاس شده» در شکل (6) آمده است. ارزیابی مقادیر نسبت جابه‌جایی و تغییر مکان طبقات نشان می‌دهد: - طبقه اول به منظور جلوگیری از وقوع مکانیسم طبقه نرم بسیار قوی طرح شده، به همین دلیل تأثیر انرژی ورودی زلزله به طبقات بالاتر انتقال یافته است؛

- به دلیل مبانی روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان که وقوع تغییر مکان‌های بزرگ ولی مجاز ناشی از رفتار غیرخطی سازه را در مرحله تعیین نیروهای لرزه‌ای در نظر می‌گیرد، نسبت جابه‌جایی طبقات در کلیه حالات ارضا شده و در ارتفاع سازه نیز به حداقل رسیده است؛

- در مقایسه نسبت‌های جابه‌جایی طبقات در طرح اولیه و مقادیر متناظر در تحلیل‌های غیرخطی نشان می‌دهد که در این روش تقریب طبقات بالاتر به‌ویژه در سازه بلندتر به‌خوبی انجام شده و در طبقات پایین‌تر در جهت اطمینان مقادیر بزرگ‌تری را نتیجه داده است؛

جدول (4): مشخصات شتاب‌نگاشت‌های واقعی مقیاس شده [19]

شتاب‌نگاشت	بیشینه شتاب (g)	مدت زمان (sec)	تقسیمات زمانی dt (sec)	پریود غالب (Sec)	پریود میانگین (Sec)
آب بر	0/55	35/5	0/02	0/18	0/838
بم	0/50	66/54	0/005	0/2	0/818
ال سنتر و	0/44	40	0/01	0/46	0/826
کوبه	0/37	48	0/02	0/34	0/933
تفت	0/58	54/4	0/02	0/44	0/914
طبس	0/45	32/84	0/02	0/24	0/848
تارزانا	0/44	40	0/02	0/58	0/891



شکل (6): مقایسه نتایج نسبت جابه‌جایی و تغییر مکان قاب‌ها، تحلیل غیرخطی دینامیکی تحت شتاب‌نگاشت‌های «واقعی مقیاس شده» و روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان در قاب‌های 4، 10 و 16 طبقه

