

ارزیابی عملکرد لرزه‌ی ساختمان‌های با قاب‌های خمشی فولادی منظم براساس روش‌های نیرو، تغییر مکان مستقیم، انرژی و رخداد مفصل خمیری

اصغر وطنی اسکویی* (دانشیار)

مجید دلخواه (دانشجوی کارشناسی ارشد)

موسی محمودی صاحبی (دانشیار)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران

زهرا نوری (دانشجوی کارشناسی ارشد)

دانشکده‌ی مهندسی عمران، دانشگاه تربیت مدرس

مهندسی عمران شریف، زمستان ۱۳۹۶ (۱۱-۹۹-۱۱)
دوری ۲- ۳۳، شماره ۴/۲، ص. ۱۱۰-۹۹

طراحی لرزه‌ی مناسب و ایمن بر پایه‌ی درک واقعی و دقیق‌تر از رفتار سازه صورت می‌گیرد که مستلزم شناخت دقیق‌تر از نحوه‌ی رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله است و با در نظر گرفتن معیارهای مختلف آیین‌نامه‌ی تحقق می‌یابد. لذا در پژوهش حاضر، قاب‌های خمشی فولادی منظم با شکل‌پذیری و ارتفاع متوسط انتخاب و با معیارهای مقاومت (روش نیرو)، تغییر مکان مستقیم، انرژی و رخداد مفصل خمیری طراحی و ارزیابی شده است. پس از ارزیابی مدل‌ها، رابطه‌ی جدید برای پیش‌بینی تغییر مکان جانبی مجاز بام (جهت کنترل رفتار سازه پس از طراحی) ارائه شده است. نتایج به دست آمده نشان می‌دهند که رابطه‌ی مذکور، اجازه‌ی تغییر شکل‌های بیشتری را نسبت به استاندارد ۲۸۰۰ به سازه می‌دهد. همچنین روش‌های تغییر مکان مستقیم و نیرو به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار برش پایه و روش‌های رخداد مفصل خمیری و انرژی نیز به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار دوره‌ی تناوب را ارائه می‌دهند.

asvatani@gmail.com
delkhah4801@yahoo.com
mussa.mahmoudi@gmail.com
zahra.noori@modares.ac.ir

واژگان کلیدی: قاب خمشی فولادی متوسط، روش نیرو، روش تغییر مکان مستقیم، روش انرژی، روش رخداد مفصل خمیری، پیش‌بینی تغییر مکان جانبی مجاز بام.

۱. مقدمه

در طراحی لرزه‌ی در نظر گرفت. در واقع شناخت دقیق‌تر از نحوه‌ی رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله برای رسیدن به یک طراحی ایمن، موضوع مورد توجه در پژوهش حاضر است. در همین راستا، تاکنون مطالعاتی در زمینه‌ی مقایسه‌ی روش‌های طراحی مانند معیار تغییر مکان مستقیم و مقاومت (روش نیرو) انجام و روش‌های جدیدی از ترکیب آن‌ها ارائه شده است. در نوشتاری در سال ۲۰۱۵، روش ترکیبی لرزه‌ی مبتنی بر روش‌های نیرو و تغییر مکان برای قاب‌های صفحه‌ی ترکیبی فولادی - بتنی ارائه شده است.^[۱] همچنین یک روش ترکیبی لرزه‌ی مبتنی بر روش‌های نیرو و تغییر مکان (۲۰۱۳) برای قاب‌های ساختمانی فولادی پیشنهاد شده است.^[۲] لذا در راستای پژوهش‌های انجام شده در زمینه‌ی مذکور می‌توان معیارهای دیگری نظیر: معیارهای تغییر مکان مستقیم، انرژی و رخداد مفصل خمیری علاوه بر معیار مقاومت با هدف درک صحیحی از رفتار سازه در هنگام وقوع زلزله مدنظر قرار داد. در واقع آسیب سازه‌ی و غیرسازه‌ی مشاهده شده در ساختمان‌های طراحی شده توسط آیین‌نامه‌های رایج ناشی از مدهای شکست نامطلوب نشان می‌دهد

طراحی لرزه‌ی در آیین‌نامه‌های رایج، عموماً با فرض رفتار کشسان انجام می‌شود. ولی سازه‌های طراحی شده با نگرش ذکر شده تحت زلزله‌های شدید، تغییر شکل‌های بزرگی در محدوده‌ی غیرکشسان را تجربه می‌کنند.^[۱] بنابراین توجه به عملکرد مورد نیاز سازه و پیش‌بینی صحیح از رفتار آن در هنگام وقوع زلزله در بطن روش طراحی، می‌تواند باعث پیش‌بینی واقع‌بینانه‌تری از رفتار سازه شود و در نهایت، منجر به طراحی ایمن شود.^[۲] تمایل به تغییر معیار طراحی از معیار مقاومت به معیارهای مبتنی بر عملکرد در سال‌های اخیر، مؤید این واقعیت است.^[۳]

لذا اگر یک روش طراحی بر پایه‌ی درک واقعی و دقیق‌تر از رفتار سازه در هنگام اعمال زلزله وجود داشته باشد، می‌تواند منجر به طراحی لرزه‌ی ایمن شود. جهت نیل به هدف ذکر شده می‌توان معیارهای دیگری را علاوه بر معیار مقاومت

* نویسنده مسئول

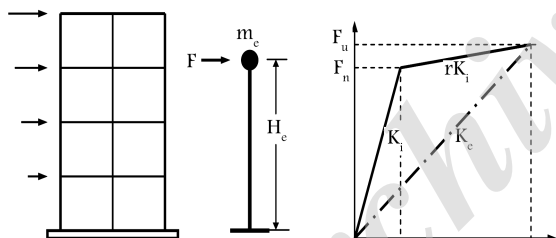
تاریخ دریافت: ۱۳۹۴/۱۲/۱۵، اصلاحیه ۱۳۹۵/۲/۱۸، پذیرش ۱۳۹۵/۲/۲۹.

$$C = \frac{0.15}{T} \quad (4)$$

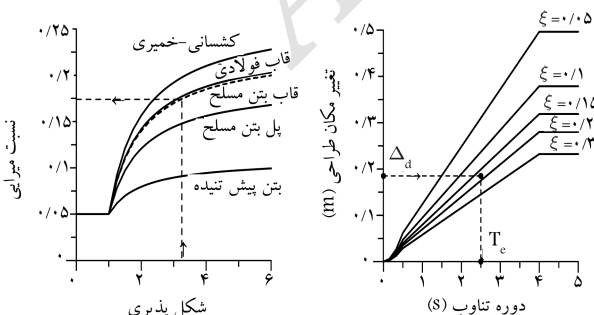
$$C = \frac{A.B.I}{R} \quad (5)$$

۲.۲. روش تغییر مکان مستقیم

در پاسخ به نقایص آیین‌نامه‌های فعلی، در سال‌های اخیر تلاش وسیعی در جهت تغییر روند طراحی سستی آیین‌نامه‌ها (طراحی براساس نیرو) صورت گرفته و در مطالعات اخیر به شدت، نحوه توزیع و پراکندگی خسارت‌های ناشی از زلزله در طراحی لرزه‌ی سازه توجه بیشتری شده است.^[۹] بسیاری از روش‌های ارائه شده در زمینه طراحی لرزه‌ی براساس عملکرد، بر پایه مفاهیم طراحی براساس تغییر مکان هستند. بدین ترتیب که سطح بیشینه خسارت مورد انتظار در سازه در اثر زلزله‌ی طرح از همان ابتدا مبنای طرح سازه قرار می‌گیرد و با توجه به بیشینه تغییر مکان‌های مورد نظر، زمان تناوب سازه از طیف تغییر مکان غیرارتجاعی به دست می‌آید و سپس برش پایه‌ی طرح محاسبه و سازه بر آن اساس طراحی می‌شود.^[۱۰] از آنجا که تغییر مکان نسبت به نیرو، شاخص بهتری برای آسیب‌سازایی است؛ روش طراحی براساس تغییر مکان در سال‌های اخیر مورد توجه پژوهشگران واقع شده است. برای اولین بار در سال ۱۹۷۶، مفهوم سازه‌ی جایگزین برای در نظر گرفتن رفتار غیرکشسان و تعیین نیروهای طراحی سازه‌های بتن مسلح پیشنهاد شد که بر پایه آن، پرستلی و همکاران روش طراحی بر مبنای جابه‌جایی مستقیم (DBBD) را توسعه دادند، که یکی از روش‌های کارآمد در این دسته‌بندی بوده است.^[۱۱] در روش طراحی براساس تغییر مکان مستقیم، سازه با n درجه آزادی تبدیل به سازه‌ی یک درجه آزادی می‌شود. خصوصیات سازه‌ی جایگزین توسط سختی سکانتی در جابه‌جایی بیشینه و میرایی معادل (مجموع میرایی کشسان و میرایی هیستریزس) بیان می‌شود (شکل ۱).^[۱۲-۱۱]



الف) سختی موثر؛
ب) تبدیل سازه‌ی n درجه آزادی به سازه‌ی یک درجه آزادی معادل؛



ج) طیف پاسخ تغییر مکان طراحی؛
د) میرایی معادل در مقابل شکل پذیری

شکل ۱. مبانی طراحی براساس تغییر مکان مستقیم.^[۱۷،۱۰]

که نیاز به رویکردهای جایگزین جهت اطمینان بیشتر برای دست‌یابی به عملکرد مطلوب احساس می‌شود. یک روش طراحی ایده‌آل، روشی است که مستقیماً رفتار غیرکشسان را در نظر گیرد و مقاطع را به‌گونه‌ی طراحی کند که به بیشینه ظرفیت خود برسند (مفصل خمیری تشکیل شود)؛ البته محل تشکیل مفصل مذکور باید از محل اتصال واقعی به مقدار مناسبی دور باشد، تا موجب ناپایداری موضعی و کلی سازه نشود.^[۶] بنابراین با توجه به مسئله مطرح شده، اهداف پژوهش حاضر عبارتند از:

- طراحی مدل‌های مورد مطالعه با روش‌های: تغییر مکان مستقیم، انرژی، نیرو و رخداد مفصل خمیری؛
- تحلیل مدل‌های طراحی شده‌ی مذکور با روش تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی؛
- ارزیابی و مقایسه‌ی نتایج حاصل از تحلیل مدل‌های مورد مطالعه (مانند مقادیر برش پایه، مقادیر دوره‌ی تناوب و بررسی تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان جانبی بام) به تکنیک روش‌های طراحی ذکر شده؛
- ارائه‌ی رابطه‌ی جدید برای بیشینه تغییر مکان جانبی مجاز بام (جهت کنترل رفتار سازه پس از طراحی).

