

مقایسه عملکرد سازه‌های بتنی طراحی شده با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

محمد کفاشیان^۱ و امید بهار^۲

۱- فارغ‌التحصیل کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله،

تهران، ایران

۲- استادیار پژوهشگاه سازه، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله، تهران، ایران،

omidbahar@iiees.ac.ir

چکیده

روشهای طراحی مبتنی بر تغییر مکان جدیدترین ابزار طراحی بر اساس عملکرد است که امروزه توجه محققین زیادی را به خود جلب نموده است. اما تعداد بسیار کمی از این روشها به صورت استاندارد و مناسب جهت بکارگیری در آیین‌نامه‌های طراحی مدرن می‌باشند. در این مقاله رفتار غیرارتجاعی چهار سازه بتنی قاب خمشی منظم و انعطاف‌پذیر با ارتفاع چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه که با دو دیدگاه متفاوت تغییر مکانی و نیرویی طراحی شده‌اند، مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. در روش طراحی بر اساس نیرو از نیروهای لرزه‌ای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] و در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان مطالعات انجام پذیرفته توسط پتین‌گا و پریستلی [۲] مورد استفاده قرار گرفته است. به منظور ارزیابی عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها و مقایسه روشهای مختلف طراحی، تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی تحت دو دسته شتابنگاشت "مصنوعی" و "واقعی مقیاس شده" که طیف پاسخ همگی آنها منطبق بر طیف طرح ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، انجام پذیرفته است. بررسیها نشان می‌دهند سازه‌های طراحی شده به روش تغییر مکان در مقابل روش نیرویی در حین وقوع زلزله رفتاری مناسبتر و قابل پیش‌بینی‌تر داشته و در موارد بیشتری اهداف عملکردی مورد نظر را تأمین می‌نمایند.

کلید واژه‌ها:

طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد؛
طراحی مستقیم مبتنی بر
تغییر مکان؛ عملکرد سازه‌های
بتن آرمه انعطاف‌پذیر؛
ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰

۱- مقدمه

آغاز تعیین تغییر مکان هدف حداکثر بود که بر اساس ظرفیت شکل‌پذیری متناسب با جزئیات اعضاء به‌دست می‌آمد. این روش توسط کالوی و کینگسلی [۷] برای پلهای چند درجه آزاد معادل بسط داده شد.

اما مسأله کلیدی در کاربرد طراحی مبتنی بر تغییر مکان برای ساختمانهای چند طبقه، تبدیل تغییر مکان نیاز کل سازه به تغییر شکلهای نیاز غیرارتجاعی سازه‌ای یک طبقه بود که توسط آلونزو و همکاران [۸] و سنه‌ویرانتا و کراوینکلر [۹] ارائه شد. پس از آن با استفاده از متدهای مختلف روشهای جدیدتری ارائه شد. فردیس و پاناجیوتاکس [۱۰] در سال ۱۹۹۷ روشی بر اساس طراحی حد نهایی برای بارهای ثقلی و کنترل تغییر مکان تحت زلزله سطح بهره‌برداری ارائه نمود. بالاخره در سال ۲۰۰۵ پتین‌گا و پریستلی [۲] با ارائه یک

در سالهای اخیر توجه زیادی به روش طراحی مبتنی بر تغییر مکان در سازه‌های بتنی شده است. موضوع طراحی مبتنی بر تغییر مکان سازه‌های چند درجه آزاد بتن آرمه به عنوان فلسفه اصلی این روشها مطرح بوده است. در سال ۱۹۷۴ گولکان و سوزن [۳] به مطالعه رفتار غیر ارتجاعی سازه‌های بتنی تحت بارهای دینامیکی پرداختند. آنها روابط معادلی برای میرایی سازه یک درجه آزاد ارائه کردند. در سال ۱۹۷۶ شیباتا و سوزن [۴] روش سازه جایگزین را برای سازه‌های بتن آرمه ارائه نمودند. هدف از این مطالعه ارائه یک روش طراحی بر اساس تغییر مکان بود. مواهل [۵] چهارچوب کلی یک روش طراحی مقاوم در برابر زلزله بر اساس محاسبه نسبت تغییر مکان طبقات از روی طیف پاسخ تغییر مکان را پیشنهاد نمود. اما تحقیقات لوادینگ و همکاران [۶] برای سازه‌های یک درجه آزاد، نقطه