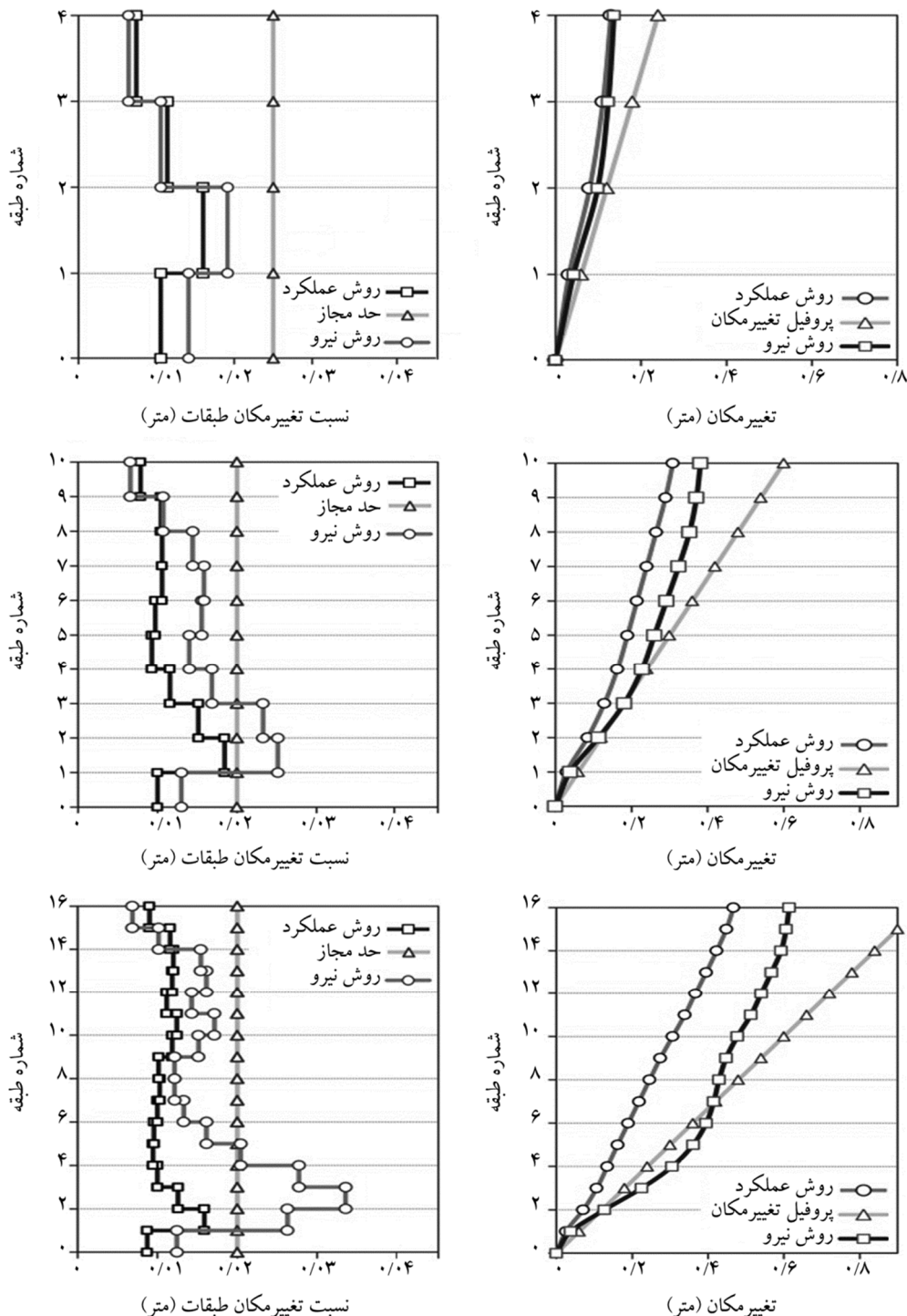
با یکدیگر مقایسه شده است. اگرچه هر دو سازه مبانی اولیه طراحی را ارضا نموده‌اند، اما به دلیل کاربرد روش‌های متفاوت در برآورد نیروهای جانبی، رفتار غیرخطی دینامیکی آنها کاملاً با یکدیگر فرق دارد. شکل (7) نشان می‌دهد که در سازه‌های 10

#### 4-5- مقایسه رفتار لرزه‌ای سازه‌های طراحی شده با هر دو روش تغییر مکان و نیرویی

نتایج نسبت جابه‌جایی و تغییر مکان سازه‌های طراحی شده با دو روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش نیرویی در شکل (7)

غیرخطی سازه‌های 10 و 16 طبقه را برآورد نماید. از طرفی دیگر، اگرچه در روش نیرویی هیچ تعریفی برای پروفیل تغییر مکان طراحی وجود ندارد، اما مقایسه نمودار تغییر مکان سازه‌ها در دو روش در شکل (7) نشان می‌دهد که تغییر مکان‌های بیشینه ثبت شده

و 16 طبقه طرح شده بر اساس نیروهای حاصل از ویرایش سوم استاندارد 2800، نسبت جابه‌جایی طبقات دوم تا چهارم از مبانی تقاضای آیین‌نامه‌ای فراتر رفته‌اند. به عبارت دیگر، ضریب اصلاح تغییر مکان در استاندارد 2800 نتوانسته به درستی جابه‌جایی‌های



شکل (7): مقایسه نتایج نسبت جابه‌جایی طبقات در قاب‌ها، تحلیل غیر خطی دینامیکی تحت شتاب‌نگاشت‌های «واقعی مقیاس شده» و روش طراحی نیرویی استاندارد 2800 و طراحی مستقیم بر اساس عملکرد در قاب‌های 4، 10 و 16 طبقه

دست داده است، اما توانسته عملکرد مناسب آنها را در قبال جنبش‌های قوی زمین تأمین نمایند.