۲. چارچوب کلی روش‌های طراحی مورد بررسی

۲.۱. روش نیرو (معیار مقاومت)

روش نیرو، معمول‌ترین روش طراحی لرزه‌ی است که تاکنون به‌کار رفته است. این روش بر مبنای تأمین یک کمیته‌ی مقاومت جانبی برای سازه در برابر بارهای لرزه‌ی است. براساس برخی مطالعات، روش نیرو معمولاً جابه‌جایی‌های غیرکشسان را بیشتر از مقدار واقعی تخمین می‌زند.^[۷]

همچنین روش نیرو، پروفیل بیشینه جابه‌جایی و دررفت درون طبقه‌ی را ثابت در نظر می‌گیرد که در واقعیت نادرست است.^[۸،۳] برای محاسبه‌ی بار جانبی زلزله در سال ۱۹۳۰، براساس قانون دوم نیوتن و با فرض برابری شتاب ایجاد شده در سازه‌ی صلب با شتاب زمین، رابطه‌ی ۱ استخراج شد که تاکنون نیز اساس طراحی در برابر زلزله است.^[۸]

$$V = C.W \quad (1)$$

که در آن، پارامتر C (ضریب زلزله) با توجه به احتمال رخداد زلزله، شکل‌پذیری، رفتار غیرارتجاعی سازه‌ها و ظرفیت جذب انرژی در آن‌ها، برای سازه‌های مهم 0.7 و برای سازه‌های معمولی 0.8 پیشنهاد شده است. ده سال بعد با پیشرفت علم دینامیک سازه‌ها و درک تأثیر دوره‌ی تناوب در میزان نیروی وارد بر سازه‌ها، ضریب C به صورت رابطه‌ی ۲ تعریف شد. در سال ۱۹۴۹، در تعیین ضریب C با اثر دادن ضریب Z ، اثر لرزه‌خیزی منطقه وارد آیین‌نامه شد و رابطه‌ی تعیین ضریب زلزله به صورت رابطه‌ی ۳ اصلاح شد. در ادامه‌ی اصلاح رابطه‌ی ضریب زلزله، کمیته‌ی مشترک از SEAO و ASCE رابطه‌ی ۴ را پیشنهاد کردند در حال حاضر، در آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰) هم مقدار ضریب C از رابطه‌ی ۵ به دست می‌آید:

$$C = \frac{0.6}{N + 4/5} \quad (2)$$

$$C = Z \frac{0.5}{N + 4/5} \quad (3)$$

گولکان و سوزن^[۲۴] با استفاده از نتایج میز لرزان و قاب‌های بتن مسلح کوچک مقیاس شده و نیز شبیه‌سازی مدل هیستریک تا کدا، رابطه‌ی ۱۴ را برای میرایی مؤثر ارائه دادند:

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + 2 \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (14)$$

ایوان^[۲۵] نیز با پیشنهاد مجموعه‌ی از پارامترهای خطی مؤثر براساس پاسخ سیستم‌های هیستریک در اثر محرک‌های زلزله، رابطه‌ی ۱۵ را برای میرایی مؤثر ارائه داد:

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + 0.0587(\mu - 1)^{0.271} \quad (15)$$

کوالسکی^[۲۶] از سختی سکانت در بیشینه‌ی تغییر مکان سیستم‌های غیرخطی برای تعریف زمان تناوب سیستم خطی معادل استفاده و رابطه‌ی ۱۶ را برای میرایی مؤثر ارائه کرد:

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + \frac{1}{\pi} \left[1 - \frac{1-\alpha}{\sqrt{\mu}} - \alpha\sqrt{\mu} \right] \quad (16)$$

اتانی^[۲۷] نیز به منظور طراحی سازه‌ها جهت سطح عملکرد ایمنی جانی و با فرض مقدار میرایی ارتجاعی سازه به مقدار ۵٪، رابطه‌ی ۱۷ را ارائه کرده است:

$$\zeta_{eq} = 0.05 + \left(1 - \frac{1}{\sqrt{\mu}} \right) \quad (17)$$

همچنین اسکویی^[۲۸] به منظور به دست آوردن نسبت میرایی و زمان تناوب مؤثر سازه‌های بتن مسلح، چند قاب بتن مسلح با شکل‌پذیری متوسط را در نظر گرفت و در نهایت، مناسب‌ترین منحنی برای رابطه‌ی شکل‌پذیری و میرایی ویسکوز معادل را به صورت رابطه‌ی ۱۸ ارائه کرد:

$$\zeta_{eq} = 0.05 + 0.0412 \ln(1/20.4\mu - 0.203) - 0.00006\mu^2 \quad (18)$$

پرستلی نیز با انجام گسترده‌ی تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی تاریخیچه‌ی زمانی، به رابطه‌ی کلی میرایی ویسکوز کشسان وابسته به شکل‌پذیری برای میرایی ارتجاعی ۵٪ دست‌یافت (رابطه‌ی ۱۹)^[۲۹] که در آن، μ ضریب شکل‌پذیری و ضریب C_T مقداری بین ۰٫۷ تا ۰٫۸ دارد و مقدار آن وابسته به قوانین هیستریزس نوع سازه‌ی در دست طراحی است. پرستلی برای سازه‌های فولادی، مقدار ضریب C_T را برابر ۰٫۵۷۷ پیشنهاد داده است.^[۳۰]

$$\zeta_{eq} = 0.05 + C_T \left(\frac{\mu - 1}{\pi\mu} \right) \quad (19)$$

در ادامه، دوره‌ی تناوب مؤثر (T_{ef}) سازه‌ی جایگزین از طیف تغییر مکانی به‌دست آمده است که با استفاده از میرایی‌های مؤثر مختلف کاهش یافته است (شکل ۲).

سختی مؤثر در جابه‌جایی بیشینه برای سازه‌ی یک درجه آزادی معادل را می‌توان با معکوس کردن رابطه‌ی دوره‌ی تناوب طبیعی سیستم یک درجه آزادی از رابطه‌ی ۲۰ به‌دست آورد،^[۳۱] که در آن، M_{ef} جرم مؤثر برای سیستم یک درجه آزادی معادل است که از رابطه‌ی ۲۱ به‌دست می‌آید:

$$K_{ef} = \frac{4\pi^2 M_{ef}}{T_{ef}^2} \quad (20)$$

$$M_{ef} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (21)$$

در چند سال اخیر، روش‌های طراحی متفاوتی براساس تغییر مکان مطرح شده است، که در حال حاضر کامل‌ترین آن‌ها، روش ارائه شده‌ی پرستلی و کوالسکی است.^[۱۵] که مطابق آن ابتدا جابه‌جایی تراز طبقات (پروفیل جابه‌جایی) از رابطه‌ی ارائه شده‌ی کالوی و سولیوان (رابطه ۶ و ۷) برای قاب‌های خمشی فولادی منظم تعیین می‌شود.^[۱۶] در روابط مذکور، ω_θ ضریب کاهش تغییر مکان نسبی، θ_c حد نسبت تغییر مکان نسبی طبقه، h_i ارتفاع طبقه‌ی i ام و H_n ارتفاع تراز بام هستند.

$$\Delta_i = \omega_\theta \theta_c h_i \left(\frac{4H_n - h_i}{4H_n - h_1} \right) \quad (6)$$

$$\omega_\theta = 1/15 - 0.0034H_n \leq 1 \quad (7)$$

سیس جابه‌جایی طرح سیستم یک درجه آزادی معادل (تغییر مکان هدف) با استفاده از رابطه‌ی ۸ تعیین می‌شود^[۱۸] که در آن، n تعداد طبقات، m_i جرم طبقه i و Δ_i جابه‌جایی هر طبقه هستند.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i} \quad (8)$$

در ادامه، به منظور یافتن میزان شکل‌پذیری لازم، باید مقدار جابه‌جایی تسلیم آن به‌دست آید (رابطه‌ی ۹)^[۱۱] که در آن، H_e ارتفاع مؤثر برای سیستم یک درجه آزاد معادل است که از رابطه‌ی ۱۰ به‌دست می‌آید.^[۱۹]

$$\Delta_y = \theta_y H_e \quad (9)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i H_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (10)$$

که در آنها، n تعداد طبقات و H_i ارتفاع طبقه‌ی i ام هستند. θ_y هم جابه‌جایی نسبی تسلیم قاب است که برای قاب‌های فولادی از رابطه‌ی پیشنهادی پرستلی و کوالسکی و کالوی مطابق رابطه‌ی ۱۱ استفاده می‌شود^[۱۶] که در آن L_b و h_b به ترتیب دهانه و عمق تیرها و ε_y کرنش تسلیم فولاد است.

