

چکیده

هدف اصلی این مقاله، ارائه‌ی رابطه‌ی مناسبی برای محاسبه‌ی نسبت میرایی هیستریزس برای قاب‌های خمشی فولادی و مقایسه‌ی آن با رابطه‌ی ارائه شده در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است. نکته‌ی کلیدی در روش طراحی مستقیم بر اساس تغییر مکان، مدل کردن میرایی هیستریزس به‌وسیله‌ی نسبت میرایی ویسکوز معادل (EVD)^۱ با استفاده از روابط و فرمول‌های مبتنی بر شکل‌پذیری می‌باشد. خطا در برآورد میرایی ویسکوز معادل می‌تواند به خطا در محاسبه‌ی نیروها و برش پایه در این روش منجر شود. در این مطالعه برای به دست آوردن این نسبت، مدل‌های مختلف قاب‌های خمشی فولادی با بهره‌گیری از تحلیل‌های متنوعی مورد مطالعه قرار گرفته است. ۳۰ مدل قاب خمشی، با تعداد طبقات ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵، به دو شکل ۳ دهانه و ۶ دهانه، و تحلیل‌ها شامل: تحلیل استاتیکی غیرخطی، تحلیل دینامیکی غیرخطی با استفاده از هفت شتاب‌نگاشت ساختگی، تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی بر اساس دو پروتکل رکورد سینوسی یکنواخت، یکی مبتنی بر زمان تناوب اولیه و دیگری مبتنی بر زمان تناوب در سطح عملکرد ایمنی جانی و در نهایت تحلیل بار افزون رفت و برگشتی با استفاده از پروتکل جابه‌جایی سینوسی فزاینده انجام شده است. استنتاج حاصل از محاسبات نسبت میرایی در سطح عملکرد ایمنی جانی بر اساس روابط یاکوبسن و جیننگر، مقادیر حاصل از روابط میرایی معادل دستورالعمل FEMA-440 و نیز مدل‌سازی سازه‌ی یک درجه آزاد، اختلافاتی را با فرمول تجربی پیشنهاد شده در پیش‌نویس دستورالعمل DBD2012 نشان می‌دهد. لذا، در محدوده‌ی شکل‌پذیری سازه‌های مورد مطالعه، به جای فرم رابطه‌ی موجود برای محاسبه‌ی نسبت میرایی هیستریزس، از فرم رابطه‌ی نمایشی استفاده شد که با نتایج به دست آمده هماهنگ‌تر است. در انتها نیز با برقراری ارتباط بین زمان تناوب اولیه و معادل سازه، رابطه‌ی جدیدی برای محاسبه‌ی نسبت میرایی هیستریزس مبتنی بر نسبت زمان تناوب معادل به زمان تناوب اولیه در سازه‌های قاب خمشی فولادی پیشنهاد گردیده است.

کلمات کلیدی: روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، نسبت میرایی ویسکوز معادل، تحلیل استاتیکی غیرخطی، پروتکل بار سینوسی

ارائه‌ی روابط جدید ظرفیت میرایی هیستریزس قاب‌های خمشی فولادی در سطح عملکرد ایمنی جانی مورد نیاز روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

رضا اسمعیل‌آبادی

دانشجوی دکتری مهندسی زلزله، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گروه مهندسی عمران، تهران، ایران

امید بهار (نویسنده مسئول)

استادیار، پژوهشکده مهندسی سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، omidbahar@iiees.ac.ir

آرمین عظیمی‌نژاد

استادیار، دانشگاه آزاد اسلامی، واحد علوم و تحقیقات، گروه مهندسی عمران، تهران، ایران

۱- مقدمه

به سطح مشخصی از عملکرد است. این سطح عملکرد می‌تواند به‌وسیله‌ی مشخص کردن حدود کرنش یا تغییر مکان جانبی نسبی تحت اثر سطوح خطر خاص تعریف شود. در واقع این روش می‌تواند نیروهای داخلی اعضا را در حد عملکردی مورد نظر تخمین بزند. در این روش به جای سازه‌ی اصلی چند درجه

روش «طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان»^۲ که از این پس با DDBD نشان داده خواهد شد، برای اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط پرستلی معرفی گردید و پس از آن به‌طور گسترده‌ای در اروپا، نیوزلند و آمریکای شمالی مورد تحقیق و مطالعه قرار گرفت [۱]. فلسفه‌ی اساسی در این روش طراحی، دستیابی سازه‌ها

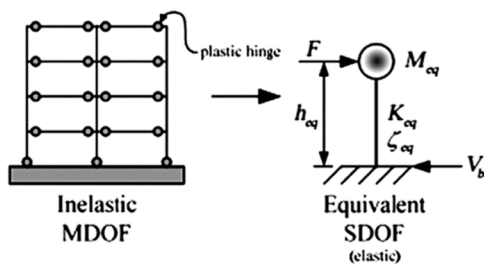
الف - به دست آوردن جابه‌جایی هدف (Δ_d): جابه‌جایی نهایی بر اساس معیارهای تغییر مکان که سطح عملکرد مورد نظر را تعریف می‌کند، به دست می‌آید. برای این کار ابتدا بر اساس یک نیم‌رخ جابه‌جایی یا تابع شکل نسبت تغییر مکان هر طبقه را تخمین می‌زنیم. توابع پیشنهادی برای قاب‌های خمشی در روابط (۱) و (۲) ارائه شده است.

$$\varphi_i = \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \left(1 - \frac{H_i}{4H_n} \right) \quad \text{for } ns \geq 4 \quad (1)$$

$$\varphi_i = \left(\frac{H_i}{H_n} \right) \quad \text{for } ns < 4 \quad (2)$$

که در آن φ_i شکل نیم‌رخ تغییر مکان بر اساس مود اول غیر ارتجاعی سازه و ns تعداد طبقات سازه، H_i ارتفاع طبقه i ام و H_n ارتفاع تراز بام می‌باشند. با مشخص بودن تغییر مکان بحرانی می‌توان شکل تغییر مکان هر یک از ترازهای طبقات را به صورت رابطه زیر به دست آورد.

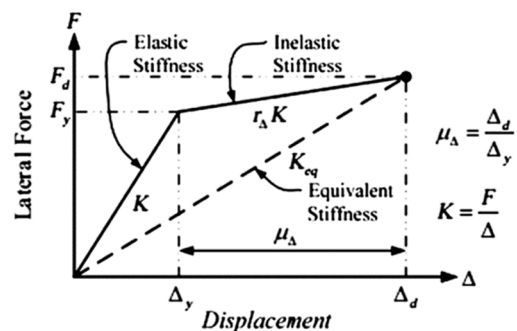
$$\Delta_i = \varphi_i \left(\frac{\Delta_c}{\varphi_c} \right) \quad (3)$$



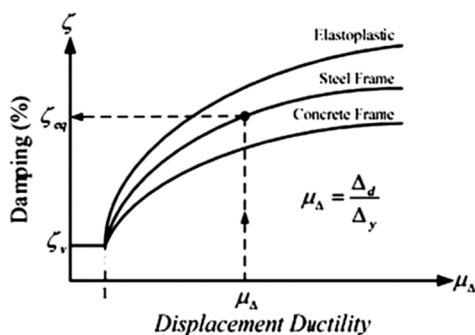
(a) SDOF Simulation of Inelastic MDOF

آزاد، از یک سازه‌ی جایگزین تک درجه آزاد با خصوصیات غیرخطی سازه‌ی اصلی استفاده می‌شود. خصوصیات رفتار غیرخطی بر اساس شرایط سازه‌ی اصلی چند درجه آزاد در سطح خطر از پیش تعریف شده، محاسبه می‌گردد [۲]. خصوصیات سازه‌ی جایگزین به وسیله‌ی سختی سکانتی (و نه سختی اولیه مورد استفاده در روش نیرویی) در جابه‌جایی حداکثر و میرایی معادل (مجموع میرایی الاستیک و میرایی هیستریزس) بیان می‌گردد. این گام تفاوت عمده‌ی روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان پریستلی با روش‌های متداول طراحی نیرویی است. تمامی گام‌های مورد اشاره در روش مذکور در شکل (۱) نشان داده شده است.

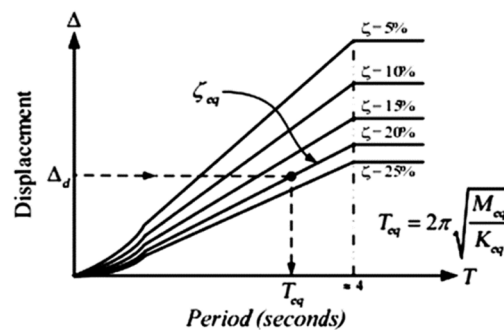
روش DDBD برای اولین بار به عنوان یک روش طراحی جایگزین برای طراحی بر مبنای نیرو پیشنهاد شد [۳-۴]. این روش طی سال‌های متمادی، برای بسیاری از انواع سازه‌ها توسعه یافته است [۵-۶]. روابط و گام‌های طراحی با این روش برای قاب‌های خمشی فولادی در ادامه بیان شده است [۷]:



(b) Idealized Force-Displacement of Equivalent SDOF



(c) Equivalent Viscous Damping vs. Ductility



(d) Displacement Response Spectra

شکل (۱): مفاهیم روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان [۳]

$$h_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i H_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (7)$$

که h_{eq} و M_{eq} به ترتیب ارتفاع معادل و جرم معادل سیستم یک درجه آزاد معادل می‌باشند. در ادامه بر اساس رابطه‌ی دوران تسلیم، که در قاب‌های خمشی فولادی بر مبنای نسبت دهانه به ارتفاع تیرها ارائه شده است، تغییر مکان تسلیم قاب خمشی فولادی با استفاده از روابط (۸) و (۹) محاسبه می‌شود. یکی از مزیت‌های این روش مستقل نمودن دوران تسلیم قاب از خصوصیات سازه‌ای و مشخصه‌های المانی اعضا و محاسبه‌ی آن بر حسب مشخصه‌های هندسی دهانه و ارتفاع تقریبی تیرهای قاب است [۸]. این تعریف باعث می‌شود قبل از طراحی اولیه‌ی سازه حدود تقریبی دوران تسلیم قاب مورد بررسی، قابل دسترس باشد. از جمله محدودیت‌های این روش، نیاز به داشتن یک تقریب مناسب از ابعاد و اندازه‌ی اعضای سازه در شروع تحلیل می‌باشد و کاهش اندکی در دقت نتایج به خاطر عدم لحاظ نمودن اثرات سایر اعضا مانند ستون‌ها از دیگر محدودیت‌های آن می‌باشد.