### 6- نتیجه گیری

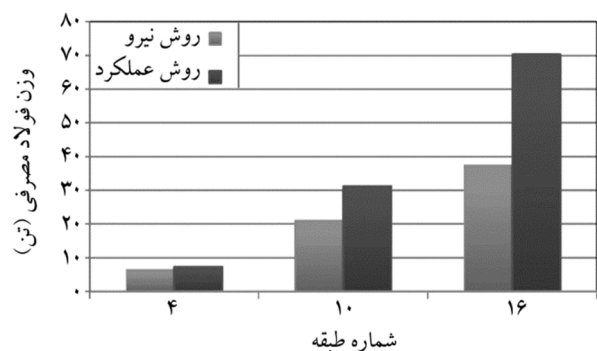
روش مستقیم طراحی بر اساس تغییر مکان که توسط پرستلی و همکاران معرفی و گسترش داده شده است، یکی از بهترین روش‌ها برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها بر اساس عملکرد می‌باشد. در این روش به جای محدود نمودن جابه‌جایی طبقات، سازه را برای رسیدن به یک مقدار هدف عملکردی تحت شدت لرزه‌ای معین طراحی می‌کنند. در این مطالعه رفتار لرزه‌ای سه قاب فولادی خمشی کوتاه، متوسط و بلند که به دو روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و روش نیرویی مبتنی بر نیروهای استاندارد 2800 ایران طراحی شده‌اند، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته‌اند. به این منظور، قاب‌ها تحت هفت نگاهت واقعی مقیاس شده با طیف پاسخی منطبق بر طیف طرح، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی شده‌اند. ارزیابی عملکرد سازه‌ها نشان داد به دلیل مبانی روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان که وقوع تغییر مکان‌های بزرگ ولی مجاز ناشی از رفتار غیرخطی سازه را در مرحله تعیین نیروهای لرزه‌ای در نظر می‌گیرد، با صرف فولاد بیشتر نسبت جابه‌جایی طبقات در کلیه حالات ارضا شده و در ارتفاع سازه نیز به حداقل رسیده است؛ اما در روش نیرویی با وجود اینکه مبانی اولیه طراحی سازه‌ها ارضا شده‌اند، در سازه‌های 10 و 16 طبقه طرح شده بر اساس نیروهای حاصل از ویرایش سوم استاندارد 2800، نسبت جابجایی طبقات دوم تا چهارم از مبانی تقاضای آیین‌نامه‌ای فراتر رفته‌اند. به عبارت دیگر، ضریب اصلاح تغییر مکان در استاندارد 2800 نتوانسته به درستی جابه‌جایی‌های غیرخطی این سازه‌ها را برآورد نماید. می‌توان گفت از معایب اصلی این ضریب عدم هماهنگی شکل‌پذیری کلی سازه و شکل‌پذیری اعضای آن است. ضریب رفتار در استاندارد 2800 ناشی از ظرفیت شکل‌پذیری کلی سیستم است و مستقل از ظرفیت شکل‌پذیری اعضا تعیین می‌شود. مطلوب این است که برای هر سازه مشخص

در تحلیل‌های تاریخچه زمانی در سازه‌های طراحی شده به روش نیرویی در برخی از طبقات حتی از پروفیل طراحی به روش تغییر مکان، که بر اساس حد نهایی تغییر مکان غیرخطی سازه به دست آمده، نیز فراتر رفته است. این امر نشان‌دهنده عدم کنترل روش نیرویی بر تغییر مکان‌های طبقات سازه در حین روند طراحی است. از یک دیدگاه کلی، مقایسه نسبت جابه‌جایی طبقات سازه‌های طراحی شده با دو روش، بیان‌کننده رجحان روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان نسبت به روش نیرویی است.

### 5-5- بررسی اقتصادی قاب‌های طراحی شده با هر دو روش

#### تغییر مکان و نیرویی

به منظور مقایسه اقتصادی قاب‌های طراحی شده با دو روش نیرویی و طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، وزن فولاد مصرفی در سازه‌های مختلف در شکل (8) نشان داده شده است. توجه به این نکته ضروری است که روش‌های مذکور تلاش دارند تا سازه‌های مقاوم در برابر نیروهای ناشی از زلزله‌های محتمل طراحی کنند. در سازه‌های طراحی شده بر اساس روش نیرویی با صرف فولاد کمتر، اهداف اصلی طرح (عملکرد مناسب لرزه‌ای) حاصل نشده است. به بیان دیگر، در این روش، طراح نمی‌تواند به نحوه عملکرد سازه و پیامدهای آن در مقابل زلزله‌های قابل انتظار اطمینان داشته باشد. از طرف دیگر، اگرچه می‌توان با تصحیح پروفیل تغییر مکان در سازه‌های بلندتر تا اندازه‌ای مصرف فولاد مورد نیاز را کاهش داد، اما در کل می‌توان اظهار نمود که روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، اگرچه سازه‌هایی سنگین‌تر به