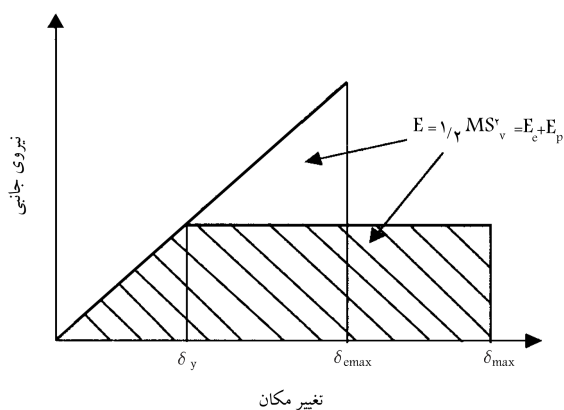
$$\theta_y = 0.065 \varepsilon_y \frac{L_b}{h_b} \quad (11)$$

تعیین میزان میرایی ویسکوز معادل، وابسته به میزان شکل‌پذیری سازه است که از رابطه‌ی ۱۲ به‌دست می‌آید:^[۱۱]

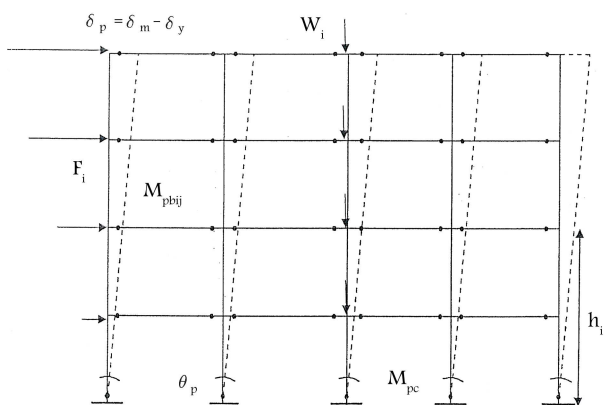
$$\mu = \frac{\Delta_d}{\Delta_y} \quad (12)$$

در روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان، رفتار غیرخطی توسط میرایی ویسکوز نشان داده می‌شود (ζ_{eq}) که شامل هر دو میرایی کشسان و میرایی هیستریزس است. در زمینه‌ی مذکور، جاکوبسن (۱۹۶۰) مفهوم میرایی معادل را برای سیستم‌های SDOF در حال تسلیم گسترش داد.^[۳۲] رزنبوت و هررا،^[۳۳] از روش بارگذاری هارمونیک استفاده کردند که اولین روش خطی‌سازی معادل بوده است و با هدف قرار دادن سختی سکانتی در بیشینه‌ی تغییر مکان، به‌عنوان اساس انتخاب شیفیت زمان تناوب انجام شده است. در روش مذکور، نسبت میرایی ویسکوز معادل (ζ_{eq}) از رابطه‌ی ۱۳ به‌دست می‌آید که در آن ζ_0 میرایی سیستم است:

$$\zeta_{eq} = \zeta_0 + \frac{2}{\pi} \left[\frac{1-\alpha}{\mu - \alpha\mu + \alpha\mu^2} \right] \quad (13)$$



شکل ۳. مفهوم تعادل انرژی. [۳۴]



شکل ۴. مکانیسم تسلیم قاب خمشی.

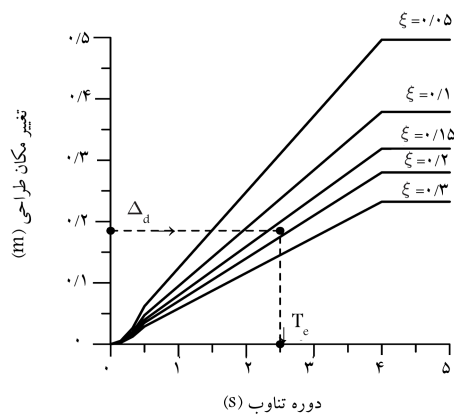
عریضی از دوره‌ی تناوب ثابت می‌ماند. این امر به‌ویژه در باره‌ی طیفی که با میانگین چند طیف پاسخ زلزله‌های با شدت مشابه به‌دست آمده است، مصداق دارد. براساس فرض مذکور، بیشینه‌ی انرژی ورودی برای یک سیستم همان‌طور که پیش از این بیان شد، مطابق رابطه‌ی ۲۴ است. [۳۴] برای طرح بر پایه‌ی انرژی، سطح انرژی ورودی براساس رابطه‌ی ۲۴ با استفاده از طیف طرح شتاب ارتجاعی که در آیین‌نامه‌ها ارائه شده است، به‌دست می‌آید. براساس روابط هوسنر، انرژی ورودی به یک سازه که به خسارت منجر می‌شود، برابر با مجموع انرژی کرنشی ارتعاشی و کار خمیری تجمعی انجام‌شده توسط سازه است (رابطه‌ی ۲۵) [۳۵] که در آن، E_e انرژی ارتعاشی و E_p کار تجمعی خمیری صورت گرفته به‌وسیله‌ی سازه در طول تحریک است.

$$E = E_e + E_p \quad (25)$$

هوسنر نشان داد که انرژی ورودی به سازه که بخشی از آن غیرارتجاعی عمل می‌کند، همان مقداری است که در صورت رفتار کاملاً ارتجاعی به آن وارد می‌شود. بنابراین معادله‌ی تعادل انرژی به‌صورت رابطه‌ی ۲۶ می‌شود: [۳۸،۳۷،۳۴]

$$E_e + E_p = \frac{1}{2} MS_v^2 = \frac{Wga^2 T^2}{8\pi^2} \quad (26)$$

در قاب خمشی مفروض در شکل ۴، تغییر شکل‌های خمیری قاب بعد از رسیدن سازه به نقطه‌ی تسلیم رخ می‌دهد. پس از تشکیل مکانیسم تسلیم فرض می‌شود که تغییر شکل قاب در طول ارتفاع سازه یکنواخت باشد و تمام انرژی فقط در مفاصل خمیری تلف شود. هدف اصلی در روش طرح با معیار انرژی براساس



شکل ۲. تعیین زمان تناوب اصلی از روی طیف جابه‌جایی. [۱۰]

در پایان، برش پایه‌ی طراحی در پاسخ بیشینه از رابطه‌ی ۲۲ به دست می‌آید و متناسب با پروفیل تغییر مکان سازه، مطابق رابطه‌ی ۲۳ جهت طراحی در طبقات توزیع می‌شود: [۳۲،۱۱]

$$V_b = K_{ef} \cdot \Delta_d \quad (22)$$

$$F_i = \frac{V_b m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (23)$$

۳.۲. روش انرژی

با استفاده از مفهوم تعادل انرژی، نیروهای طراحی لرزه‌ی برای یک سیستم یک درجه آزادی محاسبه و سپس رابطه‌ی آن برای سیستم‌های چند درجه آزادی تعمیم داده می‌شود. [۳۳] برش پایه‌ی طرح نهایی برای تحلیل خمیری از انرژی ورودی ناشی از یک طیف شبه شتاب یک مکانیسم تسلیم، و یک سطح تغییر شکل هدف به‌دست می‌آید. [۳۴] در روش مذکور، نیازی به کنترل تغییر مکان نسبی جانبی (آن‌گونه که در آیین‌نامه‌های جاری انجام می‌شود) و عوامل تغییر شکل نیست؛ زیرا خصوصیات بار تغییر شکل سازه شامل: نرمی و رفتار کرنش - سخت‌شدگی در محاسبه‌ی بارهای طراحی به‌گونه‌ی صریح استفاده می‌شوند. بین وارد آمدن خسارت سازه‌ی و تشکیل مکانیسم شکست در سیستم‌های ساختمانی با مفهوم رفتار غیرارتجاعی و در نتیجه انرژی هیسترتیک، ارتباط تنگاتنگی وجود دارد. مفهوم تعادل انرژی و ارتباط آن با طراحی حالت حدی نهایی، نخستین بار در سال ۱۹۵۶ توسط هوسنر، به کار گرفته شد. [۳۵] هوسنر (۱۹۶۰)، مفهوم مذکور را به‌منظور به‌دست آوردن نیروی جانبی مورد نیاز طراحی بسط داد تا از گسیختگی سازه به علت واژگونی ناشی از تغییر مکان‌های نسبی زیاد جلوگیری شود. [۸] در روش ارائه شده‌ی سوات لی لاتاویات و همکاران، [۳۴] با فرض یک مقدار هدف برای تغییر مکان نسبی طبقات یک قاب و براساس روابط تعادل انرژی و با اتخاذ یک مکانیسم تسلیم دلخواه، اعضاء سازه طرح می‌شوند. مفهوم تعادل انرژی که در بخش کنونی و در ادامه‌ی بحث مورد توجه است، براساس انرژی موردنیاز برای پوش دادن یکنواخت یک سازه تا بیشینه‌ی تغییر شکل هدف بنا نهاده شده است (شکل ۳). بیشینه‌ی تغییر شکل هدف، به ازاء بیشینه‌ی انرژی ورودی که از طریق رابطه‌ی ۲۴ تعیین می‌شود، به‌دست می‌آید: [۳۴]

$$E = \frac{1}{2} MS_v^2 \quad (24)$$

در اغلب روش‌های انرژی، از مفهوم ارائه شده توسط هوسنر استفاده شده است. هوسنر، [۳۵] نشان داد که دامنه‌ی طیف سرعت اغلب زلزله‌ها، تقریباً در محدوده‌ی

محوری زیاد ناشی از اثر بار ثقلی و زلزله را در محدوده‌ی ایمنی مناسب تحمل کنند.^[۲۱] در واقع، روش رخداده مفصل خمیری، توجه ویژه‌ی برای تأمین شکل‌پذیری در نواحی خاص دارد. با مهیا ساختن ظرفیت شکل‌پذیری در نواحی خاص ذکر شده، می‌توان سازه را مجبور کرد که براساس مکانیسم موردنظر و دلخواه با تشکیل مفاصل خمیری شکل‌پذیر در نواحی مذکور، زلزله را به سلامت تحمل کند. تشکیل مفاصل خمیری و نحوه‌ی توزیع آن‌ها و مکانیسم شکست، می‌تواند نقش بسیار مهمی در طراحی لرزه‌ی سازه ایفا کند. در واقع، طراحی ایده‌آل در روش رخداده مفصل خمیری به نحوی است که مقطع به بیشترین ظرفیت خود برسد (مفصل خمیری تشکیل شود). البته محل تشکیل مفاصل خمیری باید از محل اتصال واقعی به مقدار مناسبی دور باشد، تا موجب ناپایداری موضعی و کلی سازه نشوند.^[۶] جهت طراحی مدل‌های مورد مطالعه با روش رخداده مفصل خمیری، قاب‌های حاصل از طراحی براساس روش نیرو طبق ضوابط دستوالعمل بهسازی لرزه‌ی - نشریه‌ی ۳۶۰ (ویرایش ۱۳۹۲) و آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶، ارزیابی و وضعیت رخداده مفاصل خمیری تا نقطه‌ی عملکرد قاب‌ها و ارزیابی بررسی می‌شود. مقاطع تیرها و ستون‌ها تا جایی که مفصلی در ستون‌ها رخ ندهد، تغییر می‌کنند؛ به‌گونه‌ی که پس از نهایی شدن مقاطع و ارزیابی نهایی قاب‌ها پس از پوش دادن قاب‌ها تا نقطه‌ی عملکرد، هیچ مفصلی در ستون‌ها رخ نخواهد داد و کلیه‌ی مفاصل خمیری در تیرها تشکیل خواهند شد.