$$\theta_y = 0.65 \varepsilon_y \frac{L_b}{H_b} \quad (8)$$

$$\Delta_y = \theta_y \times h_{eq} \quad (9)$$

در این روابط θ_y دوران تسلیم قاب، L_b طول دهانه‌ی تیرها، H_b ارتفاع مقاطع تیرها، ε_y کرنش تسلیم فولاد و Δ_y تغییر مکان تسلیم سازه می‌باشند. در این مرحله، با داشتن تغییر مکان نهایی و تغییر مکان تسلیم سازه‌ی مورد نظر با استفاده از روابط متعارف، شکل‌پذیری تغییر مکانی قاب بر اساس رابطه (۱۰) به دست می‌آید. در ادامه با استفاده از رابطه (۱۱) که برای قاب‌های خمشی فولادی ارائه شده است نسبت میرایی ویسکوز معادل محاسبه می‌شود.

$$\mu_{\Delta} = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (10)$$

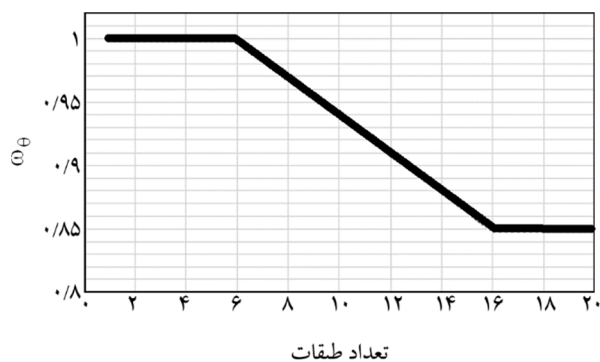
$$\xi_{eq} = 0.05 + 0.577 \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta} \pi} \right) \quad (11)$$

که در آن μ_{Δ} شکل‌پذیری تغییر مکانی سازه و ξ_{eq} نسبت میرایی معادل ویسکوز سازه می‌باشند.

در تعیین تغییر مکان طراحی قاب‌های چند طبقه تغییر مکان طبقه‌ی اول را می‌توان به عنوان طبقه‌ی بحرانی منظور نمود. به عبارت دیگر، $\varphi_c = \varphi_1$ که در آن φ_c دامنه‌ی تغییر مکان طبقه‌ی بحرانی و Δ_c تغییر مکان طراحی طبقه‌ی بحرانی می‌باشد. با استفاده از نیم‌رخ تغییر مکان مزبور و استفاده از فرمول‌های بنیادین دینامیک سازه‌ها تغییر مکان طراحی سازه در سطح عملکردی مورد نیاز از رابطه (۴) قابل حصول است.

$$\Delta_i = \omega_{\theta} \theta_c H_i \left(\frac{4H_n - H_i}{4H_n - H_1} \right) \quad (4)$$

که در آن، Δ_i شکل تغییر مکان طبقه‌ی i ام، θ_c حد مجاز تغییر مکان بر اساس سطح عملکرد مورد نیاز و ω_{θ} ضریب اصلاح شکل بر اساس تعداد طبقات، که از شکل (۲) به دست می‌آید.



شکل (۲): نمودار تغییرات ω_{θ} بر حسب تعداد طبقات [۷]

با استفاده از تغییر مکان طراحی طبقات، تغییر مکان نهایی بام از رابطه (۵) به دست می‌آید که در آن، Δ_d تغییر مکان نهایی بام و m_i جرم طبقه‌ی i ام است.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (5)$$

ب- محاسبه‌ی نسبت میرایی ویسکوز معادل (ξ_{eq}): در این گام، در ابتدا مشخصات سازه‌ی جایگزین شامل جرم معادل و ارتفاع معادل سازه از روی روابط (۶) و (۷) محاسبه می‌شود.

$$M_{eq} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (6)$$

پاسخی کاملاً منطبق بر طیف طراحی آئین‌نامه تولید نمود [۱۱]. سپس طیف پاسخ جابه‌جایی این مجموعه را برای نسبت‌های میرایی مختلف ترسیم کرد. به این ترتیب طیف پاسخ تغییر مکان متوسط این مجموعه در همه‌ی نسبت‌های فرکانسی مورد نظر طراح قابل دسترسی خواهد بود. در این روش برخلاف روش اول هم‌خوانی مناسب و دقیقی در ابتدا و انتهای طیف حاصل با طیف تغییر مکان وجود دارد و در سازه‌های خیلی کوتاه و خیلی بلند استفاده از این طیف با خطای کمتری همراه خواهد بود.

د- محاسبه‌ی سختی معادل (K_{eq}) و نیروی برش پایه

(F): با محاسبه‌ی دوره‌ی تناوب معادل سازه و داشتن جرم معادل و تغییر مکان نهایی سازه، مقادیر سختی مؤثر و نیروی برش پایه طراحی سازه با بهره‌گیری از روابط (۱۳) و (۱۴) به دست می‌آیند.

$$k_{eq} = 4\pi^2 \left(\frac{M_{eq}}{T_{eq}^2} \right) \quad (13)$$

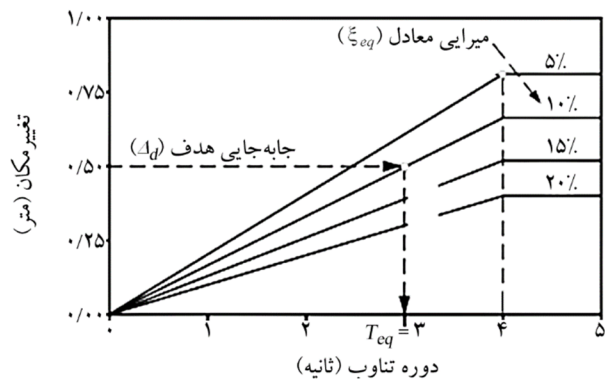
$$F = k_{eq} \times \Delta_d \quad (14)$$

که در آنها k_{eq} سختی معادل سازه‌ی جایگزین و F برش پایه‌ی طراحی سازه می‌باشد. حال با توزیع مناسب نیروی برش پایه در ارتفاع سازه و استفاده از یک روش تحلیل مناسب می‌توان نیروهای اعضا را برای طراحی اولیه‌ی سازه به دست آورد. روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان برای این مرحله نیز پیشنهادها مؤثری برای توزیع مناسب نیروها در ارتفاع و بین المان‌های سازه‌ها می‌پیشنهاد می‌دهد. به طوری که سهم نیرویی اعضای سازه می‌بایست نشانگر رفتار هیستریزیس المان‌های سازه در سطح عملکرد مورد نظر در هنگام وقوع سطح خطر از پیش تعیین شده باشد.

یکی از نکات کلیدی در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، مدل نمودن میرایی هیستریزیس به صورت میرایی ویسکوز معادل با استفاده از روابط مبتنی بر شکل‌پذیری سازه می‌باشد [۱۱]. خطا در برآورد میرایی ویسکوز معادل می‌تواند به خطا در محاسبه‌ی نیروهای برش پایه‌ی طراحی سازه منجر گردد. مفهوم میرایی ویسکوز عموماً برای نشان دادن استهلاک انرژی در

ج- تعیین دوره‌ی تناوب سازه‌ی معادل (T_{eq}): در این

مرحله با داشتن تغییر مکان نهایی بام، Δ_d و طیف الاستیک کاهش یافته برای نسبت میرایی معادل سازه، همان‌طور که در شکل (۳) نشان داده شده است، دوره تناوب معادل سازه تعیین می‌گردد.



شکل (۳): تعیین زمان تناوب معادل سازه با استفاده از طیف تغییر مکان [۳]

در این گام، برای به دست آوردن زمان تناوب معادل سازه نیاز به طیف تغییر مکان الاستیک است. از آنجایی که آئین‌نامه‌ها اغلب فاقد طیف تغییر مکان هستند ناگزیر باید آن را از روی طیف شتاب به دست آورد؛ اما متأسفانه این طیف فقط برای نسبت میرایی ۵ درصد تعریف شده است. لذا برای محاسبه‌ی طیف تغییر مکان در سایر نسبت‌های میرایی باید از دیگر روش‌های منطقی و مناسب بهره جست.

برای محاسبه‌ی طیف تغییر مکان دو روش ساده در دسترس است. در روش متعارف می‌توان با استفاده از روابط موجود در آئین‌نامه‌ی اروپا نسبت به کاهش مقادیر طیف تغییر مکان در نسبت‌های دیگر میرایی اقدام نمود [۹]. برای تبدیل طیف تغییر مکان از نسبت میرایی ۵ درصد به میرایی‌هایی با درصد‌های دیگر، آئین‌نامه‌ی اروپایی طراحی سازه‌ها، رابطه‌ی زیر را پیشنهاد می‌نماید که در آن η ضریب کاهش طیف و ξ مقدار نسبت میرایی مورد نظر می‌باشد [۱۰].

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.55 \quad (12)$$

در روش دوم پیشنهادی برای به دست آوردن طیف جابه‌جایی الاستیک، می‌توان ابتدا مجموعه شتاب‌نگاشت‌هایی با طیف

سازه‌های بتنی مسلح توسعه یافته و مورد آزمایش قرار گرفته است. طی گذشت سال‌ها و انجام تحقیقات دامنه‌دار، ضوابط طراحی برای سازه‌های فولادی نیز تعمیم داده شده و در دسترس قرار گرفته است. ارزیابی‌های انجام شده توسط بهار و همکاران بر روی سازه‌های فولادی با سیستم‌های باربر جانبی متنوع از جمله: قاب خمشی [۱۱]، قاب با مهاربند همگرا [۱۵]، قاب با مهاربند واگرا [۱۶]، و قاب با دیوار برشی فولادی [۱۷] که بر اساس روابط پیش‌نویس دستورالعمل DDBD طراحی شده بودند، نشان داد سازه‌هایی به مراتب سخت‌تر و با ظرفیت و مقاومت اضافه استفاده نشده به دست می‌آید؛ به طوری که پاسخ‌های دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی سازه‌های طراحی شده با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان بسیار کوچک‌تر از مقادیر مورد انتظار در طراحی اولیه‌ی سازه می‌باشد. اگرچه به نظر می‌رسد که این مسئله از دیدگاه کلی ایمنی سازه‌ها را تضمین می‌کند اما از لحاظ اقتصاد طرح، روابط پیشنهادی برش پایه‌ای به مراتب بزرگ‌تر از مقادیر لازم ارائه داده بود. بخش عمده‌ای از این اختلاف به روابطی مربوط می‌شوند که مقادیر نسبت میرایی و اسکوز معادل سازه‌ی جایگزین را برآورد می‌نمایند. سایر عوامل از جمله نیم‌رخ جابه‌جایی و تخمین تغییر مکان تسلیم نیز در دقت نتایج تحلیل اثرگذار خواهند بود. که در این پژوهش تمرکز بر روی نسبت میرایی و اسکوز بوده است.