شکل (8): نمودارهای وزن فولاد مصرفی در قاب‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان و نیرویی استاندارد 2800

- concentric braces frame structures. *SAITM Research Symposium on Engineering Advancements*.
7. Malekpour, S. and Dashti, F. (2013) Application of the direct displacement based design methodology for different types of RC structural systems. *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(2), 135-153.
  8. Sullivan, T.J. (2013) Direct displacement based design of steel eccentrically braced frame structures. *Bull. of Earthquake Engineering*, Online.
  9. Grant, D.N., Priestley, M.J.N., and Blandon, C.A. (2005) *Modeling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design*. Report No 2005/3, European School for Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk [Rose School], Pavia.
  10. Blandon, C.A. (2004) *Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design*. A Dissertation Submitted in Partial Fulfillment of the Requirement for the Master Degree in Earthquake Engineering, School.
  11. AISC (2001) *Manual of Steel Construction*. 3<sup>rd</sup> Edition, American Institute of Steel Construction Inc., USA.
  12. Blandon, C.A. and Priestley, M.J.N. (2005) Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), Special Issue, 257-278.
  13. Gozasht, F. (2012) *Comparing Performances of Regular MRF Steel Frames Designed by Displacement and Force Based Methods*. M.Sc. Thesis, Islamic Aazd University, Boushehr (In Persian).
  14. Building and Housing Research Center (2005) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. Standard No. 2800-05, Third Edition (In Persian).
  15. Kaffashian, M. (2006) *Comparison of RC Building's Performances Designed by DDBD and Standard-2800*. M.Sc. Thesis, IIEES (In Persian).
  16. FEMA 356 (2000) *Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings; FEMA 356*. Washington (DC): Federal Emergent
- ظرفیت شکل‌پذیری باید با توجه به ظرفیت شکل‌پذیری تک‌تک اعضای آن سازه تعیین شود.
- در نهایت می‌توان چنین اظهار نمود که سازه‌های طراحی‌شده بر اساس روش نیرویی با صرف فولاد کمتر نتوانسته است کاملاً به اهداف اصلی طرح (عملکرد مناسب لرزه‌ای) دست یابند. به بیان دیگر، در این روش، طراح نمی‌تواند به نحوه عملکرد سازه و پیامدهای آن در مقابل زلزله‌های قابل انتظار اطمینان داشته باشد. از طرف دیگر، روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، اگر چه سازه‌هایی سنگین‌تر به دست داده است، اما نتوانسته عملکرد مناسب آنها را در قبال جنبش‌های قوی زمین تأمین نمایند و به‌طور کامل پاسخگوی نیازهای اولیه مورد نظر طراح باشد. این نقایص در ویرایش چهارم استاندارد 2800 [20] تا حدی جبران شده است؛ به‌طوری‌که برای مناطق با لرزه‌خیزی زیاد اجازه‌ی تحلیل استاتیکی معادل داده نشده است؛ اما این بحث خارج از حدود مقاله‌ی حاضر است.

## مراجع

1. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky, M.J. (2007) *Direct Displacement-Based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia.
2. Priestley, M.J.N. (2000) Performance based seismic design. Keynote Address, *Proceedings of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering*.
3. Calvi, G.M. and Sullivan, T.J. (Eds) (2009) *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures*. DBD09, DRAFT Subject to Public Enquiry, IUSS Press, Pavia.
4. Malekpour, S., Ghaffarzadeh, N., and Dashti, F. (2011) Direct displacement based design of regular steel moment resisting frames. *the 12<sup>th</sup> East Asia-Pacific Conf. on Structural Eng. and Construction*, *Procedia Engineering*, 14(2011), 3354-3361
5. Macedo, L. and Castro, J.M. (2012) Direct displacement based design of steel moment frames. *The 15WCEE*, Lisbon, Portugal.
6. Wijesundara, K.K. and Rajeev, P. (SAITM-RSEA 2012) Direct displacement based design of steel



Management Agency.