۳. مشخصات مدل‌های مورد مطالعه و قلمرو پژوهش

مدل‌های مورد مطالعه در پژوهش حاضر، ۹ قاب خمشی فولادی هستند که به‌صورت دوبعدی مدل‌سازی شده‌اند. برای بررسی تأثیر دهانه‌ها در نتایج، تعداد دهانه‌ی قاب‌ها ۲، ۴ و ۶؛ تعداد طبقات قاب‌ها ۳، ۵ و ۷؛ ارتفاع هر طبقه ۳ متر؛ عرض هر یک از دهانه‌ها ۵ متر؛ عرض بارگیر قاب‌ها ۴/۵ متر و سیستم مقاوم جانبی لرزه‌ی نیز قاب خمشی فولادی متوسط در نظر گرفته شده است. علت انتخاب این طیف از قاب‌ها این بوده است که بیشتر سازه‌های متداول و معمول، در محدوده‌ی ذکر شده قرار دارند. منطقی‌ترین طرح سازه‌ها، پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد با خاک نوع II و اهمیت سازه‌ی متوسط در نظر گرفته شده است. قاب‌های مورد مطالعه نیز براساس ضوابط مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طراحی شده‌اند.^[۲۲]

۴. تحلیل و طراحی مدل‌های مورد مطالعه

هر یک از مدل‌های مورد مطالعه با استفاده از روش‌های: طرح لرزه‌ی نیرو، تغییر مکان مستقیم، انرژی و رخداده مفصل خمیری و همچنین مبحث دهم مقررات ملی ساختمان، طراحی شده‌اند.^[۲۲] بارگذاری ثقلی با استفاده از ضوابط مبحث ششم مقررات ملی ساختمان انجام شده است.^[۲۳] بار مرده و زنده‌ی ثقلی به ترتیب برابر 650 kg/m^2 و 200 kg/m^2 در طبقات و 550 kg/m^2 و 150 kg/m^2 در بام در نظر گرفته شده است. بارگذاری جانبی در هر یک از روش‌های مذکور نیز پس از انجام محاسبات دستی (مطابق بند ۲ نوشتار حاضر) تعیین و در طبقات توزیع شده و در نهایت، مدل‌ها با استفاده از نرم‌افزار SAP، طراحی شده‌اند.^[۲۴] عرض بارگیر قاب‌ها، ۴/۵ متر و جرم لرزه‌ی طبقات برابر با بار مرده به علاوه‌ی ۲۰٪ بار زنده در نظر گرفته شده است. مصالح فولاد استفاده شده از نوع St ۳۷ با مشخصات مدول کشسانی 10^6 kg/cm^2 و 21×10^6 ، ضریب پواسون برابر ۰/۳ و تنش تسلیم 2400 kg/cm^2 بوده است. مدل‌های مورد مطالعه پس از طراحی، با استفاده

مکانیسم تسلیم و تغییر مکان نسبی جانبی هدف، کنترل مقدار تغییر مکان نسبی با محدود کردن مقدار دوران خمیری است.^[۲۴]

آکی یاما و کاتو^[۲۵] نشان دادند که انرژی ارتعاشی ارتجاعی را می‌توان با تبدیل کل سازه به یک سیستم یک درجه آزادی به‌دست آورد (رابطه‌ی ۲۷) که در آن V_y برش پایه‌ی تسلیم و W کل وزن مؤثر لرزه‌ی سازه است.

$$E_e = \frac{1}{2} M \left(\frac{T}{2\pi} \cdot \frac{V_y}{W} \cdot g \right)^2 \quad (27)$$

با ترکیب روابط ۲۶ و ۲۷، مقدار کل انرژی تجمعی خمیری که سازه باید در طول تحریک تلف کند (E_p) از رابطه‌ی ۲۸ به‌دست می‌آید:^[۲۶]

$$E_p = \frac{W T^2 g}{8\pi^2} \left(a^2 - \left(\frac{V_y}{W} \right)^2 \right) \quad (28)$$

براساس مفهوم تعادل انرژی، انرژی تلف شده توسط مفاصل خمیری نشان داده شده در شکل ۴ باید برابر مقدار به‌دست آمده از رابطه‌ی ۲۸ باشد. بنابراین مقدار انرژی تلف شده توسط مفاصل خمیری معادل رابطه‌ی ۲۹ است:

$$E_p = \left(\sum_{i=1}^n 2 M_{Pbi} + 2 M_{PC} \right) \theta_P \quad (29)$$

که در آن، M_{Pbi} لنگر خمیری تیر در تراز i و M_{PC} لنگر خمیری ستون‌ها در تراز پی سازه است و طرف دوم عبارت ۲۹، کار خارجی انجام شده توسط نیروی اینرسی معادل (F_i) است که از رابطه‌ی ۳۰ به‌دست می‌آید:

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^n w_j h_j} \cdot V_y \quad (30)$$

پس از تسلیم، نیروهای اینرسی معادل باید در تعادل با نیروهای داخلی باشند. با مساوی قرار دادن کارهای داخلی در مفاصل خمیری با کار خارجی انجام شده توسط نیروهای اینرسی که با فرض یک توزیع مثالی معکوس بر سازه وارد می‌شوند (این توزیع با شکل مد اول در ارتعاشی ارتجاعی سیستم سازگار است)، ضریب برش پایه از رابطه‌ی ۳۱ به‌دست می‌آید:^[۲۴]

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\alpha^2}}{2} \quad (31)$$

که در آن، α پارامتر بدون بعدی است که به سختی، خصوصیات مدی و سطح تغییر مکان نسبی هدف بستگی دارد و از رابطه‌ی ۳۲ به‌دست می‌آید:^[۲۴]

$$\alpha = \left(\frac{\sum_{i=1}^n w_i h_i^2}{\sum_{i=1}^n w_i h_i} \right) \frac{\theta_P \lambda \pi^2}{T^2 g} \quad (32)$$

که در آن، w_i (یا w_j) وزن سازه در تراز i (یا j) ارتفاع تیر تراز i از سطح پی است. در رابطه‌ی مذکور، ضریب برش پایه نظیر یک حد تغییر مکان نسبی خمیری طرح (θ_P) است. پس از محاسبه‌ی برش پایه، نیروی طراحی هر تراز با استفاده از توزیع مثالی وارونه به‌دست می‌آید.

۴.۲. روش رخداده مفصل خمیری

مبتنی بر روش رخداده مفصل خمیری، کنترل رفتار اجزایی از سازه است که بخش‌های مهمی از مسیر انتقال بار هستند و نمی‌توانند رفتار شکل‌پذیر در برابر انتقال نیروی زلزله داشته باشند.^[۲۵] در واقع، اصل اساسی در روش مذکور، مفهوم ستون قوی - تیر ضعیف است؛ که قصد دارد ستون‌های باربر، ترکیب لنگرهای خمشی و نیروی

جدول ۲. مقادیر برش پایه (بر حسب تن) به تفکیک روش طراحی.

روش طراحی	مشخصات قاب		
	۲ دهانه - ۳ طبقه	۲ دهانه - ۵ طبقه	۲ دهانه - ۷ طبقه
تغییر مکان مستقیم	۳۱,۴۱	۵۰,۸۳	۷۰,۳
انرژی	۲۸,۹۱۵	۳۳,۳۸۸	۳۷
نیرو	۱۵,۳	۱۸,۱۵	۲۱
رخداد مفصل خمیری	۳۳,۶۴	۳۴,۵	۲۷,۱
	۴ دهانه - ۳ طبقه	۴ دهانه - ۵ طبقه	۴ دهانه - ۷ طبقه
تغییر مکان مستقیم	۵۷,۲۴	۹۲,۶۲	۱۲۸,۱
انرژی	۵۸,۱۴	۶۷,۱۵	۷۴,۵
نیرو	۳۱	۳۷	۴۱,۵
رخداد مفصل خمیری	۶۵,۷۶	۷۷,۱۶	۹۰
	۶ دهانه - ۳ طبقه	۶ دهانه - ۵ طبقه	۶ دهانه - ۳ طبقه
تغییر مکان مستقیم	۸۳,۰۶	۱۳۴,۴۱	۱۸۵,۹
انرژی	۶۰	۶۹	۷۶,۵
نیرو	۵۰	۵۵	۶۲
رخداد مفصل خمیری	۹۴,۶	۱۳۲,۳	۱۴۰,۴

جدول ۱. مشخصات رکوردهای منتخب در پژوهش حاضر.

زلزله	ایستگاه	تاریخ	فاصله‌ی کانونی (کیلومتر)	PGA
طیس	۹۱۰۱ Tabas	۱۹۸۷	۳	۰,۸۵۲g
کوبه	۰ Takarazuka	۱۹۹۵	۱,۲	۰,۶۹۴g
نورشیچ	۲۴۰۸۷ Arleta	۱۹۹۴	۹,۲	۰,۹g

تغییر مکان مستقیم و نیرو به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار برش پایه را ارائه می‌دهند که از دلایل این اختلاف می‌توان تفاوت در فلسفه و نگرش طراحی و همچنین تجزیه و تحلیل دو روش تغییر مکان مستقیم و روش نیرو را ذکر کرد. در روش نیرو، مقدار میرایی سازه ثابت است؛ در صورتی که در روش تغییر مکان با توجه به تغییر در شکل پذیری و عملکرد غیرخطی سیستم سازه‌ی، تغییر در مقدار زمان تناوب و میرایی سازه در تحلیل‌ها لحاظ می‌شود. با توجه به اینکه در هنگام رخداد زلزله، میرایی و زمان تناوب سازه، شکل‌پذیری و مقدار آسیب ایجاد شده تغییر می‌کند، استفاده از میرایی و دوره‌ی تناوب مؤثر در محاسبه‌ی تلاش‌های ناشی از زلزله می‌تواند روشی ساده و کارآمد برای محاسبه‌ی سریع عملکرد مناسب سازه باشد. همچنین در هر ۴ روش مذکور با افزایش دهانه‌ها با توجه به افزایش وزن سازه‌ها، مقدار برش پایه افزایش یافته است.