نیرویی است. بنابراین منطقی به نظر می‌رسد که برای طراحی، روشی مورد بررسی قرار گیرد که در آن تغییر مکانها با توجه خاص بر روی تغییر شکلها، در ابتدای روند طراحی در نظر گرفته شود. شرط حدی بهره‌برداری را می‌توان بر اساس رویداد زلزله‌های متوسط در نظر گرفت که احتمال وقوع آنها در عمر سازه زیاد است (با تحمیل یک حد برای نسبت تغییر مکان طبقات، خرابیهای غیر سازه‌ای محدود شده و یا اتفاق نمی‌افتد). در این صورت، برای جلوگیری از ویرانی در زلزله‌های شدید، باید شکل‌پذیری نیاز اجزای سازه‌ای و تغییر شکل‌های کلی سازه کنترل شوند [۱۱].

۳- تئوری طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

مبنای طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، *DDBD*، بر اساس فرض تئوری سازه یک درجه آزادی جایگزین می‌باشد [۶]. اولین قدم در طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان تعیین محدودیت عملکردی بر اساس حدود سرویس‌دهی با حدود کنترل خرابی می‌باشد.

حدود سرویس‌دهی: معمولاً بهترین معیار جهت مشخص کردن خرابی، حدود کرنش و تغییر شکل می‌باشد. برای سازه‌های بتن آرمه می‌توان با استفاده از کرنش فشاری بتن و یا کشش فولاد (یا فشار) این تعریف را انجام داد [۱۴].

حدود کنترل خرابی: حدود کنترل خرابی را نیز می‌توان با استفاده از محدودیت‌های کرنش مصالح یا محدودیت‌های نسبت تغییر مکان طبقات طراحی که برای کنترل خرابی اجزای غیرسازه‌ای به کار می‌روند، تعریف کرد [۱۴]. در این تحقیق محدودیت‌های عملکردی بر اساس حدود کنترل خرابی (نسبت تغییر مکان طبقات) و با توجه به ضوابط *FEMA* [۱۵] مقدار ۲ درصد برای تأمین ایمنی جانی در نظر گرفته شده است.

در گام بعدی باید پروفیل تغییر مکان فرضی سازه برای قابهای بتنی منظم مشخص شود. پریستلی [۱۶] این پروفیل را متناظر با شکل مد اول غیرارتجاعی با یکی از روابط (۱) پیشنهاد می‌کند:

$$\left\{ \begin{array}{l} n < 4: \quad \varphi_i = \frac{H_i}{H_n} \\ 4 < n < 20: \quad \varphi_i = \frac{H_i}{H_n} \left[\frac{16 - 0.5 \times \frac{H_i}{H_n} (n - 4)}{16 - 0.5 (n - 4)} \right] \\ n > 20: \quad \varphi_i = \frac{2 \cdot H_i}{H_n} \left[1 - 0.5 \frac{H_i}{H_n} \right] \end{array} \right. \quad (1)$$

متدولوژی منسجم بسیاری از پارامترها را در روند طراحی مد نظر قرار داده‌اند که این روش مبنای طراحی سازه‌های مقاله حاضر قرار گرفته است.