17. Ministry of Housing and Urban Development. Iranian National Building Code for Steel Structures (part10), Iran (2008) (In Persian).
18. SeismoStruct v5.2.2: A Finite Element program capable of predicting the large displacement behaviour of space frames under static or dynamic loading, taking into account both geometric nonlinearities and material inelasticity (2011). Available from URL: <http://www.seismosoft.com/SeismoStruct/>.
19. Bahar, O. and Kaffashian, M. (2009) Synthetic and Artificial Acceleration Records Compatible with Design Spectrum of Standard 2800 (3<sup>rd</sup> Edition). *Sharif Journal of Science and Technology*, **46**(1), 3-10 (In Persian).
20. Permanent Committee for Revising the Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Building (Standard 2800) (2015) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings* (4<sup>nd</sup> Edition). Building and Housing Research Center, Iran (In Persian).



## Seismic Evaluation of Regular MR Steel Frames Designed by Direct Displacement Based Method

Omid Bahar<sup>1</sup> and Farshid Gozasht<sup>2</sup>

1. Assistant Professor, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, IIEES, Corresponding Author: [omidbahar@iiees.ac.ir](mailto:omidbahar@iiees.ac.ir)
2. International Institute of Earthquake Engineering and Seismology, IIEES

During decades, engineers have tried to build safer and more economic structures. Since establishing primary structural design codes, it has been presumed that “strength” of a structure is synonymous to its “performance”. However, during many years by studying various structural damages occurring during strong ground motion earthquakes, it is obvious today that increasing strength of a building may not result in safer or stronger structure with better performance [1]. Park and Paulay [2] stated that the distribution of strength through a building is more important than the design base shear itself. As they stated, in order to achieve a better structural performance, two important issues should be devised. First, structures should be designed such that plastic hinge formation during nonlinear behavior of the building would occur in all beams before columns. In other words, weak beam/strong column mechanism should be assured. Second, high shear capacity of elements should be supplied to ensure the prevention of brittle failure of main structural elements. This is the case that our experiences during past strong earthquakes have shown that these issues are seldom achieved through applying force-based seismic design code regulations. This was the true start to performance based seismic design [1].