محققان بسیاری روش‌هایی را جهت تخمین مقدار نسبت میرایی و اسکوز معادل تحت نیروهای هارمونیک حالت پایدار در مقایسه با سیستم یک درجه آزاد معادل آن را پیشنهاد داده‌اند. یاکوبسن در سال ۱۹۳۰ برای اولین بار مفهوم معادل‌سازی خطی را با به کارگیری یک سیستم یک درجه آزاد الاستیک با میرایی معادل به جای یک سیستم میرایی غیرخطی مطرح نمود [۱۹]. در یک روش پیشنهادی، یاکوبسن معادله حرکت میرای سازه را با اعمال تابع نیروی هارمونیک حالت پایدار به سیستم تک درجه آزاد الاستیکی که دارای همان زمان تناوب سیستم چند درجه آزاد میرای غیرخطی بود، حل نمود. وی رابطه‌ی پیشنهادی خود را بر اساس انرژی مستهلک شده در یک سیکل از پاسخ با

محدوده‌ی عملکردی به کار می‌رود. این استهلاک می‌تواند به دلیل مکانیسم‌های مختلفی نظیر باز و بسته شدن ترک‌های سازه‌ای، اصطکاک در اتصالات، رفتار اندرکنشی المان‌های غیر سازه‌ای در دامنه‌های کم ارتعاش تا جاری شدن اتصالات، رفتار هیستریزس المان‌های سازه‌ای، و رفتار اندرکنشی خاک-سازه در دامنه‌های بالاتر ارتعاشات سازه نمود پیدا کند [۱۲]. نظر به اینکه برآورد اثر هر کدام از این مکانیسم‌ها به‌طور جداگانه بسیار دشوار و درعین حال غیرعملی است، میرایی و اسکوز معادل را به صورت ترکیب آثار تمامی سازوکارهای مستهلک‌کننده‌ی انرژی تعریف می‌نمایند. در متداول‌ترین تعریف، نسبت میرایی و اسکوز معادل کل یک سازه را می‌توان از حاصل جمع نسبت میرایی ارتجاعی اولیه، ξ_{el} ، و نسبت میرایی هیسترتیک سازه، ξ_{hyst} ، به دست آورد [۱۳].

$$\xi_{eq} = \xi_{el} + \xi_{hyst} \quad (15)$$

در این رابطه، ξ_{el} ، مقدار نسبت میرایی ذاتی سازه می‌باشد که به مرحله‌ی پیش از تسلیم سازه یا به بیان بهتر پیش از شکل‌گیری اولین مفصل در اعضای سازه‌ای اشاره دارد که بر اساس مقادیر پیشنهادی منابع معتبر دینامیک سازه در تنش‌های نزدیک به تنش تسلیم اعضا قابل تعریف است؛ اما نکته‌ی حائز اهمیت در روند طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، داشتن روابط مناسبی برای برآورد درستی از ظرفیت میرا کنندگی هیستریزس سازه در دامنه‌ی عملکردی موردنظر، یعنی تغییر مکان نهایی Δ_d ، در یک سطح خطر از پیش تعیین شده است. این پژوهش سعی دارد به این مهم بپردازد. در سال ۲۰۰۷، روش DDBD توسط پرستلی و همکاران در ابتدا به صورت یک کتاب و سپس در سال ۲۰۰۹ توسط سالیوان و همکاران در قالب پیش‌نویس دستورالعمل طراحی مستقیم سازه‌ها مبتنی بر تغییر مکان منتشر شد که آخرین نسخه‌ی تصحیح‌شده‌ی آن در سال ۲۰۱۲ تحت عنوان DBD2012 ارائه شده است [۳، ۷]. از سال ۲۰۱۲ به بعد در رابطه با سایر سیستم‌های باربر جانبی در سازه‌های فولادی مطالعاتی به صورت موازی در حال انجام است [۱۴-۱۸]. روابط و مبانی این دستورالعمل از ابتدا بر اساس رفتار

$$\xi_{eq} = 0.05 + C_s \left(\frac{\mu_{\Delta} - 1}{\mu_{\Delta} \pi} \right) \quad (18)$$

ضریب C_s برای انواع سازه‌ها و حالات مختلف رفتار هیستریزیس بین ۰/۱ تا ۰/۷ متغیر است. رابطه (۱۱) که از روی رابطه‌ی پیشنهادی سازه‌ی بتنی برای سازه‌ی فولادی معرفی شده، نیز بر اساس قانون هیستریتیک رامبرگ-ازگود ارائه شده است. هدف اصلی این مقاله، ارزیابی تأثیر ناشی از افزایش تعداد دهانه و تعداد طبقات سازه در قاب‌های فولادی خمشی در محاسبه‌ی ظرفیت میرایی آنها و مقایسه‌ی مقادیر به دست آمده با رابطه‌ی پیشنهادی پرستلی، می‌باشد.

۲- ویژگی‌های قاب‌های مورد مطالعه

در این مقاله ۳۰ مدل سازه‌ی فولادی قاب خمشی با تعداد طبقات متفاوت ۳، ۶، ۹، ۱۲ و ۱۵ طبقه، با تعداد دهانه‌های ۳ و ۶ مورد مطالعه قرار گرفته است. برای طراحی سازه‌ها از مبحث دهم مقررات ملی ساختمان ایران استفاده شده است [۲۱] و نیروهای زلزله براساس استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم به‌دست آمده است [۲۲].

ارتفاع تمامی طبقات یکسان و ۳ متر در نظر گرفته شده است و طول هر دهانه ۶ متر می‌باشد. این قاب‌ها در ابتدا بر اساس روش نیرو طراحی شده‌اند و سپس با انجام سعی و خطا در فرایند طراحی عملکردی تلاش شده تا ابعاد تیرها و ستون‌ها به گونه‌ای اصلاح شوند که حداکثر ظرفیت قاب‌ها در لحظه‌ی تغییر مکان نهایی فعال گردد. علاوه بر آن تیرها و ستون‌ها به گونه‌ای طراحی شده‌اند که از لحاظ عملکردی مقاومت تیرها ضعیف‌تر از مقاومت ستون‌ها باشد تا فلسفه‌ی ستون قوی-تیر ضعیف نیز رعایت شود. برای حصول اطمینان از رفتار عملکردی قاب‌ها، مقادیر حداکثر نسبت مجموع سختی تیرها به ستون‌ها، در تمامی موارد مطابق مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، کمتر از ۰/۵ است. برای هر یک از قاب‌ها سه رده‌ی متفاوت از نظر نسبت مجموع سختی تیرها به ستون‌ها در نظر گرفته شده است [۲۳]، به‌نحوی که با افزایش مقطع ستون‌ها

اندازه‌گیری میرایی و برابر قرار دادن انرژی میرا شده توسط هر دو سیستم به دست آورد که منتج به رابطه‌ی زیر شده است.

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d}{E_{so}} \quad (16)$$

که در آن E_d کل انرژی مستهلک شده (برابر سطح زیر نمودار هیستریزیس) و E_{so} انرژی کرنشی است. جینگز [۲۰] در سال ۱۹۶۸ میلادی، موفقیت روش یا کوبسن را مرتبط به فرض ثابت ماندن فرکانس طبیعی مستقل از دامنه‌ی پاسخ و رفتار تسلیم شونده‌ی اعضای سازه دانست. او بیان کرد به دلیل تسلیم در سیستم غیرخطی، فرکانس طبیعی سیستم کاهش می‌یابد درحالی که در روش یا کوبسن این مسئله دیده نشده بود. جینگز پیشنهاد نمود که یک سیستم یک درجه آزاد معادل می‌بایست بر اساس فرکانس‌های تحریک متغیر، نسبت‌های میرایی متفاوتی داشته باشد. او نتیجه گرفت روش میرایی معادل تعریفی دقیق از پاسخ حالت پایدار تحت تحریک سینوسی است. با در نظر گرفتن حالت ماندگار ارتعاش یک سیستم یک درجه آزاد با فرکانس طبیعی ω_n ، به علت نیروی تحریک سینوسی با دامنه‌ی p_0 ، و فرکانس تحریک ω_L ، و مساوی قرار دادن استهلاک در هر سیکل سازه‌ی واقعی با یک سیستم ویسکوز ایده‌آل می‌توان نسبت میرایی هیستریزیس را از رابطه‌ی زیر به دست آورد.

$$\xi_{hyst} = \frac{1}{4\pi} \frac{E_d \omega_n}{E_{so} \omega_L} \quad (17)$$

که E_{so} و E_d همان مقادیر تعریف شده در ذیل رابطه‌ی (۱۶) می‌باشند. دقت شود نسبت‌های میرایی حاصل از روابط (۱۶) و (۱۷) به‌صورت درصدی از میرایی بحرانی سازه تعریف شده‌اند و در واقع مرتبط با سختی مؤثر (سکانتی) K_{eq} سازه‌ی (اصلی یا جایگزین) در لحظه‌ی پاسخ پیشینه‌ی سازه می‌باشند؛ بنابراین مقادیر آنها با فرضیات مربوط به مشخصات سازه‌ای از قبیل سختی و میرایی در پاسخ نهایی سازگار است [۱۴].

با فرض میرایی ۵ درصد میرایی ذاتی، پرستلی رابطه‌ای بین شکل‌پذیری و میرایی معادل کل را به شکل رابطه‌ی (۱۸) بیان نمود.