۲.۵. مقایسه‌ی مقادیر دوره‌ی تناوب

مدل‌های موردنظر، یک بار تحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی خطی و بار دیگر تحت تحلیل تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گرفته و نقطه‌ی عطف در نمودار تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان جانبی سازه‌ها مشخص شده است. نقطه‌ی عطف در نمودارهای فوق، محلی است که رفتار سازه در دو تحلیل خطی و غیرخطی تغییر می‌کند (یا لحظه‌ی که نتایج تحلیل خطی و غیرخطی از یکدیگر جدا می‌شوند). نقطه‌ی مذکور برای کلیه‌ی قاب‌ها و به تفکیک روش‌های طراحی تعیین و مقادیر دوره‌ی تناوب مدل‌ها در نقطه‌ی عطف ثبت شده است (جدول ۳). مطابق جدول مذکور، مقدار دوره‌ی تناوب برای کلیه‌ی مدل‌ها در روش رخداد مفصل خمیری از سایر روش‌ها بیشتر است و این نشان از نرم‌تر بودن مدل‌های طراحی شده با روش رخداد مفصل خمیری است. نکته‌ی جالب توجه دیگر، نزدیکی مقادیر دوره‌ی تناوب در دو روش تغییر مکان مستقیم و انرژی است. همچنین مقدار دوره‌ی تناوب در روش انرژی تقریباً در همه‌ی مدل‌ها، کمترین مقدار را بین کلیه‌ی روش‌ها دارد.

از نرم‌افزار OpenSees، مورد تحلیل دینامیکی تاریخچه‌ی زمانی غیرخطی قرار گرفته‌اند. [۲۵] برای این منظور ۳ شتاب‌نگاشت با توجه به بزرگای زلزله (کمینه‌ی ۶/۶ و بیشینه‌ی ۷/۷)، فاصله از گسل (کمینه‌ی ۳ کیلومتر و بیشینه‌ی ۹/۲ کیلومتر)، نوع خاک منطقه (خاک تیپ II) مطابق با ضوابط استاندارد [۲۶]، ۲۸۰۰ [۲۶] از پایگاه داده‌های زلزله‌های قوی، [۲۷] به‌عنوان رکوردهای ورودی تحلیل تاریخچه‌ی زمانی برگزیده شده‌اند. سپس شتاب‌نگاشت‌های انتخابی به‌گونه‌ی که تطابق بیشتری را با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ داشته باشند، مقیاس شدند. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های مذکور را می‌توان در جدول ۱ مشاهده کرد. همچنین جهت معرفی مصالح فولاد در نرم‌افزار OpenSees از دستور Uniaxial Material Steel^۰ برای معرفی مقاطع تیر و ستون از دستور Section Fiber، برای مدل کردن المان‌های تیر و ستون از المان غیرخطی Nonlinear Beam-Column و توزیع گسترده‌ی حالت خمیری در طول المان و برای در نظر گرفتن اثرات $P - \Delta$ از دستور تبدیل هندسی $P - \Delta$ Transformation استفاده شده است.

۵. نتایج

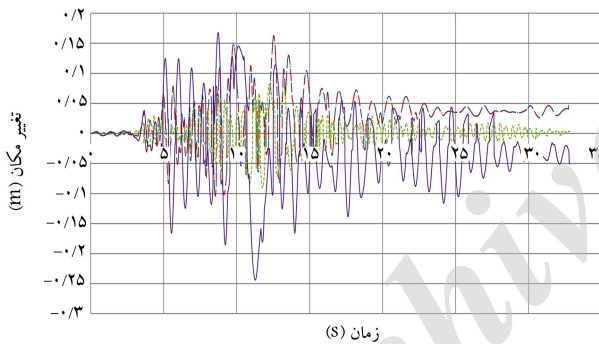
۱.۵. مقایسه‌ی مقادیر برش پایه

پس از انجام محاسبات دستی، مقادیر برش پایه به تفکیک روش طراحی برای قاب‌های مورد مطالعه به‌دست آمده‌اند (جدول ۲). مطابق نتایج مذکور روش‌های

جدول ۳. مقادیر دوره‌ی تناوب در قاب‌های مورد مطالعه به تفکیک روش طراحی.

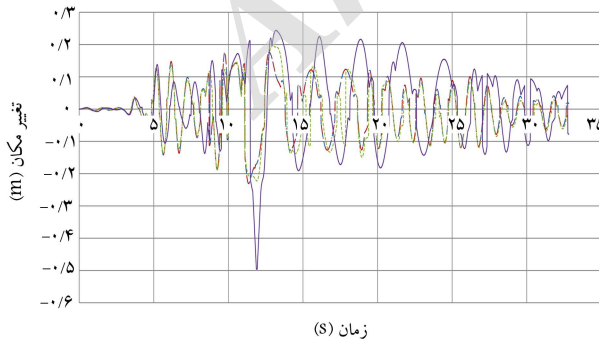
مشخصات قاب			روش طراحی	
دهانه ۲ - طبقه ۷	دهانه ۲ - طبقه ۵	دهانه ۲ - طبقه ۳		
۰٫۵۹۹	۰٫۳۱۶	۰٫۴۰۴	تغییر مکان مستقیم	
۰٫۵۶	۰٫۲۹۵	۰٫۳۸	انرژی	
۰٫۶۸۹	۰٫۵۰۸	۰٫۲۶۲	نیرو	
۱٫۲۹۴	۰٫۹۳۳	۰٫۶۰۵	رخداد مفصل خمیری	
دهانه ۴ - طبقه ۷	دهانه ۴ - طبقه ۵	دهانه ۴ - طبقه ۳	تغییر مکان مستقیم	
۰٫۷۶۳	۰٫۵۱۱	۰٫۳۳		
۰٫۷۳۷	۰٫۴۹۲	۰٫۳۱۲		انرژی
۰٫۷۴۸	۰٫۵۲۱	۰٫۲۹۹		نیرو
۰٫۹۵۵	۰٫۷۳۴	۰٫۵۰۲	رخداد مفصل خمیری	
دهانه ۶ - طبقه ۷	دهانه ۶ - طبقه ۵	دهانه ۶ - طبقه ۳	تغییر مکان مستقیم	
۰٫۶۴۵	۰٫۴۹۵	۰٫۲۷۳		
۰٫۶۳۵	۰٫۴۹۵	۰٫۲۶۲		انرژی
۰٫۷۵۳	۰٫۵۲۶	۰٫۲۷۵		نیرو
۱٫۰۲	۰٫۷۱۳	۰٫۴۹۹	رخداد مفصل خمیری	

روش رخداد مفصل خمیری - روش نیرو - روش انرژی - روش تغییر مکان مستقیم



شکل ۵. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۲ دهانه - طبقه ۳، به تفکیک روش طراحی.

روش رخداد مفصل خمیری - روش نیرو - روش انرژی - روش تغییر مکان مستقیم

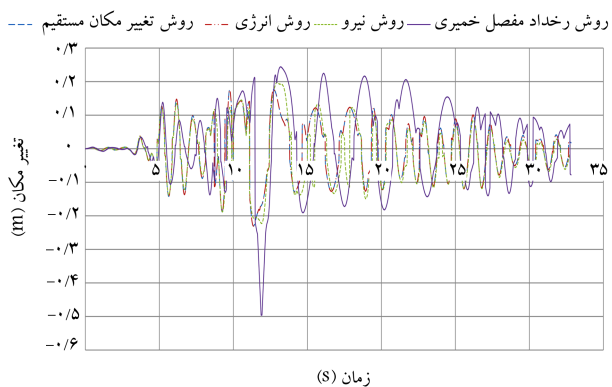


شکل ۶. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۲ دهانه - طبقه ۵، به تفکیک روش طراحی.

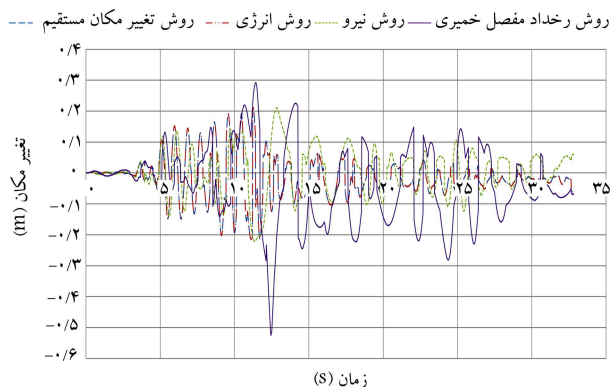
۳.۵. بررسی تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان جانبی بام

در بخش حاضر به بررسی تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بام مدل‌های مورد بررسی به تفکیک روش‌های طراحی پرداخته شده است. نمودارهای ارائه شده در شکل‌های ۵ الی ۱۳، بازتاب نهایی قاب‌ها حاصل از بیشینه‌ی بازتاب‌های به دست آمده از تحلیل ۳ شتاب‌نگاشت: کوبه، نورتریج و طیس هستند. همان‌طور که در نمودارهای مذکور مشاهده می‌شود، در ابتدای زلزله، یک ضربه‌ی شدید به سازه‌ها وارد و سازه‌ها وارد ناحیه‌ی غیرخطی شده‌اند. در واقع، زمانی که اولین ضربه از طرف زلزله وارد می‌شود، تغییر مکانی گذرا در سازه رخ می‌دهد، پس از بررسی نمودارها و رفتار مدل‌ها مشاهده می‌شود که تغییر مکان گذرای ذکر شده، در واقع تغییر مکانی است که دقیقاً در زمان تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه رخ می‌دهد و باعث ایجاد اولین برش در نمودار تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بام می‌شود. با گذشت زمان از وقوع زلزله، سازه دچار تغییر مکان‌های متغیری (رفت و برگشتی) می‌شود و در انتها هم یک تغییر مکان ماندگار در سازه باقی می‌ماند که از آثار باقی‌مانده بر سازه ناشی از انجام تحلیل غیرخطی بر روی سازه است.