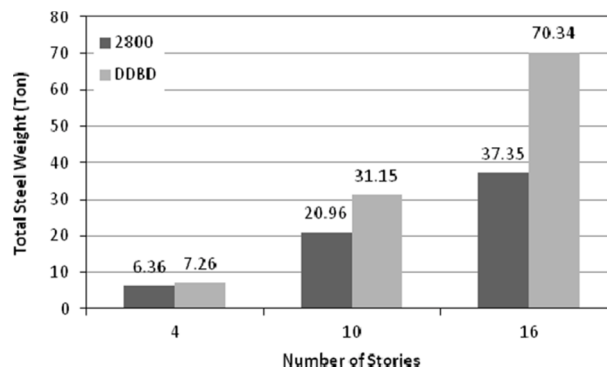
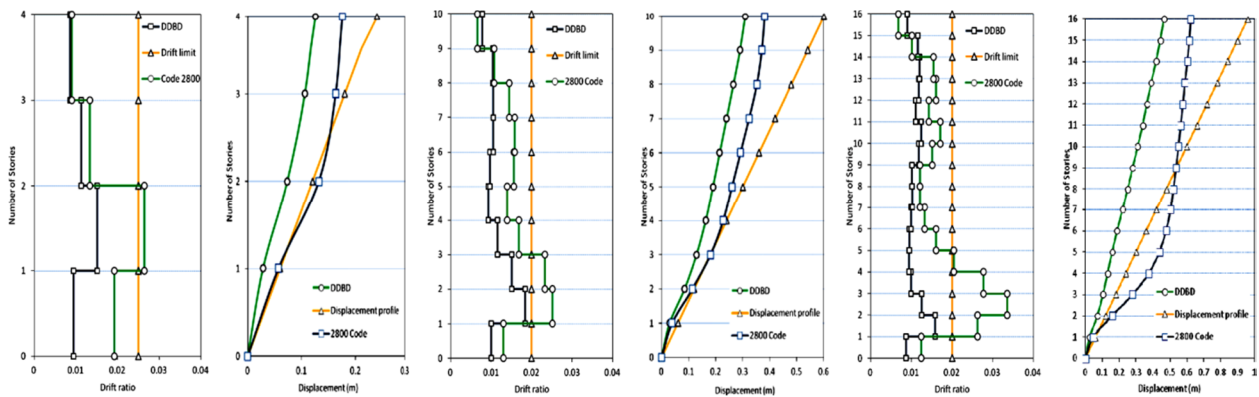
During years, researchers found that although strength is an important issue to control floor displacement, the damage potential of structures should be directly related to deformations rather than strength. In the last twenty years, this concept has led to development of a large number of alternative seismic design philosophies based on deformation capacity of structures [3], among which a few methods are suitable as a standard method for implementation in new modern design codes. One of the most important methods is direct displacement-based design method (DDBD) that was introduced by Priestley in 1993. This method is rather more complete and simpler to apply, which has been also used for a wider category of structures [4]. The main difference between DDBD and the traditional force-based design method is that DDBD characterizes the structure to be designed by a single-degree-of-freedom (SDOF) representation of performance at peak displacement response, rather than by its initial elastic characteristics. The characterization of the structure by secant stiffness avoids the many problems inherent in force-based design where initial stiffness is used to determine an elastic period, and forces are distributed between members in proportion to elastic stiffness [4].

In this article, the authors aim to consider performance of various level steel structures, which are designed by two completely different design approach; DDBD and a traditional forced-based design method. During this research, two goals are evaluated: the comparison between two displacement- and force-based design, as well as the accuracy of formulations that are determined target displacement and damping capacity of the steel frames. This is because direct displacement-based approach is configured based on concrete frames and some correction are implemented in formulations to predict steel frame performance. Hence, three different regular moment resisting steel frames (MRF) with various heights: low, medium, and high-rise buildings, say 4, 10, and 16 stories, are designed by DDBD and the Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings, standard No-2800 (the 3<sup>rd</sup> edition). Seismic behavior of all structures is examined by dynamic nonlinear time history analysis under a 7-acceleration record group. All members of this group have a response spectra matched to the design spectrum of the buildings.

Extensive analysis is carried out and the results are compared together. Primary considerations show that the DDBD-buildings are so heavier than the similar 2800-buildings. These differences are much greater with increasing

level of the steel frames, which is related to larger design base shear in DDBD approach. However, by considering drift ratios of the floors in the three frame structures, it is seen that DDBD-buildings is very stronger than they need to be. Differences between drift limit and drift ratios of the floors are obviously so large. This may be referred to the target displacement, design displacement profile and needed damping capacity of the frame.

On the other hand, 2800-buildings are not meet drift limits specially in below levels of the structures, but by a rather simple modification, they may behave better. It should be noted that the weight of the 2800-buildings are still much lighter than the DDBD-buildings.



Finally, it is expected that DDBD with some modifications for steel moment-resisting frames is a rigorous method that is a viable alternative to the current forced based design methods, which can consistently predict seismic behavior of all various level steel structures during strong ground motions. On the other hand, although steel frames designed by forced-based code have previously satisfied their design criteria, they may not be reliable to predict their performance during real earthquakes.

**Keywords:** Direct Displacement-Based Design; Forced Based Design Method, MRF Steel Structures; Nonlinear Time History Analysis.

**References**

1. Priestley, M.J.N., (2000) Performance based seismic design. *Proceeding of the 12<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering (12WCEE)*, Lisbon, Portugal.
2. Park, R. and Paulay, T (1975) *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, New York.
3. Calvi, M., Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2008) Displacement-based seismic design of structures, *National Earthquake Engineering and Engineering Seismology Conference*, November 2008, Athens, Greece.
4. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. and Kowalsky, M.J. (2007) *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia, Italy.