۳- تحلیل‌های انجام شده بر روی قاب‌های مورد

مطالعه جهت به دست آوردن نسبت میرایی هیستریزس

برای انجام تحلیل بر روی قاب‌های مورد مطالعه از نرم‌افزارهای SAP2000 و OpenSees استفاده شده است. تحلیل استاتیکی غیرخطی (تحلیل بارافزا)، تحلیل مودی، تحلیل دینامیکی بر اساس هفت شتاب‌نگاشت ساختگی منطبق با طیف طرح اولیه [۲۴]، تحلیل بار سینوسی تنظیم شده با دو زمان تناوب اولیه و معادل سازه در سطح عملکردی مورد نظر و بالاخره تحلیل بار افزون رفت و برگشتی که بر روی نقطه بام به صورت جابه‌جایی رفت و برگشتی با یک پروتکل منظم افزایشنده بر اساس تغییر مکان نهایی هر سازه انجام پذیرفته است. در تحلیل بار افزون رفت و برگشتی برای پروتکل بارگذاری نقطه‌ی نهایی در سیکل پایانی برابر تغییر مکان نهایی برای هر سازه منظور شده است. تحلیل بار افزون بر اساس FEMA-356 [۲۵] انجام شده است. برای نیروی جانبی سازه از دو الگوی مود اول و بار یکنواخت در ارتفاع استفاده شده است. با توجه به حجم بالای محاسبات، نمونه‌ای از نتایج حاصل از تحلیل‌های مختلف بر روی مدل سازه ۱-۳-۱۲، ارائه گردیده است. مراحل و روند کار برای تمامی سازه‌ها یکسان می‌باشد.

نسبت مورد نظر کمتر شده است. فولاد مورد استفاده دارای وزن مخصوص ۷۷۹۶ کیلوگرم بر متر مکعب، مدول الاستیسیته 210×10^3 کیلوگرم بر متر مربع و نسبت پواسون 0.3 می‌باشد. تنش تسلیم و نهایی فولاد مصرفی به ترتیب 248×10^7 و 377×10^7 کیلوگرم بر متر مربع می‌باشد. خاک نوع ۳ برای محل این سازه در نظر گرفته شده است. بار مرده و زنده‌ی وارده به سازه به ترتیب برابر با ۲۴۰۰ و ۸۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. مصالح به کار رفته در نرم‌افزار OpenSees از نوع Steel 02 (Giuffre-Menegotto-Pinto) با سختی کرنشی ایزوتروپیک در نظر گرفته شده است. در جدول (۱) مقاطع مورد استفاده برای تعدادی از قاب‌ها نمایش داده شده است. برای تیرها مقاطع IPE و برای ستون‌ها مقطع IPB استفاده شده است. در ستون اول جدول (۱) برای نام‌گذاری قاب‌ها از سه عدد به دنبال هم استفاده شده که به ترتیب نشان‌دهنده‌ی تعداد طبقات قاب، تعداد دهانه‌های قاب و رده‌ی قاب از نظر نسبت سختی تیرها به ستون‌ها می‌باشد. در ستون چهارم جدول (۱) نسبت مجموع سختی تیرها به ستون‌ها درج شده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود تمامی قاب‌ها شرایط عملکردی مناسبی دارند.

جدول (۱): مقاطع به کار رفته در قاب‌های نمونه

۴ نسبت سختی تیرها به ستون‌ها	۳ تیر (IPE) - ستون (IPB) (طبقات)								۲ تعداد دهانه	۱ نام سازه
	۳۴۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۴۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)	۳۶۰-۴۰۰ (۶-۷)	۴۰۰-۴۵۰ (۴-۵)	۴۰۰-۴۰۰ (۳-۲)	۴۰۰-۳۶۰ (۱)	۳۶۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۶۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)		
۰/۱۵	-----	-----	۳۴۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۴۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)	۳۶۰-۴۰۰ (۶-۷)	۴۰۰-۴۵۰ (۴-۵)	۴۰۰-۴۰۰ (۳-۲)	۴۰۰-۳۶۰ (۱)	۳	۱۲-۳-۱
۰/۱۲۵	-----	-----	-----	۳۶۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۶۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)	۴۰۰-۴۵۰ (۶-۷)	۴۵۰-۴۰۰ (۲-۳-۴-۵)	۴۵۰-۳۶۰ (۱)	۳	۱۲-۳-۲
۰/۰۹۳	-----	۴۰۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۴۰۰-۳۶۰ (۱۰)	۴۰۰-۴۰۰ (۸-۹)	۴۵۰-۴۵۰ (۶-۷)	۵۰۰-۴۵۰ (۴-۵)	۵۰۰-۴۰۰ (۲-۳)	۵۰۰-۳۶۰ (۱)	۳	۱۲-۳-۳
۰/۱۷۱	-----	-----	۳۴۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۴۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)	۳۶۰-۴۰۰ (۶-۷)	۴۰۰-۴۵۰ (۴-۵)	۴۰۰-۴۰۰ (۲-۳)	۴۰۰-۳۶۰ (۱)	۶	۱۲-۶-۱
۰/۱۴۳	-----	-----	۳۶۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۳۶۰-۳۳۰ (۸-۹-۱۰)	۴۰۰-۴۵۰ (۶-۷)	۴۵۰-۴۵۰ (۴-۵)	۴۵۰-۴۰۰ (۲-۳)	۴۵۰-۳۶۰ (۱)	۶	۱۲-۶-۲
۰/۱۰۶	-----	۴۰۰-۲۷۰ (۱۱-۱۲)	۴۰۰-۳۶۰ (۱۰)	۴۰۰-۴۰۰ (۸-۹)	۴۵۰-۴۵۰ (۶-۷)	۵۰۰-۴۵۰ (۴-۵)	۵۰۰-۴۰۰ (۲-۳)	۵۰۰-۳۶۰ (۱)	۶	۱۲-۶-۳

۲-۳- تحلیل مودی

نتایج حاصل از تحلیل مودی به دست آمده از دو نرم افزار مختلف در جدول (۳) ارائه شده است. مقایسه‌ی زمان تناوب و شکل مودی سازه‌ی مورد نظر در دو نرم افزار، نشان از ساخت صحیح مدل‌ها و کارکرد مناسب آنها دارد. شکل مود اول سازه در تحلیل استاتیکی غیرخطی با الگوی مودی، و زمان تناوب اولیه برای تحلیل تاریخچه زمانی سینوسی مورد استفاده قرار می‌گیرند.

۳-۳- محاسبه‌ی میرایی با استفاده از تحلیل استاتیکی

غیر خطی

نتایج حاصل از تحلیل بار افزا در نرم افزار SAP2000 در جدول (۴) ارائه داده شده است. در هر مورد مقادیر متناظر تغییر مکان نهایی، زمان تناوب مؤثر در سطح عملکرد ایمنی جانی و نسبت میرایی مؤثر هیستریزس سازه بر اساس تعاریف دستورالعمل‌های مختلف ATC-40 [۲۶]، FEMA-356 [۲۵] و FEMA-440 [۲۷] محاسبه شده است. در روش‌های طراحی بر اساس عملکرد هر کدام از دستورالعمل‌ها روش‌های متفاوتی

لازم به ذکر است که نسبت میرایی محاسبه شده برای قاب‌ها در این مقاله نسبت میرایی هیستریزس بوده و نسبت میرایی ذاتی سازه‌ها در محاسبات منظور نشده است.

۳-۱- مشخصات سازه‌ی جایگزین با استفاده از روش

طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

با توجه به روابط (۱) تا (۱۱)، مشخصات سازه‌ی جایگزین بر اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، با در نظر گرفتن مقدار تغییر مکان جانبی نسبی برابر با 0.02 ، برای مقایسه با نتایج تحلیل‌هایی که در ادامه خواهند آمد در جدول (۲) ارائه شده است.

جدول (۲): مشخصات سازه جایگزین در روش DDBD

سازه	پارامتر	واحد	شماره رابطه	مقدار
۱۲-۳-۱	Δ_d	متر	۵	۰/۴۶
	h_{eq}	متر	۷	۲۴/۳۵
	M_{eq}	کیلوگرم	۶	۳۷۷۳۱۴/۳
	Δ_y	متر	۹	۰/۲۳
	μ_{Δ}	-----	۱۰	۱/۹۹
	ξ_{hyst}	-----	۱۱	۰/۰۹۰۵

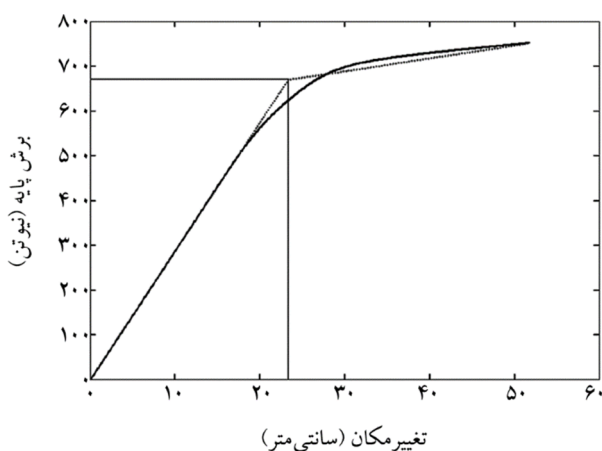
جدول (۳): نتایج حاصل از تحلیل‌های مودال در سازه ۱۲-۳-۱

شکل مود	مقادیر هم پایه شده تغییر مکان	مقادیر هم پایه شده تغییر مکان	مقادیر هم پایه شده تغییر مکان	زمان تناوب (Sap2000)	زمان تناوب (OpenSees)
				۰/۳۸ ثانیه	۰/۴۱ ثانیه
				۰/۶۸ ثانیه	۰/۷۲ ثانیه
				۱/۷۲ ثانیه	۱/۸۶ ثانیه

جدول (۴): نتایج حاصل از تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی با نرم‌افزار SAP2000

FEMA-440			ATC-40			FEMA-356	الگوی بار تحلیل بار افزا	
نسبت میرایی	تغییر مکان	زمان تناوب	نسبت میرایی	تغییر مکان	زمان تناوب	تغییر مکان	بار ثقلی	بار جانبی
(درصد) هیستریزس	(متر) هدف	(ثانیه) معادل	(درصد) هیستریزس	(متر) هدف	(ثانیه) معادل	(متر) هدف		
۹	۰/۴۶	۲/۱۴	۱۱/۹	۰/۳۸۴	۲/۴۱	۰/۴۵۵	۰/۹D	یکنواخت
۱۰	۰/۴۶	۲/۱۸	۱۲/۸	۰/۳۸۷	۲/۴۸	۰/۴۵۶	۱/۱D+۰/۲۷۵L	
۹/۸	۰/۵۶	۲/۴۲	۱۳/۸	۰/۴۶۳	۲/۳۱	۰/۵۴۷	۰/۹D	مودی
۱۱/۹	۰/۵۷	۲/۴۵	۱۴/۹	۰/۴۶۵	۲/۳۷	۰/۵۵۳	۱/۱D+۰/۲۷۵L	

استفاده شده که نتایج تحلیل برای سازه‌ی نمونه ۱-۳-۱۲ در شکل (۴) ارائه شده است. با دو خطی کردن نمودار، مقدار تغییر مکان تسلیم برای سازه‌ی مورد نظر به دست می‌آید. نتایج تغییر مکان تسلیم و تغییر مکان نهایی برای چند قاب، در جدول (۵) ارائه شده است. لازم به یادآوری است که حد نهایی برای سازه‌های مورد نظر ایمنی جانی (LS) می‌باشد.