در این مقاله رفتار غیرارتجاعی چهار سازه بتنی قاب خمشی منظم و انعطاف‌پذیر با ارتفاع چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه که با دو دیدگاه متفاوت تغییر مکانی و نیرویی طراحی شده‌اند در هنگام وقوع زلزله مورد بررسی و ارزیابی قرار گرفته است. در روش طراحی بر اساس نیرو، از نیروهای لرزه‌ای ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ [۱] و در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، از مطالعات انجام پذیرفته توسط پتین‌گا و پریستلی [۲] استفاده شده است. با استفاده از تحلیل تاریخیچه زمانی دینامیکی غیرخطی عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها تحت دو دسته شتابنگاشت "مصنوعی" و "واقعی مقیاس شده" که طیف پاسخ همگی آنها منطبق بر طیف طرح و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ می‌باشد، مورد ارزیابی دقیق قرار گرفته و نتایج به دست آمده با یکدیگر مقایسه شده است.

۲- تئوری طراحی مبتنی بر نیرو و محدودیت‌های آن

روش طراحی مبتنی بر نیرو دارای محدودیت‌های زیر است [۱۱]: ۱- تخمین اولیه برای پیوند اصلی (T) در شروع روند طراحی؛ آیین‌نامه‌های زلزله از روابط تجربی که بر پایه تعاریف عمومی از سیستم سازه‌ای و هندسه سازه استوار است، استفاده می‌کنند. این مقادیر جهت یک طراحی محافظه‌کارانه، عمداً کمتر از مقادیر اندازه‌گیری شده ارائه شده‌اند [۱۲-۱۳]، ۲- ضریب اصلاحی نیروها (ضریب کاهش) R ، یک وسیله ساده برای رسیدن به یک طیف غیرارتجاعی است. آیین‌نامه‌ها مقادیر ضریب R را بسته به مصالح ساخت و نوع سیستم سازه‌ای بکار رفته مشخص می‌کنند. با این حال، به نظر می‌رسد این مقادیر دلخواه است و به سختی توجیه‌پذیر باشند، در عین حال که متناسب با نتایج تحلیلی و آزمایشگاهی ارائه نشده‌اند، ۳- مقادیر تغییر مکانها با یک روش ساده و سریع، آن هم فقط در پایان روند طراحی کنترل می‌شوند.

اصولاً در شرایط حدی نهایی، این تغییر شکلها هستند که از یک سو به ناپایداری سازه کمک کرده و از سوی دیگر میزان خرابیها را افزایش می‌دهند. این امر سبب می‌شود ساختمان به صورت جزئی یا کلی کاربری خود را از دست داده و حتی غیرقابل بازسازی شود. علاوه بر این، تعیین خرابی المانهای سازه نیز از روی حدود تغییر شکلی آسانتر از استفاده از حدود

برآیند جانبی به صورت تقریبی برای قاب می‌باشد. اگرچه این مقدار برای سازه‌های منظم کافی است ولی در مورد سازه‌هایی که مقدار جرم در ارتفاع سازه تغییر می‌کند نیاز به محاسبات دقیقتری می‌باشد. در این موارد ارتفاع مؤثر h_e را می‌توان به صورت زیر در رابطه (۶) در نظر گرفت:

$$h_e = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i h_i)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (6)$$

حال شکل‌پذیری طراحی را می‌توان از رابطه (۷) به دست

آورد:

$$\mu_s = \Delta_d / \Delta_y \quad (7)$$

میرایی ویسکوز معادل بر اساس مطالعه بلاندون [۱۷] بر

حسب درصد از رابطه (۸) به دست می‌آید که در آن

$$N = 1 + \frac{1}{(0.5 + c)^d} \quad \mu, T \text{ و } N \text{ به ترتیب پیوند معادل و}$$

شکل‌پذیری طراحی در رابطه (۸) می‌باشد:

$$\xi_d = 5 + \left[\frac{a}{\pi} \left(1 - \frac{1}{\mu^b} \right) \left(1 + \frac{1}{(T+c)^d} \right) \frac{1}{N} \right] \% \quad (8)$$