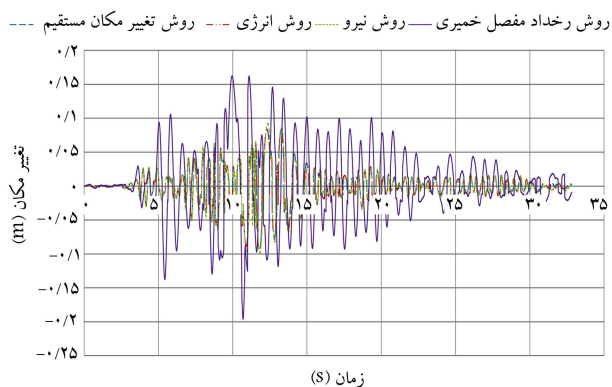
بر اساس نتایج حاصل از نمودارهای تاریخچه‌ی زمانی تغییر مکان بام، مقادیر تغییر مکان و دررفت گذرا (Transient) و ماندگار (Permanent) بام برای هر یک از مدل‌های مورد مطالعه و به تفکیک برای ۴ روش طراحی، استخراج و در جدول‌های ۴ الی ۷ ارائه شده است. پس از مقایسه‌ی دررفت‌های گذرا و ماندگار با مقادیر مجاز معرفی شده در FEMA ۳۵۶^[۴۸] مشاهده می‌شود که مقادیر مذکور در محدوده‌ی مجاز قرار داشته و از مقادیر ۱٪ (محدوده‌ی مجاز دررفت گذرا) و ۲٪ (محدوده‌ی مجاز دررفت ماندگار) تجاوز نکرده‌اند. مقایسه‌ی مقادیر مذکور در شکل‌های ۱۴ و ۱۵ قابل مشاهده است.



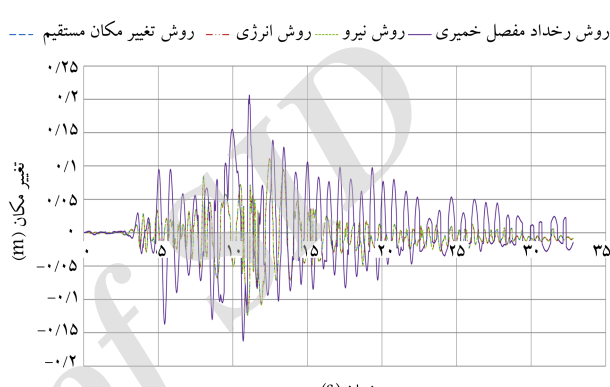
شکل ۶. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۴ دهانه - ۷ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



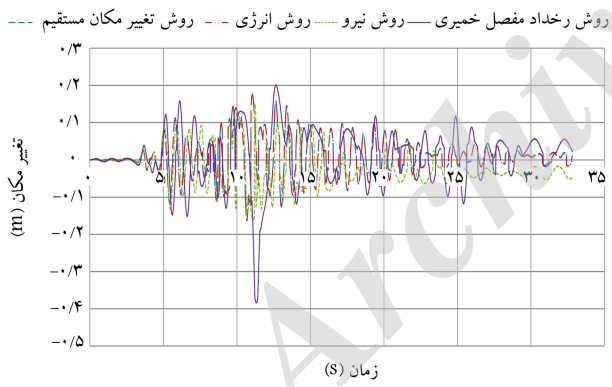
شکل ۷. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۲ دهانه - ۷ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



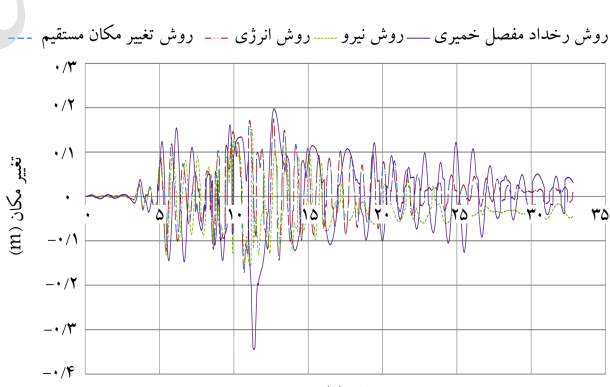
شکل ۱۰. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۶ دهانه - ۳ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



شکل ۸. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۴ دهانه - ۳ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



شکل ۱۲. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۶ دهانه - ۵ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



شکل ۹. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۴ دهانه - ۵ طبقه، به تفکیک روش طراحی.

۱.۴.۵. تعیین رابطه‌ی جدید پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی مجاز بام کلیه‌ی زوج مقادیر ارتفاع بام از تراز پایه - پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام برای کلیه‌ی مدل‌های مورد بررسی در یک نمودار توزیع و سپس برآزش منحنی (رگرسیون) بر روی آن‌ها انجام شده است و پس از بررسی حدود ۴۰ منحنی مختلف حاصل از انجام رگرسیون در نرم‌افزارهای متلب، اکسل، و اکسل، منحنی‌هایی که تطابق بیشتری با پراکندگی داده‌های فوق داشته‌اند، جهت بررسی نهایی انتخاب شده‌اند. منحنی‌های مذکور بر مبنای میزان انطباق بر داده‌ها و مقدار ضریب رگرسیون (R^2) از بین

۴.۵. بررسی پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام

پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام که هر یک از مدل‌های مورد بررسی در زلزله‌های مذکور تجربه کرده‌اند، با توجه به شکل‌های ۵ الی ۱۳ مطابق شکل ۱۶ است که براساس آن در قاب‌های با تعداد دهانه‌های یکسان، با افزایش تعداد طبقات، مقدار پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام نیز افزایش یافته است.

جدول ۴. مقادیر تغییر مکان (بر حسب سانتی متر) و دریفت (بر حسب درصد) گذرا و ماندگار - روش تغییر مکان مستقیم.

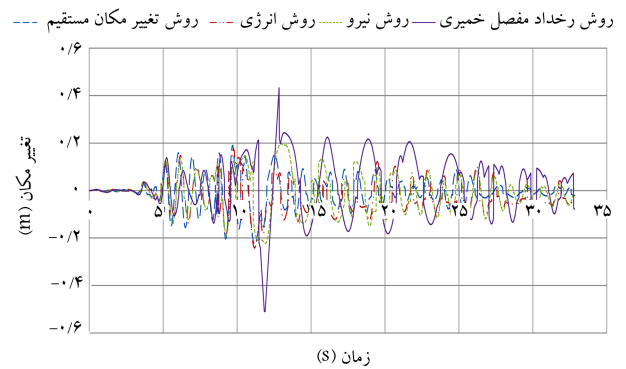
ماندگار		گذرا		قاب
دریفت	تغییر مکان	دریفت	تغییر مکان	
۱٫۶۷	۵	۰٫۵	۱٫۵	۲ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۲	۳٫۶	۰٫۵۴	۱٫۶۱	۲ دهانه - ۵ طبقه
۲٫۰۶۷	۶٫۲	۰٫۹۹	۲٫۹۸	۲ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۸۷	۲٫۶۲	۰٫۹۳	۲٫۸	۴ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۱۳	۳٫۴	۰٫۷۷	۲٫۳	۴ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۶۷	۵	۰٫۹۹	۲٫۹۷	۴ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۴۴	۱٫۳۲	۰٫۴۳	۱٫۳	۶ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۳۳	۴	۰٫۷۳	۲٫۲	۶ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۱۳	۳٫۴	۰٫۵	۱٫۵	۶ دهانه - ۷ طبقه

جدول ۵. مقادیر تغییر مکان (بر حسب سانتی متر) و دریفت (بر حسب درصد) گذرا و ماندگار - روش انرژی.

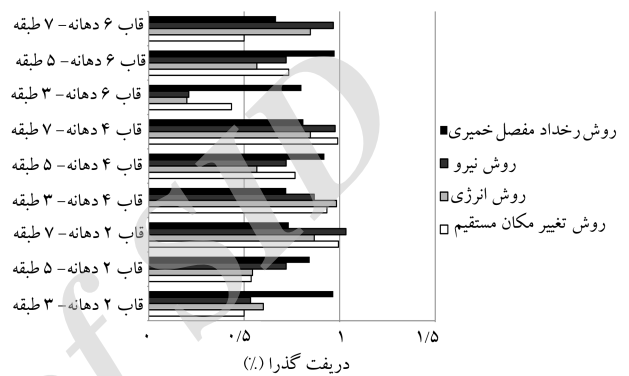
ماندگار		گذرا		قاب
دریفت	تغییر مکان	دریفت	تغییر مکان	
۱٫۶۷	۵	۰٫۶	۱٫۸	۲ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۰۶۷	۳٫۲	۰٫۵۴۳	۱٫۶۳	۲ دهانه - ۵ طبقه
۲٫۱	۶٫۳	۰٫۸۷	۲٫۶	۲ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۷۷	۲٫۳۱	۰٫۹۸	۲٫۹۵	۴ دهانه - ۳ طبقه
۰٫۸۶۷	۲٫۶	۰٫۵۷	۱٫۷	۴ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۲۳	۳٫۷	۰٫۸۵	۲٫۵۴	۴ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۵	۱٫۵	۰٫۲	۰٫۶	۶ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۲۷	۳٫۸	۰٫۵۷	۱٫۷	۶ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۸۳	۵٫۵	۰٫۸۴۷	۲٫۵۴	۶ دهانه - ۷ طبقه

جدول ۶. مقادیر تغییر مکان (بر حسب سانتی متر) و دریفت (بر حسب درصد) گذرا و ماندگار - روش نیرو.