شکل (۴): منحنی برش پایه - تغییر مکان بام به صورت دو خطی شده برای سازه‌ی ۱-۳-۱۲ [۲۹]

جدول (۵): مقادیر تغییر مکان تسلیم و هدف بر اساس تحلیل بار افزا در چند قاب

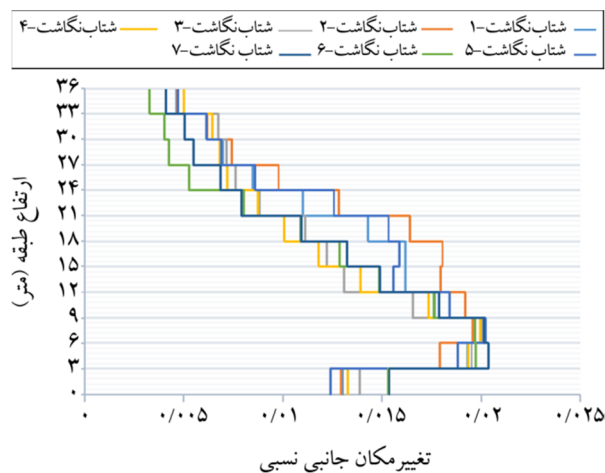
نام سازه	تعداد طبقات	تعداد دهانه	میانگین Δy	میانگین Δd
			(متر)	(متر)
۳-۳-۱	۳	۳	۰/۰۸	۰/۱۴۲
۶-۳-۱	۶	۳	۰/۱۵	۰/۲۹۳
۹-۳-۱	۹	۳	۰/۲۰	۰/۴۱۵
۱۲-۳-۱	۱۲	۳	۰/۲۳	۰/۵۱۸
۱۵-۳-۱	۱۵	۳	۰/۲۹	۰/۶۷۸

را به کار می‌گیرند، ATC-40 از روش طیف ظرفیت و FEMA-356 از روش ضرایب تغییر مکان استفاده می‌کنند. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از این دو دستورالعمل، مشاهده شد که حتی برای ساختمان‌های مشابه نیز نتایج متفاوتی به دست می‌آید. لذا به منظور دستیابی به روشی ساده و نسبتاً دقیق در خصوص تحلیل‌های غیرخطی در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها به منظور همگرایی در نتایج، پروژه FEMA-440 در سال ۲۰۰۵ تعریف گردید که برای افزایش دقت نتایج در تحلیل بار افزای مودی اثر مودهای بالاتر نیز دیده شده است.

همان‌گونه که در جدول (۴) مشاهده می‌شود، نتایج تغییر مکان هدف که بر اساس دستورالعمل‌های FEMA-440 و FEMA-360 به دست آمده‌اند، نزدیکی قابل قبولی دارند؛ اما مقادیر به دست آمده از دستورالعمل ATC-40 اختلاف معنی‌داری با مقادیر پیشنهادی دارد. از طرف دیگر، در محاسبه‌ی نسبت‌های میرایی، روابط دستورالعمل FEMA-440 نسبت به دستورالعمل ATC-40 مقادیر کوچک‌تری به دست داده است. برای تصمیم‌گیری در خصوص انتخاب نتایج صحیح‌تر برای گام‌های بعدی، از گزارش سال ۲۰۱۳ پروفیسور پاول [۲۸]، استفاده شده است. در این گزارش اشاره شده است، از آنجا که روابط ارائه شده در FEMA-440 بر اساس بازه‌های مختلف شکل‌پذیری تعریف شده‌اند، انتظار می‌رود نتایج دقیق‌تر و مورد اعتمادتری از آن به دست آید. لذا مقادیر به دست آمده بر اساس دستورالعمل FEMA-440، مبنای محاسباتی این بخش قرار می‌گیرد.

در ادامه برای محاسبه‌ی شکل‌پذیری قاب از تحلیل بار افزا

در شکل (۷) تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در رکوردهای مختلف مقایسه شده است. به طوری که دیده می شود تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در تمامی تحلیل ها کمتر از مقدار حدی ۲ درصد می باشند.



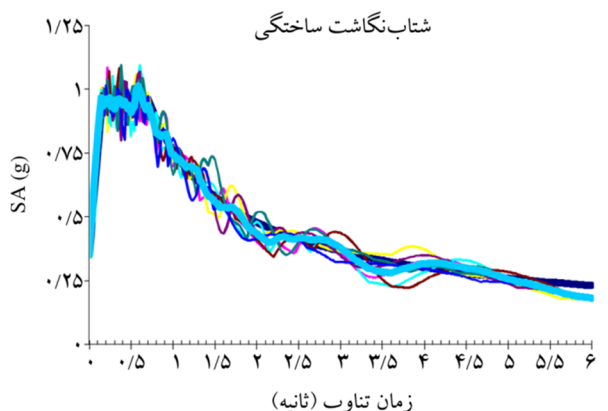
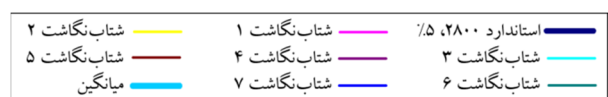
شکل (۷): تغییر مکان جانبی نسبی طبقات در اثر اعمال شتاب نگاشت های معرفی شده

۳-۵- تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشت سینوسی

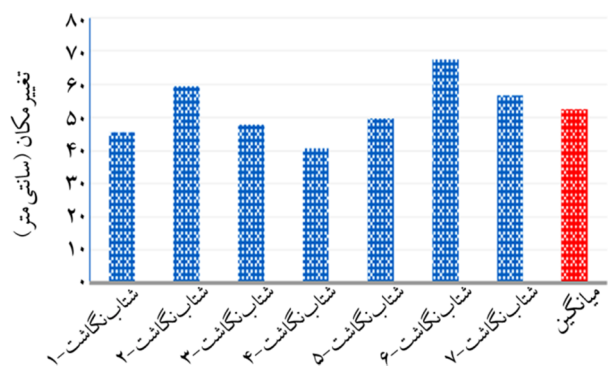
از مهم ترین روش های محاسبه ی نسبت میرایی سازه ها استفاده از منحنی رفتار هیستریزس آنها تحت بارهای دینامیکی است. با توجه به پاسخ سازه در مقابل شتاب نگاشت های زلزله، نمودار هیستریزس منظمی از این گونه بارها به دست نمی آید. لذا سعی گردید از بارهای هارمونیک منظم مبتنی بر زمان تناوب سازه استفاده گردد. به طور متعارف در این گونه موارد برای دستیابی به رفتار حالت تشدید سازه از دوره ی تناوب اولیه ی سازه استفاده می شود؛ اما از آنجا که نگاه روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان به لحظه ی جابه جایی نهایی سازه است، در این مطالعه علاوه بر بارهای سینوسی با دوره ی تناوب اولیه ی سازه از بارهای سینوسی با دوره ی تناوب معادل سازه که در لحظه ی تغییر مکان نهایی به دست آمده، نیز استفاده شده است. برای نمونه، زمان تناوب اولیه و معادل (سکانتی) برای سازه ی ۱-۳-۱۲ به ترتیب معادل ۱/۷۰۵ و ۲/۳۱ ثانیه است. زمان تناوب اولیه از میانگین تحلیل های مودی خطی، و زمان تناوب

۳-۴- تحلیل تاریخچه زمانی تحت شتاب نگاشت های ساختگی با طیف منطبق بر طیف استاندارد ۲۸۰۰

در ادامه برای اطمینان بیشتر از تغییر مکان نهایی به دست آمده از تحلیل بار افزا و مقایسه ی آن با نتایج روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی دینامیکی تحت ۷ رکورد ساختگی استفاده شده است. بدین منظور از رکوردهای ساختگی با طیف پاسخی منطبق بر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ که مبنای طراحی سازه های مورد نظر بوده، استفاده شده است. این مجموعه شتاب نگاشت ها با نرم افزار SIMQKE [۳۰]، تولید شده اند که انطباق طیف پاسخ هر کدام با طیف طراحی و متوسط در شکل (۵) ارائه شده است. در شکل (۶) نتایج تغییر مکان بیشینه برای سازه مورد نظر نمایش داده شده است.



شکل (۵): انطباق طیف پاسخ ۷ شتاب نگاشت ساختگی مورد استفاده در تحلیل ها با طیف استاندارد [۲۱]



شکل (۶): نمودار تغییر مکان نهایی حاصل از شتاب نگاشت های ساختگی

برای انجام تمام محاسبات فوق کدهایی در نرم‌افزار MATLAB تهیه گردیده و استفاده شده است. به عنوان نمونه در جدول (۶) نسبت میرایی هیستریزیس محاسبه شده برای چند قاب ارائه شده است.

جدول (۶): نسبت میرایی هیستریزیس نمونه‌ای از قاب‌های مختلف، تحت رکورد سینوسی با زمان تناوب اولیه و زمان تناوب معادل سازه

نام سازه	میرایی با زمان تناوب اولیه (درصد)	میرایی با زمان تناوب معادل (درصد)
۳-۳-۱	۸	۱۰
۶-۳-۱	۱۱	۱۰
۹-۳-۱	۱۱	۱۲
۱۲-۳-۱	۱۲	۱۳
۱۵-۳-۱	۱۵	۱۴

۳-۶- تحلیل سازه تک درجه آزاد تحت رکورد سینوسی

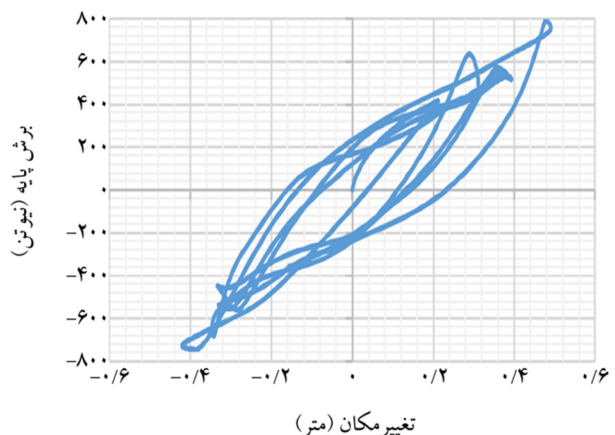
از آنجا که اساس روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، سازه‌ی جایگزین تک درجه آزاد است، می‌توان نسبت میرایی را بر اساس بار سینوسی وارد شده به یک سازه‌ی تک درجه آزاد نیز به دست آورد در این حالت زمان تناوب رکورد سینوسی همان زمان تناوب معادل سازه می‌باشد. لذا طیف تغییر مکان سینوسی با زمان تناوب معادل را به دست می‌آوریم و نسبت میرایی معادلی که می‌تواند تغییر مکان حداکثر را با تغییر مکان حداکثر ایجاد شده در سازه چند درجه آزاد در اثر رکورد سینوسی برابر کند را استخراج می‌کنیم. این نسبت میرایی نیز می‌تواند در مقایسه‌ی به عمل آمده بین نتایج، مورد استفاده قرار گیرد. در شکل (۱۰) نحوه‌ی به دست آوردن نسبت میرایی برای قاب ۱۲-۳-۱ نمایش داده شده است.