از آنجا که در این مرحله مقدار پیوند مشخص نمی‌باشد با

فرض یک پیوند، میرایی مطابق رابطه (۸) محاسبه می‌شود. در

گام بعدی از روی طیف تغییر مکان طراحی با میرایی محاسبه

شده مطابق رابطه (۸) و تغییر مکان طراحی به دست آمده

مطابق رابطه (۳)، پیوند محاسبه می‌شود. با پیوند محاسبه شده

میرایی ویسکوز معادل مطابق رابطه (۸) مجدداً محاسبه

می‌گردد. این عمل تا رسیدن به پیوند مشابه در دو مرحله

متوالی تکرار می‌شود. مقادیر ثابت رابطه (۸) مطابق جدول (۱)

می‌باشد.

جدول ۱: ضرایب میرایی ویسکوز معادل رابطه (۹)، [۱۷].

	مدل تاکادا	
	پهن	باریک
a	۱۳۰	۹۵
b	۰/۵	۰/۵
c	۰/۸۵	۰/۸۵
d	۴	۴

در صورتی که ارتفاع تیرها در ارتفاع سازه تغییر کند، رابطه

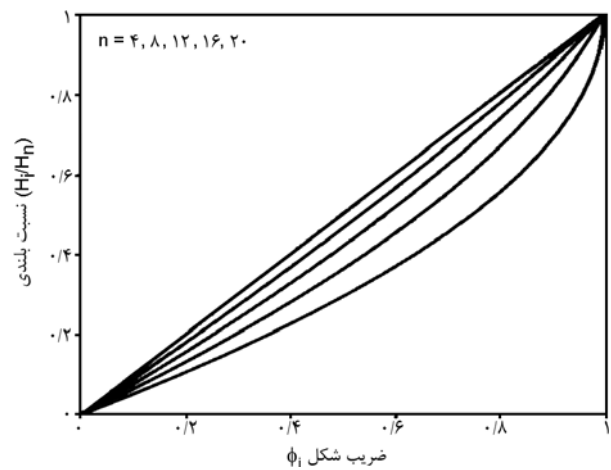
(۵) برای هر طبقه مقدار متفاوتی به دست می‌دهد و متعاقباً با

استفاده از رابطه (۷)، برای هر طبقه شکل‌پذیری متفاوتی نیز

حاصل می‌گردد. در ادامه مطابق رابطه (۸) مقدار میرایی

ویسکوز هر طبقه متفاوت خواهد بود. در آن صورت پس از

منحنی توزیع پروفیل در ارتفاع مطابق شکل (۱) می‌باشد.



شکل ۱. پروفیل تغییر مکان طراحی قابها [۱۰].

حال تغییر مکان هر کدام از تراز طبقات بر اساس رابطه (۲)

به دست می‌آید:

$$\Delta_i = \phi_i \left[\frac{\Delta_c}{\phi_c} \right] \quad (2)$$

که در این رابطه ϕ_i شکل مد غیرارتجاعی، رابطه (۱) و Δ_c

تغییر مکان طراحی بحرانی طبقه می‌باشد. با فرض ارتفاع ثابت

۳ متر و فرض نسبت تغییر مکان طبقات ۲ درصد مقدار Δ_c

برابر است با $\Delta_c = 0.2 \times 3 = 0.6$ و مقدار ϕ_c نیز

معادل مود اول غیرارتجاعی طبقه اول، ϕ_1 ، در نظر گرفته

می‌شود.