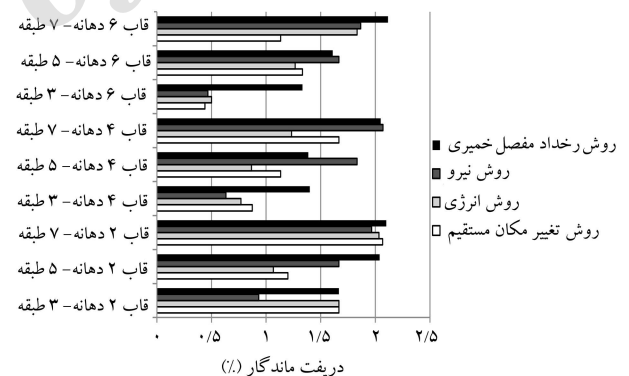
ماندگار		گذرا		قاب
دریفت	تغییر مکان	دریفت	تغییر مکان	
۰٫۹۳	۲٫۸	۰٫۵۳	۱٫۶	۲ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۶۷	۵	۰٫۷۲	۲٫۱۶	۲ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۹۷	۵٫۹	۱٫۰۳	۳٫۱	۲ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۶۳	۱٫۹	۰٫۸۷	۲٫۶	۴ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۸۳	۵٫۵	۰٫۷۲	۲٫۱۶	۴ دهانه - ۵ طبقه
۲٫۰۷	۶٫۲۱	۰٫۹۷	۲٫۹۳	۴ دهانه - ۷ طبقه
۰٫۴۷	۱٫۴	۰٫۲۱	۰٫۶۳	۶ دهانه - ۳ طبقه
۱٫۳۳	۴	۰٫۷۲	۲٫۱۶	۶ دهانه - ۵ طبقه
۱٫۸۷	۵٫۶	۰٫۹۷	۲٫۹	۶ دهانه - ۷ طبقه



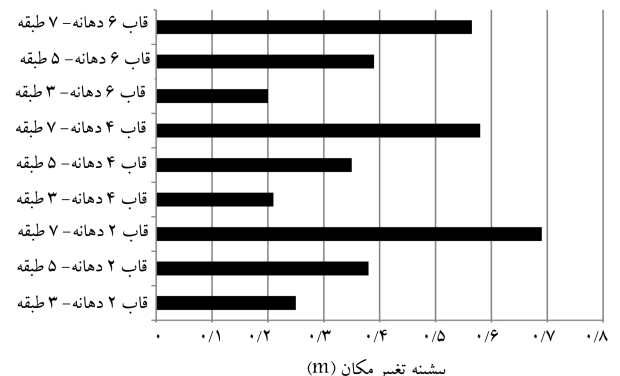
شکل ۱۳. نمودار تاریخچه‌ی زمانی نهایی تغییر مکان جانبی بام قاب ۶ دهانه - ۷ طبقه، به تفکیک روش طراحی.



شکل ۱۴. مقادیر دریفت‌های گذرا (بر حسب %) به تفکیک روش‌های طراحی.



شکل ۱۵. مقادیر دریفت‌های ماندگار (بر حسب %) به تفکیک روش‌های طراحی.



شکل ۱۶. نمودار بیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام مدل‌های مورد مطالعه.

جدول ۷. مقادیر تغییر مکان (بر حسب سانتی‌متر) و دریفت (بر حسب درصد) گذرا و ماندگار - روش رخداده مفصل خمیری.

قاب	گذرا		ماندگار	
	تغییر مکان	دریفت	تغییر مکان	دریفت
دهانه ۲ - ۳ طبقه	۲٫۹	۰٫۹۷	۵	۱٫۶۷
دهانه ۲ - ۵ طبقه	۲٫۵۳	۰٫۸۴	۶٫۱۲	۲٫۰۴
دهانه ۲ - ۷ طبقه	۲٫۲	۰٫۷۳	۶٫۸	۲٫۲۷
دهانه ۴ - ۳ طبقه	۲٫۱۶	۰٫۷۲	۴٫۲	۱٫۴
دهانه ۴ - ۵ طبقه	۲٫۷۶	۰٫۹۲	۴٫۱۶	۱٫۳۸
دهانه ۴ - ۷ طبقه	۲٫۴۳	۰٫۸۱	۷٫۱۵	۲٫۳۸
دهانه ۶ - ۳ طبقه	۲٫۴	۰٫۸	۴	۱٫۳۳
دهانه ۶ - ۵ طبقه	۲٫۹۲	۰٫۹۷	۴٫۸۳	۱٫۶۱
دهانه ۶ - ۷ طبقه	۲	۰٫۶۷	۷	۲٫۳۳

کلیدی منحنی‌های ارائه شده تفکیک شده‌اند. همچنین منحنی‌های مذکور براساس میزان ضریب رگرسیون با یکدیگر مقایسه و مناسب‌ترین آن‌ها به همراه رابطه‌ی آن انتخاب و مقادیر ضریب رگرسیون مربوط به هر یک از آنها در جدول ۸ ارائه شده است.

چنان که مشاهده می‌شود، منحنی برازش شده با استفاده از روش Lin-ear به‌عنوان مناسب‌ترین منحنی انتخاب و رابطه‌ی آن به‌صورت رابطه‌ی ۳۳ ارائه شده است، که مقدار تغییر مکان جانبی مجاز بام جهت کنترل قاب‌های طراحی شده را ارائه می‌دهد. در واقع، تغییر مکان جانبی بام سازه‌های طراحی شده (با شرایط مفروض در پژوهش حاضر) پس از طراحی نباید از Δ_a بیشتر باشد.

$$\Delta_a = 0.0053 + 0.0242H \quad (33)$$

۶. نتیجه‌گیری

در پژوهش حاضر، مطالعاتی در ۴ حوزه‌ی طراحی لرزه‌ی براساس روش‌های: نیرو، تغییر مکان مستقیم، انرژی و رخداده مفصل خمیری در قاب‌های خمشی فولادی صورت گرفته است. برای انجام مطالعات از ۹ قاب خمشی فولادی با ارتفاع و شکل‌پذیری متوسط (تعداد طبقات ۳، ۵، ۷ و تعداد دهانه ۲، ۴، ۶) استفاده شده است. مدل‌های مورد مطالعه پس از طراحی و تعیین ابعاد مقاطع، با استفاده از نرم‌افزار OpesSees مدل‌سازی و با استفاده از ۳ شتاب‌نگاشت مقیاس شده با طیف استاندارد آیین‌نامه‌ی طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله (استاندارد ۲۸۰۰) تحلیل، ارزیابی و نتایج بررسی شده است. در نهایت، در پژوهش حاضر رابطه‌ی جدید برای پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام (جهت انجام کنترل سازه‌ها پس از طراحی) برای سازه‌های مفروض ارائه شده است. با توجه به مطالعات انجام شده در پژوهش حاضر و مفروضات در نظر گرفته شده، این نتایج به‌دست آمده است:

-- روش‌های تغییر مکان مستقیم و نیرو به ترتیب بیشترین و کمترین مقدار برش پایه را ارائه می‌دهند. همچنین در هر ۴ روش: نیرو، تغییر مکان مستقیم، انرژی

و رخداده مفصل خمیری، با افزایش دهانه‌ها با توجه به افزایش وزن سازه، مقدار برش پایه نیز افزایش می‌یابد.

-- مقدار دوره‌ی تناوب برای کلیه‌ی سازه‌های مورد مطالعه در روش رخداده مفصل خمیری از سایر روش‌ها بیشتر است و این نشان از نرم‌تر بودن (سختی کمتر) مدل‌های طراحی شده با روش رخداده مفصل خمیری است و بیانگر این مطلب است که روش رخداده مفصل خمیری، اجازه‌ی تغییر شکل‌های خمیری بیشتری را نسبت به سایر روش‌های مورد بررسی به سازه می‌دهد. نکته‌ی جالب توجه دیگر در مورد مقادیر دوره‌ی تناوب، نزدیکی مقادیر دوره‌ی تناوب در ۲ روش تغییر مکان مستقیم و انرژی است. همچنین مقدار دوره‌ی تناوب در روش انرژی، تقریباً در همه مدل‌ها، کمترین مقدار را بین کلیه‌ی روش‌ها داشته است.

-- آغاز تغییرات زمان تناوب ارتجاعی سازه، متناظر با آغاز انحراف رفتار واقعی غیرارتجاعی آن از رفتار ارتجاعی است.

-- نتایج نشان می‌دهند که با افزایش تعداد طبقات قاب، نسبت زمان تناوب‌ها متناظر با تشکیل اولین مفصل خمیری به زمان تناوب اولیه‌ی ارتجاعی و متعاقباً میزان کاهش سختی در آغاز ورود به ناحیه‌ی خمیری کاهش می‌یابد. همچنین به‌طور کلی با افزایش تعداد دهانه‌ها در قاب‌های با تعداد طبقات یکسان، اندکی کاهش در نسبت زمان تناوب‌ها مشاهده می‌شود. افزایش درجات نامعینی قاب با افزایش تعداد طبقات و نیز دهانه‌ها را می‌توان از جمله دلایل این امر دانست.

-- در بررسی تاریخی‌ی زمانی تغییر مکان جانبی بام مدل‌های مورد بررسی مشاهده می‌شود که در ابتدای زلزله، یک ضربه‌ی شدید به سازه‌ها وارد و سازه‌ها وارد ناحیه‌ی غیرخطی می‌شوند. در واقع، زمانی که اولین ضربه از طرف زلزله وارد می‌شود، تغییر مکانی گذرا در سازه رخ می‌دهد. پس از بررسی نمودارها و رفتار مدل‌ها مشاهده می‌شود که تغییر مکان گذرای رخداده، در واقع تغییر مکانی است که دقیقاً در زمان تشکیل اولین مفصل خمیری در سازه رخ می‌دهد و باعث ایجاد اولین برش در نمودار تاریخی‌ی زمانی تغییر مکان جانبی بام می‌شود. با گذشت زمان از وقوع زلزله، سازه دچار تغییر مکان‌های متغیری (رفت و برگشتی) می‌شود، و در انتها هم یک تغییر مکان ماندگار در سازه باقی می‌ماند که از آثار باقی‌مانده بر سازه ناشی از انجام تحلیل غیرخطی بر روی سازه است.