۳-۷- تحلیل بار افزون رفت و برگشتی

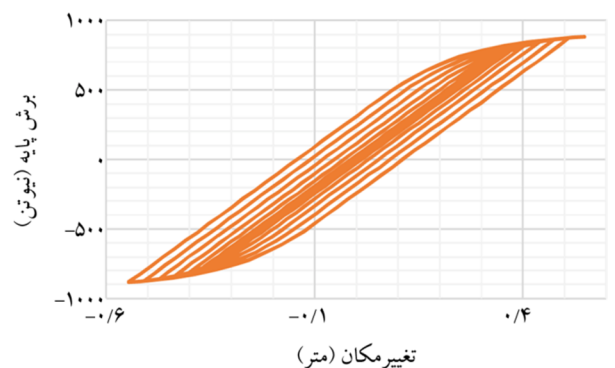
برای افزایش دقت نتایج، این بار با استفاده از روش تحلیل استاتیکی تاریخچه زمانی و پروتکل افزاینده‌ی سینوسی که نمونه‌ای از آن در شکل (۱۱) نمایش داده شده است، منحنی هیستریزیس بارگذاری مذکور را معین و نسبت میرایی را بر اساس

معادل نیز با استفاده از تحلیل مودی غیرخطی در انتهای تحلیل بار افزا به دست آمده است.

برای دستیابی به حداکثر ظرفیت قاب‌ها، بارهای سینوسی با نحوه‌ی اعمال متفاوت (یکنواخت، افزاینده و کاهنده) مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در هر کدام از آنها با تغییر در دامنه و تعداد سیکل‌های ارتعاشی، سعی شده تا به حداکثر ظرفیت سازه (تشکیل مفاصل پلاستیک بیشتر) دست یابیم. در نهایت با استفاده از روابط یاکوبسن و جیننگز (روابط ۱۶ و ۱۷) می‌توان نسبت میرایی هیستریزیس سازه را محاسبه نمود. برای نمونه، در شکل (۸) نمودار هیستریزیس قاب ۱۲-۳-۱ بر اساس بارگذاری سینوسی مطابق با زمان تناوب معادل سازه ارائه شده است. در شکل (۹) نیز منحنی هیستریزیس با استفاده از پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی افزاینده نمایش داده شده است.



شکل (۸): منحنی هیستریزیس بر اساس بار سینوسی با زمان تناوب معادل سازه ۱۲-۳-۱



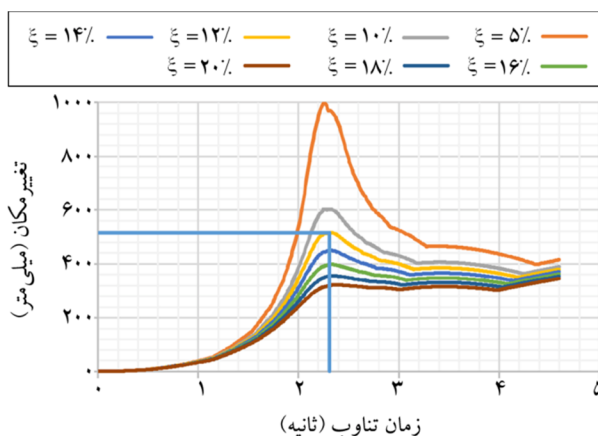
شکل (۹): منحنی هیستریزیس با استفاده از پروتکل بارگذاری رفت و برگشتی افزاینده در سازه ۱۲-۳-۱

به دست آمده بر روی قاب ۱-۳-۱۲ را نشان می‌دهیم. محور افقی نشان‌دهنده شماره بند تحلیل به کاررفته در مقاله و محور قائم نشان‌دهنده مقدار نسبت میرایی هیستریزیس می‌باشد.

۵- ارزیابی نتایج کلی تمامی قاب‌ها

به صورت مشابه در صورت انجام تحلیل‌های شرح داده شده در قسمت‌های قبلی، بر روی تمامی قاب‌ها و اخذ نتایج مربوطه و به دست آوردن میانگین میرایی هیستریزیس، نموداری به دست می‌آید که در شکل (۱۳) نمایش داده شده است؛ که در آن میانگین میرایی هیستریزیس تمامی قاب‌ها به تفکیک تعداد دهانه و تعداد طبقه نشان داده شده و با رابطه‌ی پیشنهادی روش DDBD مقایسه شده است.

بر اساس شکل (۱۳) مقدار میرایی نسبت به تغییرات تعداد دهانه چندان حساس نبوده است و در بدترین حالت میرایی با افزایش تعداد دهانه‌ها ۳ درصد اختلاف داشته است و نیز در اکثر موارد به جز قاب سه طبقه، میرایی حاصله بیشتر از مقدار به دست آمده از رابطه‌ی تغییر مکان مستقیم می‌باشد. ضمناً با افزایش ارتفاع سازه، میرایی هیستریزیس به صورت تقریبی افزایش پیدا می‌کند. مثلاً در قاب سه طبقه نسبت میرایی هیستریزیس حدود ۹ درصد می‌باشد و به ترتیب در سایر قاب‌های بلندتر، مقدار نسبت

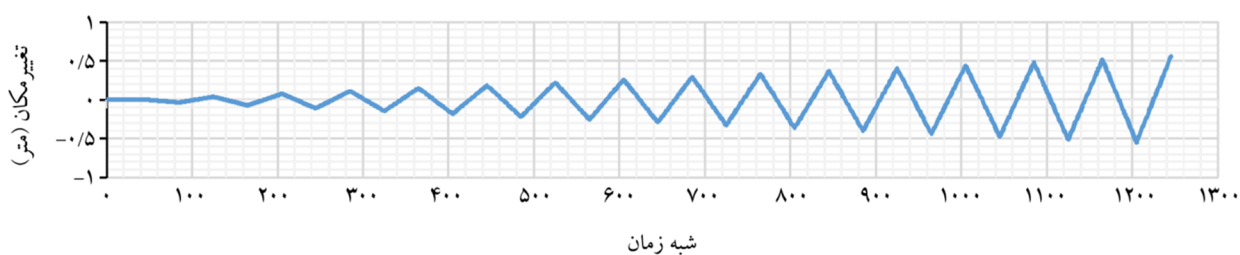


شکل (۱۰): نمونه‌ای از محاسبه‌ی نسبت میرایی سازه‌ی یک‌درجه آزاد برای قاب ۱-۳-۱۲ [۲۹]

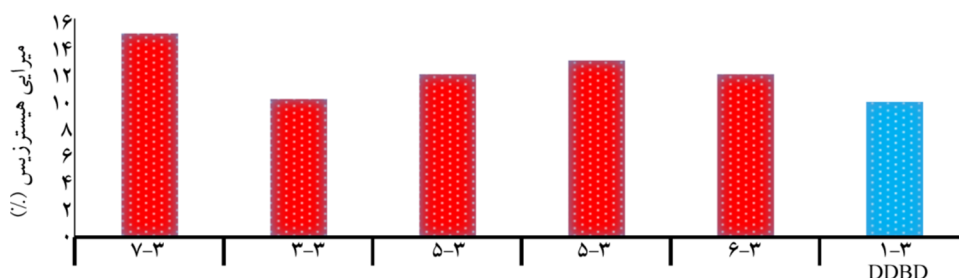
توضیحات بخش مقدمه مقاله به دست می‌آوریم. پروتکل مربوطه در تحلیل بار افزون رفت و برگشتی برگرفته از پروتکل‌های معرفی شده در دستورالعمل ATC40 می‌باشد، بر این اساس میرایی سازه نمونه، ۱۵ درصد محاسبه شده است

۴- مقایسه‌ی نتایج قاب ۱-۳-۱۲

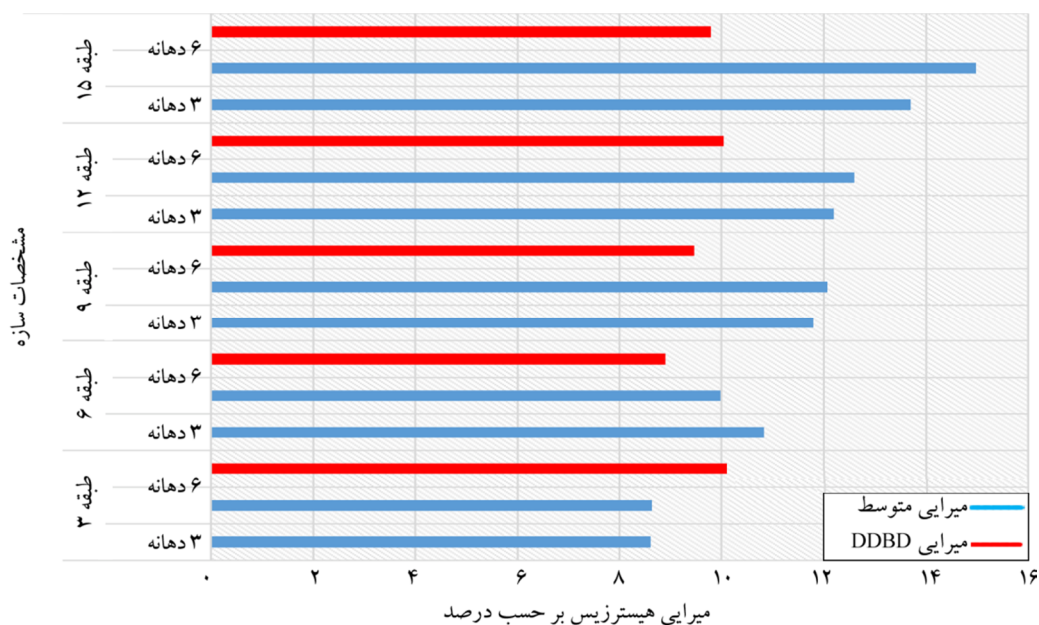
در این قسمت همه‌ی نتایج و نسبت‌های میرایی هیستریزیس به دست آمده برای قاب ۱-۳-۱۲ در یک نمودار ترسیم شده است. بر این اساس با استفاده از نمودار میله‌ای شکل (۱۲) نتایج تمامی تحلیل‌های انجام شده و نسبت‌های میرایی هیستریزیس