تغییر مکان طراحی سیستم یک درجه آزاد معادل از رابطه

(۳) به دست می‌آید:

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i^2)}{\sum_{i=1}^n (m_i \Delta_i)} \quad (3)$$

که m_i, Δ_i به ترتیب تغییر مکان و جرم طبقات می‌باشند. با در

نظر گرفتن مشارکت جرمی در مود اصلی، جرم مؤثر برای

سیستم یک درجه آزاد معادل در رابطه (۴) عبارت است از:

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

جهت محاسبه میرایی ویسکوز معادل و شکل‌پذیری μ_d

نیاز به محاسبه تغییر مکان تسلیم می‌باشد. پریستلی [۱۶]

تغییر مکان تسلیم را در محل نیروی برآیند جانبی لرزه‌ای با

دقت کافی براساس رابطه (۵) پیشنهاد می‌کند:

$$\Delta_y = 0.5 \varepsilon_y \left(\frac{l_b}{h_b} \right) (h_e) \quad (5)$$

در رابطه (۵) طول دهانه یک تیر و h_b ارتفاع تیرهای

طبقه و h_n ارتفاع کل سازه) ارتفاع محل نیروی

در گام بعدی لنگرهای پیش فرض برای ستونهای تراز پایه که اساسی ترین قسمت از روش سازه جایگزین می باشد تعیین می شود. این کار اصولاً با انتخاب یک نقطه دگرسویی (عطف) برای لنگر ستونهای تراز پایه انجام می پذیرد. برای دستیابی به این هدف، بایستی در پای ستونهای تراز پایه مفصل ایجاد کرد و لنگرهایی را جهت مقابله با بارهای جانبی زلزله به آن مفاصل اختصاص داد [۶]. مقدار لنگر کل مورد نیاز در تراز پایه از رابطه (۱۳) محاسبه می شود:

$$M_b = V_b(kh_c) \quad (13)$$

که h_c ارتفاع ستون و k یک نسبت دلخواه از ارتفاع ستون است که برش پایه به آن نقطه وارد می شود و به آن نقطه دگرسویی (عطف) گفته می شود. لنگر کل تراز پایه به نسبت سختی ستونهای تراز پایه بین آنها توزیع می شود. با فرض سختیهای یکسان لنگر پایه ستونها از رابطه (۱۴) به دست می آید:

$$M_c = \frac{M_b}{n} \quad (14)$$

پیش فرض مقادیر لنگر ستونها از دو جهت سودمند است، اول اینکه با ضریب k بزرگتر از 0.5 می توان مطمئن شد که مفاصل پلاستیک در پای ستونهای تراز پایه بوجود خواهد آمد. به عبارت دیگر اطمینان حاصل می شود که مکانیزم نامطلوب طبقه نرم تشکیل نخواهد شد. دوم این که وقتی نقطه دگرسویی ستون از نیمه آن به سمت بالا انتخاب می شود، توزیع لنگر قسمت پایین ستونهای داخلی به صورت مناسبتری انجام می شود. این مطلب در مورد ستونهای داخلی طبقه دوم بیشتر قابل توجه است. لنگرهای پایین ستونهای طبقه دوم معمولاً بیشتر از لنگر بالای ستونهای طبقه اول می باشد. اغلب حتی لنگر پایین ستونهای طبقه دوم از مقادیر لنگر پایین ستونهای تراز پایه نیز بیشتر می شود. در اکثر موارد با افزایش k ، لنگر پای ستونهای تراز پایه افزایش و لنگر پایین ستونهای طبقه دوم کاهش می یابد. بدین ترتیب مقداری بین 0.55 و 0.7 برای k جهت پیش فرض لنگر ستونها انتخاب می شود. استفاده از مقدار 0.7 در جهت اطمینان است [۶]. شکل (۳) نحوه مدل کردن پای ستونها را نشان می دهد.

با در نظر گرفتن اصل طراحی تیر ضعیف و ستون قوی، اعضای تیری رفتار غیر ارتجاعی خواهند داشت و از این رو مقدار سختی مناسب برای تیرها از رابطه (۱۵) مشخص می شود:

$$I_b = I_{cr} / \mu_b \quad (15)$$

که I_{cr} ممان اینرسی مقطع ترک خورده و μ_b شکل پذیری نیاز احتمالی تیر می باشد. تحلیلها نشان می دهد که نیروهای اعضاء به مقدار سختی فرض شده بستگی ندارد [۶]، لذا با تقریب