-- براساس نتایج حاصل از نمودارهای تاریخی‌ی زمانی تغییر مکان جانبی بام، مقادیر تغییر مکان و دریفت گذرا و ماندگار بام برای هر یک از مدل‌های مورد مطالعه و به تفکیک برای ۴ روش طراحی مورد بررسی در پژوهش حاضر استخراج شده و با مقادیر مجاز مذکور در آیین‌نامه‌ی FEMA ۳۵۶ مقایسه و نشان داده شده است که مقادیر مذکور از محدوده‌ی مجاز (۱٪)، محدوده‌ی مجاز دریفت گذرا و ۲٪، محدوده‌ی مجاز دریفت ماندگار) تجاوز نکرده‌اند.

-- براساس پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام که هر یک از مدل‌های مورد بررسی در زلزله‌های مذکور تجربه کرده‌اند، رابطه‌ی جدید حاصل از انجام رگرسیون بر روی زوج مقادیر ارتفاع بام از تراز پایه‌ی پیشینه‌ی تغییر مکان جانبی بام تعیین شده است. پس از مقایسه‌ی مقادیر تغییر مکان مجاز حاصل از رابطه‌ی مذکور با مقادیر مشابه حاصل از رابطه‌ی استاندارد ۲۸۰۰ (ویرایش چهارم) مشاهده می‌شود که رابطه‌ی جدید، مقادیر بیشتری از رابطه‌ی استاندارد ۲۸۰۰ ارائه می‌دهد؛ که این موضوع بازگوکننده‌ی امکان پذیرش تغییر مکان‌های بیشتر با استفاده از رابطه‌ی جدید است.

جدول ۸. نوع توابع منحنی های رگرسیون و مقدار ضریب R^2 برای زوج مقادیر ارتفاع بام از تراز پایه - بیشینه ی تغییر مکان جانبی بام.

مشخصات منحنی برازش شده	ضریب R^2
Exponential منحنی برازش شده با استفاده از روش	۰٫۹۵۶
Linear منحنی برازش شده با استفاده از روش	۰٫۹۶۸۱
Logarithmic منحنی برازش شده با استفاده از روش	۰٫۸۹۷۷
Polynomial (از مرتبه ی ۲) منحنی برازش شده با استفاده از روش چندجمله ای	۰٫۹۵۲۸
Power منحنی برازش شده با استفاده از روش	۰٫۹۵۶۱

منابع (References)

- Naeim, F. "Dynamics of structures-theory and applications to earthquake engineering", *Earthquake Spectra*, **23**(2), pp. 491-492 (2007).
- Beheshti, B. "Seismic rehabilitation of existing buildings", Khaje Nasir Toosi University of Technology (2012).
- Priestley, N. "The need for displacement-based design and analysis", *Advanced Earthquake Engineering Analysis*, **494**, pp. 121-132 (2007).
- Skalomenos, K.A., Hatzigeorgiou, G.D. and Beskos, D.E. "Application of the hybrid force/displacement (HFD) seismic design method to composite steel/concrete plane frames", *Journal of Constructional Steel Research*, **115**, pp. 179-190 (2015).
- Tzimas, A.S., Karavasilis, T.L., Bazeos, N. and Beskos, D.E. "A hybrid force/displacement seismic design method for steel building frames", *Engineering Structures*, **56**, pp. 1452-1463 (2013).
- Alavi, S.S., *Plastic Design of Niches based on Euro Code 2005-3 Regulation*, NoAvar publication, Tehran (2013).
- Ale-Rasoul, S. "Comparison of performance-based seismic design", Thesis for the Degree of Master of Science, Civil Engineering Faculty, AmirKabir University of Technology (2005).
- Liao, W.C. and Goel, S.C. "Performance based plastic and energy evaluation of seismic resistant RC moment frame", *Journal of Marine Science and Technology*, pp.304-310 (۲۰۱۲).
- ATC-40., *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings*, Applied Technology Council, Report No.SSC 96-01 (1996).
- Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J., *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press (2008).
- Priestley, M.J.N., "Direct displacement-based design of structures of concrete buildings", *PCI Journal*, Paria, Italy (2002).
- Macedo, L., *Direct Displacement-Based Seismic Design of Steel Moment Frames*, 15 WCEE (2012).
- Chopra A.K. and Goel, R.K. "Direct displacement-based design: Use of inelastic vs. elastic design spectra", *Earthquake Spectra*, **17**(1), pp. 47-64 (2001).
- Priestley, K. "Direct displacement-based seismic design of concrete buildings" (2003).
- Salajeghe, J. "Design automation based on direct displacement in reinforced concrete frames", *4th National Congress of Civil Engineering* (2008).
- Calvi G.M. and Sullivan, T. "Development of a model code for direct displacement based seismic design", *Atti di Linea IV, Convegno Finale del progetto RELUIS*, pp. 1-3 (2009).
- Harris, J. L. "A direct displacement-based design of low-rise seismic resistant steel moment frames", UC San Diego Electronic Theses and Dissertations (2006).
- Massena, B., Bento, R. and Degee, H. *Assessment of Direct Displacement-Based Seismic Design of Reinforced Concrete Frames*, 15 WCEE (2012).
- Black, E. "Use of stability coefficients for evaluating the $P - \Delta$ effect in regular steel moment resisting frames", *Engineering Structures*, **33**(4), pp. 1205-1216 (2011).
- Zhang, Q., Yue, Y.F. and Xiong, E. "Displacement-based seismic design method of steel moment frame", *Applied Mechanics and Materials*, **166**, pp. 640-644 (2012).
- Aksoylar, N.D., Elnashai, A.S. and Mahmoud, H. "The design and seismic performance of low-rise long-span frames with semi-rigid connections", *Journal of Constructional Steel Research*, **67**(1), pp. 114-126 (2011).
- Miranda, E. and Ruiz-Garcia, J. "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands", *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **31**(3), pp. 539-560 (2002).
- Rosenblueth E. and Herrera, I. "On a kind of hysteretic damping", *Journal of the Engineering Mechanics Division*, **90**(4), pp. 37-48 (1964).
- Gulkan P. and Sozen, M.A. "Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions", *ACI Journal Proceedings* (1974).
- Iwan, W. "Estimating inelastic response spectra from elastic spectra", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **8**(4), pp. 375-388 (1980).
- Kowalsky, M.J. "Displacement-based design - a methodology for seismic design applied to reinforced concrete bridge columns", Thesis for the Degree of Master of Science, University of California at San Diego (1994).
- Otani, S. "New seismic design provision in Japan", U.S.-Japan Cooperative Program on Urban Earthquake Disaster Mitigation (2002).
- Vatani Oskouei, A. "Period and effective damping study of reinforced concrete frames with short to medium height", *Sharif Journal*, **2**(1), pp. 3-12 (2010).
- Tehranizadeh, M. and Yakhchalian, M. "Displacement based and consolidated force/displacement based methods for seismic assessment of steel moment resisting frames", *Scientia Iranica*, **18**(5), pp. 1054-1060 (2011).

30. Tehranizadeh, M. and Yakhchalian, M. "An investigation into recommendations of NZSEE for seismic assessment of steel moment resisting frames", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 3213-3220 (2011).
31. Malekpour S. and Dashti, F. "Application of the direct displacement based design methodology for different types of RC structural systems", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **7**(2), pp. 135-153 (2013).
32. Malekpour, S., Ghaffarzadeh, H. and Dashti, F. "Direct displacement based design of regular steel moment resisting frames", *Procedia Engineering*, **14**, pp. 3354-3361 (2011).
33. Habibi, A., Chan, R.W.K. and Albermani, F. "Energy-based design method for seismic retrofitting with passive energy dissipation systems", *Engineering Structures*, **46**, pp. 77-86 (2013).
34. Leelataviwat, S.C., Goel, S. and Stojadinovic, B. "Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift", *Structural Engineering*, **128**(8), p. 9 (2002).
35. Housner, G.W. "Limit design of structures to resist earthquakes", *Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering*, **5**, pp. 1-13 (1956).
36. MirGhaderi, S.R., Dastmalchi, Sh. and Zahraee, S. M. "Seismic design of steel moment frames by energy method", *Structural Steel Association, Iran* (2009).
37. TehraniZadeh, M. and Manesh Karimi, M.R. "Structures design by using energy based on yield mechanism", *Journal of Earthquake Engineering and Seismology*, AmirK-abir University of Technology, **5**(1), pp. 10-17 (2002).
38. Khampanit, A., Leelataviwat, S., Kochanin, J. and War-nitchai, P. "Energy-based seismic strengthening design of non-ductile reinforced concrete frames using buckling-restrained braces", *Engineering Structures*, **81**, pp. 110-122 (2014).
39. Akiyama, H., "Earthquake-resistant limit-state design of buildings, University of Tokyo Press, Japan (1985).
40. Bazeos, N. "Comparison of three seismic design methods for plane steel frames", *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **29**(3), pp. 553-562 (2009).
41. Choi, S.W., Kim, Y., Lee, J., Hong, K. and Park, H.S. "Minimum column-to-beam strength ratios for beam-hinge mechanisms based on multi-objective seismic design", *Journal of Constructional Steel Research*, **88**, pp. 53-62 (2013).
42. Ministry of Road and Urban Development., *Design and Construction of Steel Structures*, Code No. 10, 4th Edition (2014).
43. Ministry of Road and Urban Development., *Design Loads for Buildings*, Code No. 6, 3th Edition (2014).
44. Berkeley, T.U.O. "Integrated software for structural analysis and design", *The University of Berkeley, Computers and Structures Inc.* (2010).
45. McKenna, F.L., Fenves, G.C. and Filippou, F. "Open system for earthquake engineering simulation (OpenSees)", *The University of California* (2004).
46. Road, Housing and Urban Development Research Center, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No. 2800, 4th Edition (2015).
47. California. B. <http://peer.berkeley.edu/> (2013).
48. American Society of Civil Engineers, "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings", FEMA 356, Washington, D.C Federal Emergency Management Agency (2000).
49. The MathWorks Inc. MATLAB and Statistics Toolbox, United States: Natick, Massachusetts (2012).

Archive