شکل (۱۱): پروتکل بارگذاری بار افزون رفت و برگشتی برای سازه‌ی ۱-۳-۱۲



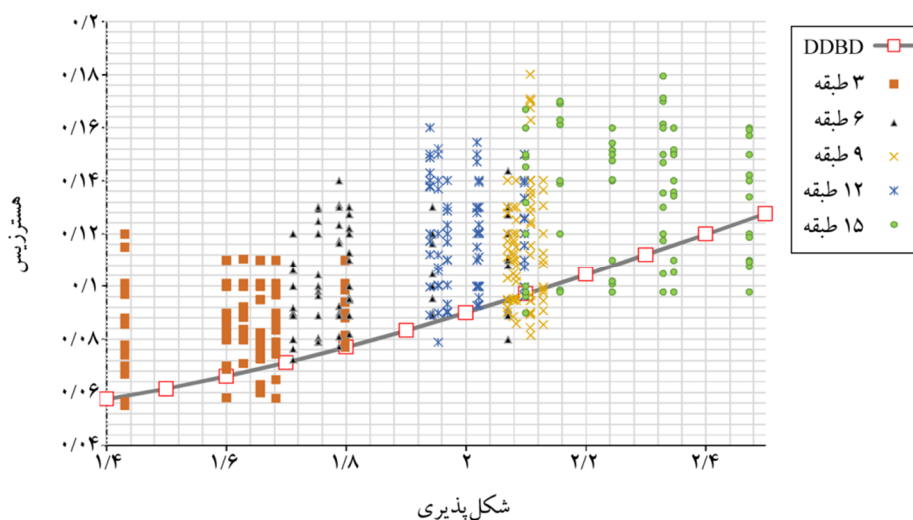
شکل (۱۲): مقایسه‌ی مقادیر نسبت میرایی هیستریزیس در سازه‌ی ۱-۳-۱۲ در روش‌های متفاوت



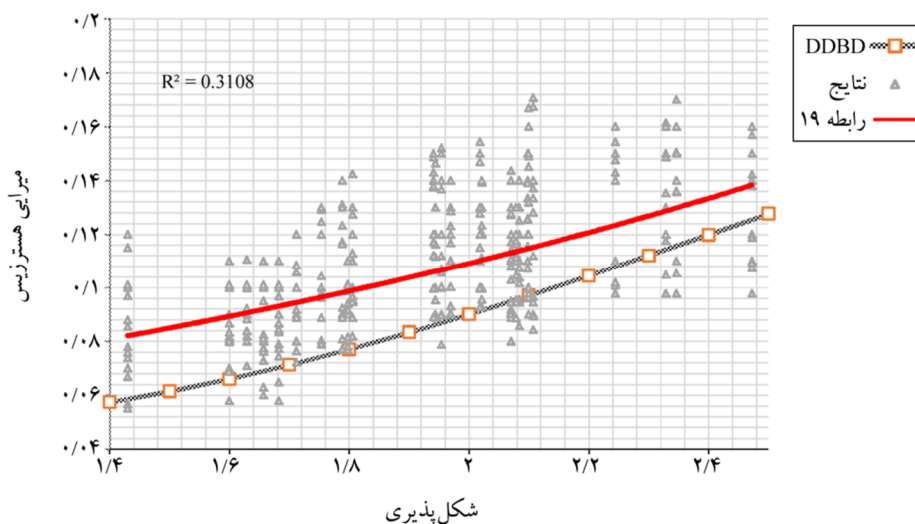
شکل (۱۳): نمودار مقایسه‌ی میانگین میرایی هیستریزس به روش‌های متفاوت با میرایی هیستریزس حاصل از روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

در ادامه با ترسیم نتایج حاصل بر اساس شکل‌پذیری‌های مربوطه و مقایسه با نسبت میرایی هیستریزس حاصل از روابط تغییر مکان مستقیم شکل (۱۴) نیز ترسیم خواهد شد. با فیلتر کردن نتایج شکل (۱۴) و برازش بهترین خط از بین آنها مطابق شکل (۱۵) رابطه (۱۹) برای تخمین نسبت میرایی هیستریزس در محدوده‌ی شکل‌پذیری قاب‌های بالای ۴ طبقه پیشنهاد می‌گردد. از آنجایی که مقدار نسبت میرایی به دست آمده در روش تغییر مکان مستقیم در قاب‌های کمتر از ۴ طبقه کوچک‌تر

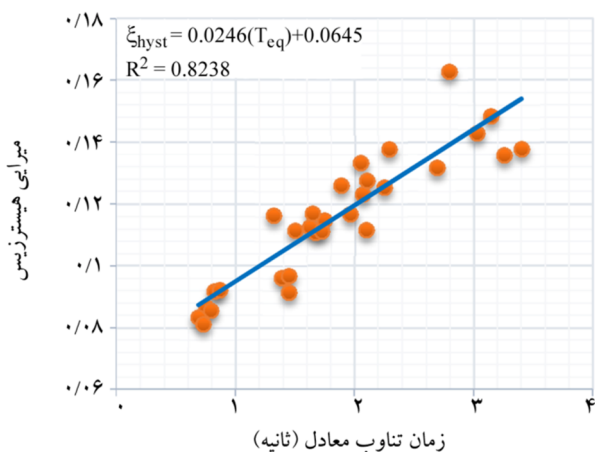
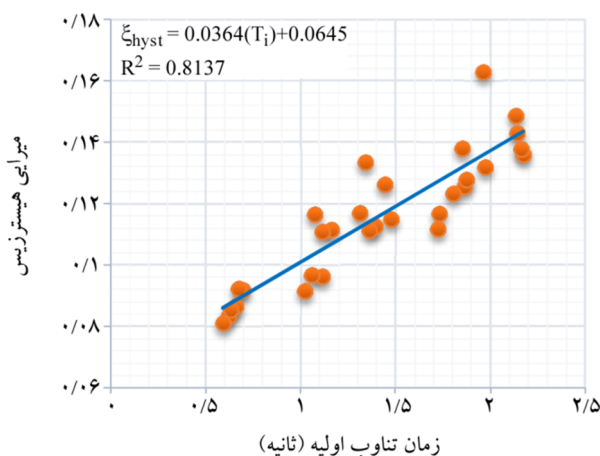
میرایی افزایش می‌یابد به نحوی که در قاب پانزده طبقه به ۱۴ درصد می‌رسد؛ که برخلاف آن در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان نسبت میرایی هیستریزس از سازه‌ی سه طبقه تا پانزده طبقه بین ۹ تا ۱۰ درصد متغیر می‌باشد. از این رو به نظر می‌رسد که باید در فرمول‌های ارائه شده برای نسبت میرایی در روش تغییر مکان مستقیم تجدید نظر به عمل آید به طوری که با توجه به تعداد طبقات روابط جداگانه‌ای ارائه شود.



شکل (۱۴): مقایسه‌ی نسبت میرایی هیستریزس حاصل از تحلیل‌های عددی و نسبت میرایی معرفی شده در روش تغییر مکان مستقیم بر اساس شکل‌پذیری



شکل (۱۵): مقایسه نسبت میرایی هیستریز حاصل از رابطه پیشنهادی و روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان بر اساس شکل پذیری



شکل (۱۶): تغییرات نسبت میرایی هیستریز بر اساس زمان تناوب اولیه و زمان تناوب معادل

در نهایت دو معادله‌ی پیشنهادی (۱۹) و (۲۱) را به همراه معادله پیشنهادی روش تغییر مکان مستقیم، برای مقایسه در

از نتایج تحلیل می‌باشد، لازم است با تحلیل‌های بیشتر رابطه‌ی نسبت میرایی در آن محدوده جداگانه پیش‌بینی شود.

$$\xi_{hyst} = 0.04e^{0.5\mu_{\Delta}} \quad (19)$$

همان‌گونه که در شکل (۱۵) مشهود است با افزایش شکل-پذیری اختلاف بین نتایج تحلیل و رابطه‌ی DDBD کمتر می‌شود؛ که این مورد نیز لزوم ارائه‌ی روابطی جداگانه برای تخمین میرایی در بازه‌های شکل‌پذیری را تأکید می‌نماید.

در ضمن با ترسیم مقدار نسبت میرایی هیستریز نسبت به زمان تناوب اولیه و زمان تناوب معادل سازه‌ها، نمودارهای شکل (۱۶) به دست می‌آید.

با استفاده از فرمول شماره (۲۰) که ارتباطی بین نسبت زمان تناوب معادل به زمان تناوب اولیه با شکل‌پذیری در دستورالعمل ATC-40 می‌باشد.

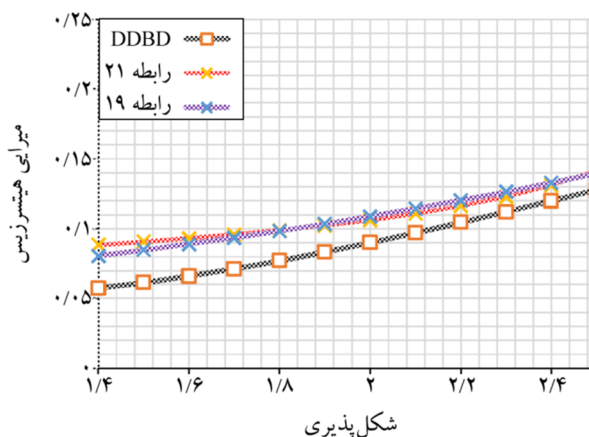
$$\frac{T_{eq}}{T_i} = \sqrt{\frac{\mu_{\Delta}}{1+r\mu_{\Delta}-1}} \quad (20)$$

می‌توان ارتباط بین نسبت میرایی هیستریز و نسبت زمان تناوب معادل به زمان تناوب اولیه را به صورت فرمول شماره (۲۱) بیان کرد.

$$\xi_{hyst} = \frac{0.104 - 0.065 \left(\frac{T_{eq}}{T_i} \right)}{1.48 - \left(\frac{T_{eq}}{T_i} \right)} \quad (21)$$

نمودار شکل (۱۷) نمایش می‌دهیم. مقدار میرایی نسبت به تغییرات تعداد دهانه چندان حساس نبوده است.