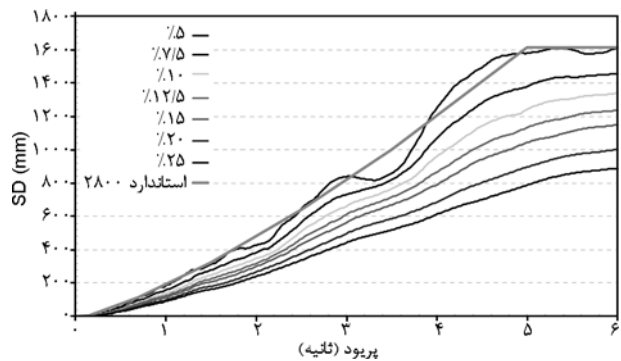
محاسبه میرایی ویسکوز معادل برای هر طبقه، میرایی ویسکوز معادل برای کل قاب بر اساس رابطه وزنی میرایی مؤثر به صورت رابطه (۹) محاسبه می گردد [۲]:

$$\xi_{eff} = \sum_{i=1}^n \left[\frac{\sum_{j=1}^n \Delta_j m_j}{\sum_{i=1}^n \left(\sum_{j=1}^n \Delta_j m_j \right)} \right] \xi_{d,i} \quad (9)$$

که Δ_j پروفیل تغییر مکان طبقات و m_j جرم طبقات و $\xi_{d,i}$ میرایی معادل هر طبقه می باشد که از رابطه (۸) به دست می آید. در گام بعدی باید طیف تغییر مکان طراحی برای میراییهای مختلف تهیه شود تا با داشتن مقدار تغییر مکان طراحی مطابق رابطه (۳) و میرایی ویسکوز معادل مطابق رابطه (۸) یا (۹)، مقدار پریود محاسبه شود. در این تحقیق طیف تغییر مکان طراحی برای میراییهای مختلف با تحلیل مستقیم دسته شتابنگاشتهای منطبق با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ [۱]، شکل (۲)، برای خاک نوع سوم و خطر خیلی زیاد تهیه شده است [۱۸].

سختی مؤثر در تغییر مکان حداکثر برای سازه یک درجه آزاد معادل را می توان با معکوس کردن رابطه پریود طبیعی سیستم یک درجه آزاد در رابطه (۱۰) به دست آورد:

$$K_e = \frac{4\pi^2 m_e}{T_e^2} \quad (10)$$



شکل ۲. طیف تغییر مکان معادل طیف شتاب آیین نامه ۲۸۰۰ برای میراییهای مختلف.

برش پایه در پاسخ حداکثر از رابطه (۱۱) به دست می آید:

$$V_B = F_u = K_e \cdot \Delta_d \quad (11)$$

برش پایه محاسبه شده مطابق روش فوق، بایستی به نسبت جرم و پروفیل تغییر مکان در ارتفاع سازه توزیع شود، رابطه (۱۲):

$$F_i = V_B \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^n m_i \Delta_i} \quad (12)$$

که μ_u شکل پذیری نهایی و r_d ضریب سختی پس تسلیم برای بتن بنا به پیشنهاد مرجع [۶] به ترتیب ۵ و ۰/۳ فرض شده است و مقدار μ_s نیز مطابق رابطه (۷) برای هر طبقه محاسبه می‌شود. بعد از طراحی ابعاد عناصر سازه‌ای، مقدار ممان اینرسی ترک خورده مقطع تبدیل یافته را با توجه به توضیحات پرستلی [۱۶] می‌توان با استفاده از تقریب دو خطی منحنی لنگر و انحناء از رابطه (۱۸) به دست آورد:

$$I_{cr} = \frac{M_y}{E_c \cdot \phi_y} \quad (18)$$

با استفاده از رابطه ساده پیشنهادی پرستلی و کوالسکی [۱۴]، انحنای تسلیم در مقاطع مستطیلی شکل به صورت رابطه (۱۹) است:

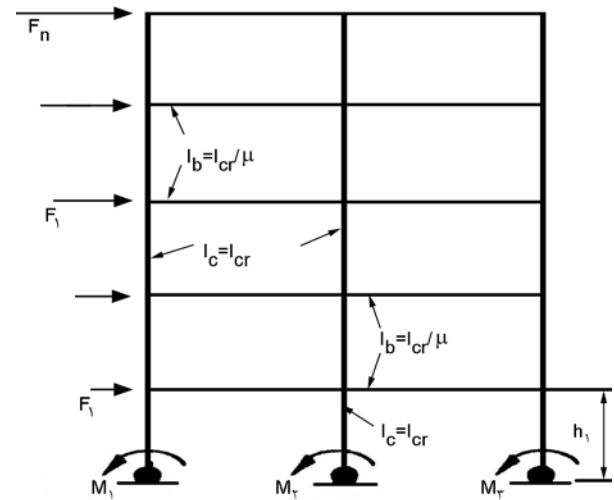
$$\phi_y = 2/1 \frac{\epsilon_y}{h_b} \quad (19)$$

که h_b عمق مقطع و ϵ_y کرنش تسلیم آرماتورها می‌باشد. با مشخص شدن مقدار ممان اینرسی ترک خورده مقطع تبدیل یافته المانها، آنالیز قبلی را تکرار می‌کنیم تا مقادیر دقیق نسبت تغییر مکان طبقات به دست آید.

۴- مقایسه و ارزیابی سازه‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر "روش تغییر مکان" و "استاندارد ۲۸۰۰"

در این مطالعه با هر روش طراحی چهار قاب خمشی بتنی منظم با دو دهانه ۶ متری و تعداد طبقات چهار، هشت، دوازده و شانزده به ارتفاع مشابه ۳ متر مدل شده است. وزن کل هر طبقه ۴۰۷/۱۶ کیلونیوتن می‌باشد. مقاومت فشاری بتن ۲۸ روزه ۳۵ مگاپاسکال و مقاومت کششی آرماتورهای طولی و عرضی به ترتیب ۴۵۰ و ۳۵۰ مگاپاسکال می‌باشد. پس از تکمیل مراحل طراحی، قابهای مذکور با استفاده از نرم‌افزار *OPENSEES* [۲۱] تحت اثر دو دسته شتابنگاشت "مصنوعی" و "واقعی" مقیاس شده "تحلیل تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی شده‌اند. اعضای این دو مجموعه به‌گونه‌ای تولید شده‌اند که طیف پاسخ کلیه آنها منطبق بر طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ است [۳، ۱۸]. شتابنگاشتهای "مصنوعی" با نرم‌افزار *SIMQKE I* [۲۲] و شتابنگاشتهای "واقعی" مقیاس شده "با روش جدیدی از انطباق مقادیر طیفی در دامنه فرکانس [۱۸، ۲۳] تولید شده‌اند. مشخصات شتابنگاشتهای واقعی مورد استفاده در جدول (۲) آمده است. نتایج انطباق طیفهای پاسخ شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ برای نوع خاک سوم و خطر خیلی زیاد مطابق شکل‌های (۴) و (۵) می‌باشد.

قابل قبولی می‌توان فرض کرد که μ_b معادل μ_s ، شکل پذیری طراحی قاب، است.



شکل ۳. لنگرهای پیش فرض و سختی اعضاء [۶].