همان‌گونه که در شکل (۱۷) مشهود است هم‌خوانی رابطه (۱۹) و رابطه‌ی (۲۱) صحت نتایج حاصل در این پژوهش را تأیید می‌نماید.



شکل (۱۷): مقایسه‌ی نسبت میرایی هیستریزیس در روش تغییر مکان مستقیم و روابط پیشنهادی در محدوده‌ی شکل‌پذیری مورد مطالعه

۶- خلاصه و نتیجه‌گیری

روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان می‌تواند یکی از روش‌های مناسب برای تحلیل‌های عملکردی باشد، در این روش تخمین میرایی هیستریزیس از جمله پارامترهای کلیدی می‌باشد که خطا در برآورد آن منجر به خطای کلی در تعیین برش پایه می‌شود. در این پژوهش با بررسی ۳۰ قاب خمشی منظم کوتاه و متوسط نسبت میرایی هیستریزیس برای قاب‌های مذکور بر اساس روابط ارائه شده در پیش‌نویس دستورالعمل DBD12 با طیف وسیعی از تحلیل‌ها شامل تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، تحلیل‌های بار افزا به صورت رفت و برگشتی و تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی بر اساس الگوهای سینوسی و ... که در مجموع بالغ بر ۱۵۰۰ تحلیل می‌شوند صحت سنجی شده است و در ادامه برای بهبود عملکرد روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان رابطه‌ی جدیدی برای قاب‌های خمشی فولادی در محدوده‌ی شکل‌پذیری مطالعه شده ارائه شده است. خلاصه‌ی نتایج حاصل از این پژوهش عبارتند از:

- در اکثر موارد به جز قاب سه طبقه، میرایی حاصله بیشتر از مقدار به دست آمده از رابطه‌ی تغییر مکان مستقیم می‌باشد.

مراجع

1. Priestley, M.J.N. (1993) Myths and fallacies in earthquake engineering – conflicts between design and reality. *Bulletin NZSEE*, 26(3), 329-341.
2. Shibata, A. and Sozen, M. (1976) Substitute structure method for seismic design in reinforce concrete. *ASCE Journal of Structure Engineering*, 102(1), 1-18.

14. Roldán, R., Sullivan, T.J., and Della Corte, G. (2016) Displacement-based design of steel moment resisting frames with partially-restrained beam-to-column joints. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **14**(4), 1017-1046.
15. Barati, P. and Bahar, O. (2014) Comparison of simple steel frames with concentric braces designed by both performance and force-base methods. *First International Conference on Urban Development based on New Technologies & 4th National Conference on Urban Development, Islamic Azad University, Sanandaj branch, IRAN* [in Persian].
16. Arkavazi, F. and Bahar, O. (2014) Comparison of force-base design and direct displacement based method to evaluate EBF steel frame's behavior. *First International Conference on Urban Development based on New Technologies and 4th National Conference on Urban Development*, held at the Islamic Azad University, Sanandaj branch, IRAN (in Persian).
17. Mahmoudi, M.R. and Bahar, O. (2013) *Design of Steel Structures Steel Shear Walls Direct Method Based on Displacement*. M.Sc. Thesis, Kermanshah Branch, Islami Azad University (in Persian).
18. Yahyai, M. and Rezayibana, B. (2015) Direct displacement-based design of special concentrically-braced frames in near-fault regions. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**, 2945-2971.
19. Dwairi, H.M. (2004) *Equivalent Damping in Support of Direct Displacement-Based Design and Applications to Multi-Span Bridges*. Ph.D. Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC.
20. Dwairi, H.M., Kowalsky, M.J., and Nau, J.M. (2007) Equivalent damping in support of direct displacement-based design. *Journal of Earthquake Engineering*, **11**, 512-530.
21. INBC (2013) *Iranian National Building Code, Part 10 (Steel Building Design and Construction)*, Tehran (in Persian).
22. Standard No. 2800 (2015) *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*.
3. Priestley, M.J.N., Calvi, G.M., and Kowalsky M.J. (2007) *Displacement-based Seismic Design of Structures*. IUSS Press, Pavia. ISBN: 978-88-6198-000-6.
4. Wijesundara, K.K., Nascimbene, R., and Sullivan, T.J. (2011) Equivalent viscous damping for steel concentrically braced frame structures. *Bull. Earthq. Eng.*, **9**(5), 1535-1558.
5. Blandon, C.A. (2004) *Equivalent Viscous Damping Equations for Direct Displacement Based Design*. A dissertation submitted in partial fulfilment of the requirement for the master degree in earthquake engineering.
6. Nievas, C.I. and Sullivan, T.J. (2015) Applicability of the direct displacement-based design method to steel moment resisting frames with setbacks. *Bulletin of Earthquake Engineering*, **13**, 3841-3870, DOI 10.1007/s10518-015-9787-1.
7. Calvi, G.M., Priestley, M.J., and Sullivan, T.J. (2012) *A Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures (DBD12)*. ISBN: 978-88-6198-072-3.
8. Aschheim, M. (2002) Seismic design based on the yield displacement. *Earthquake Spectra*, **18**(4), 581-600, Earthquake Engineering Research Institute.
9. EuroCode 8 (1988) *Structures in Seismic Regions – Design Part 1. General and Building*. Report EUR 8849 EN, Commission of European Communities.
10. Eurocode 8 (2011) *Seismic Design of Buildings*. Lisbon, 10-11 February.
11. Bahar, O. and Gozasht, F. (2015) Seismic evaluation of regular MR steel frame designed by direct displacement based method. *Bulletin of Earthquake Science and Engineering*, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), **2**(2) (in Persian).
12. Elnashai, A.S. and Di Sarno, L. (2008) *Fundamentals of Earthquake Engineering*. Chichester, UK: Wiley.
13. Anil K. Chopra (2011) *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Fourth edition.

- 4th Revision, Building & Housing Research Center, Iran (in Persian).
23. Dimopoulos, A.I., Bazeos, N., and Beskos, D.E. (2012) Seismic yield displacements of plan moment resisting and x-braced steel frames. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **41**, 128-140.
 24. Kaffashian, M. and Bahar, O. (2006) *Evaluation of the Dynamic Nonlinear Behavior of Concrete Structures Designed by DDBD and Forced-Based Standard-2800*. M.Sc. Thesis, International Institute of Earthquake Engineering & Seismology (IIEES), Tehran, Iran (in Persian).
 25. FEMA 356 (2000) Washington (DC): *Federal Emergent Management Agency*, November 2000.
 26. ATC-40 (1996) *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Building*. Applied Technology Council, Redwood City, California.
 27. FEMA 440 (2005) *Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures*.
 28. Powell, G.H. (2013) *Static pushover methods - explanation, comparison and implementation*. Retrieved from <https://wiki.csiamerica.com>.
 29. Esmailabadi, R. and Bahar, O. (2016) *Improving the Parameters of Directly Displacement-Based Design in Steel Moment Resisting Frames*. Ph.D. Thesis, Science and Research Branch, Islamic Azad University., Tehran, Iran.
 30. Gasparini, D., and Vanmarcke, E.H. (1976) *SIMQKE: A Program for Artificial Motion Generation*. Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology, Cambridge, MA.

اصطلاحات فنی

Equivalent Viscous Damping	۱- میرایی ویسکوز معادل
Direct Displacement-Based Design (DDBD)	۲- طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

Hysteretic Damping Capacity of Steel Moment-Resisting Frames in Life Safety Performance Level Required in Direct Displacement-Based Design Method

Reza Esmaeil Abadi¹, Omid Bahar^{2*}, and Armin Aziminezhad³

1. Ph.D. Student, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran

2. Assistant Professor, Structural Engineering Research Center, International Institute of Earthquake Engineering and Seismology (IIEES), Tehran, Iran, *Corresponding Author, email: omidbahar@iiees.ac.ir

3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Science and Research Branch, Islamic Azad University, Tehran, Iran.

In recent years, interests in utilizing performance-based design to achieve earthquake-resistant structures have grown. One of a robust procedure in this category, which is presented in 1993 by Prof. Priestley, is Direct Displacement-Based Design (DDBD) method. Extensive and developed researches have shown that DDBD has a great potential to overcome existing shortcomings of the force-based design method. During last decade, DDBD, which was initially proposed for designing RC buildings and bridge piers, are developed for steel structures. DDBD has two main factors: hysteretic damping capacity and yield displacement of the building. Accurate estimation of these parameters is very important to determine proper value of design base shear of the building under consideration. These factors were firstly estimated experimentally for concrete structures but now, they are intensely studied analytically by many researchers for various forms of steel structures. In this regard, this paper attempts to consider more realistic estimation of equivalent viscous damper capacity of moment resisting steel frame structures and its influence on determined base shear values.

In this paper, 30 different moment-resisting frames with various numbers of stories (3, 6, 9, 12 and 15) and spans (3 and 6) are studied. For each frame, different analysis methods are carried out: (1) nonlinear static or pushover analysis, (2) nonlinear time history analysis employing synthetic accelerograms, (3) nonlinear time history analysis employing two sinusoidal protocols with different excitation frequencies: initial and effective frequencies, (5) nonlinear static cyclic analysis using an incremental sinusoidal displacement protocol, (6) simple linear analysis of an equivalent single-degree-of-freedom (SDOF) model of the structure subjected to a sinusoidal load, and finally (7) the proposed relation in the Model Code for the Displacement-Based Seismic Design of Structures, DBD12. Comparing the results shows that the equivalent damping ratio obtained using DBD12 relation for life-safety (LS) level is significantly lower than the values obtained by the analyses conducted in this study. This means that the determined base shear for designing such steel building is much more than values for a safe building. In other words, steel buildings using relations of DBD12 tend to be stiffer and stronger than needed. Hence, a new relation is derived to determine the hysteretic damping of MR steel frame structures in the LS performance level as a function of a ductility coefficient. Furthermore, using the relationship between the initial and effective period mentioned in ATC40, another practical relationship is proposed as a ratio of the effective period over the initial period of the considered building.

Keywords: Direct Displacement-Based Design (DDBD) Method; Equivalent Viscous Damping; Nonlinear Static Analysis; Effective Period; Sinusoidal Loading Protocol