برای شروع آنالیز، سختی ستونها ۰/۷ و سختی تیرها $0.35/\mu_s$ در نظر گرفته می‌شود و با فرض مفصل در پای ستون و اعمال لنگر مقاوم محاسبه شده مطابق رابطه (۱۴) و توزیع نیروی برشی در طبقات مطابق رابطه (۱۲) نیروهای داخلی در المانها حاصل می‌گردد. در این قسمت جزئیات طراحی آرماتورهای تیرها و ستونها به دست می‌آید که این کار با برنامه "*USC_RC*" [۱۹] انجام گرفته است. این برنامه از مدل تنش، کرنش برای آرماتور و بتن محبوس که در سال ۱۹۸۸ توسط مندر و همکاران [۲۰] ارائه شده، استفاده می‌کند. این برنامه برای تحلیل لنگر و انحناء تیرها و آنالیز اندرکنش نیروی محوری و لنگر ستونها طراحی شده است. در نهایت برای اطمینان از الاستیک ماندن ستونها مقادیر نیروی محوری و لنگر میانگین ستونهای تراز هر طبقه در یک ضریب اطمینان بین ۱/۲ تا ۲/۵ ضرب شده و همه ستونهای آن طبقه با این نیروها طراحی شده‌اند [۶].

بر اساس تعاریف مرجع [۶] مقدار M_u مورد استفاده در طراحی تیر و ستون همان مقدار M_d حاصل از آنالیز اولیه سازه به روش ذکر شده نمی‌باشد، بلکه مقدار M_d به دست آمده از این آنالیزها باید توسط روابط (۱۶) و (۱۷) به مقادیر M_u و M_y تبدیل شود:

$$M_y = \frac{M_d}{(r_d \cdot \mu_s - r_d + 1)} \quad (16)$$

$$M_u = M_d \cdot \frac{(r_d \cdot \mu_u - r_d + 1)}{(r_d \cdot \mu_s - r_d + 1)} \quad (17)$$

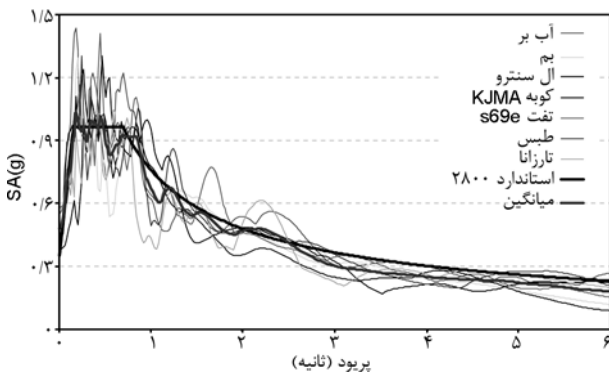
فرضیات کلی جهت تحلیل‌های غیرخطی تاریخچه زمانی:

المانها به صورت غیرارتجاعی و از نوع المان *Nonlinear Beam Column* می‌باشد که دارای قابلیت اعمال اثر پلاستیسیته به صورت گسترده در طول المان است. آنالیزهای انجام شده به روش اجزای محدود و با فرض مدل *Fiber Section* می‌باشد. حل عددی در نظر گرفته شده نیوتن-رافسون و روش انتگرال گیری روش نیومارک با ضرایب $\alpha = 0.5, \beta = 0.25$ می‌باشد.

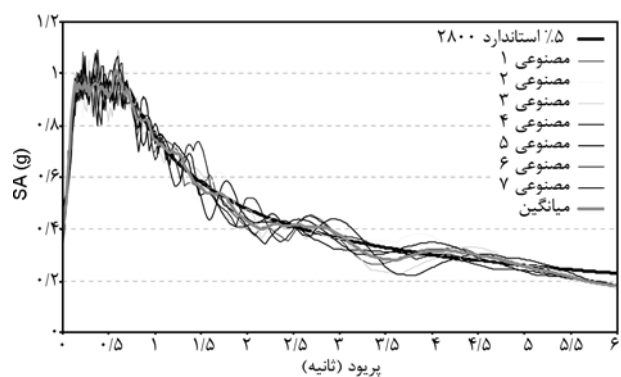
جدول ۲: مشخصات شتابنگاشت‌های واقعی مورد استفاده.

فاصله زمانی شتابنگاشت	مدت زمان شتابنگاشت	ماکزیمم شتاب زمین (بعد از مقیاس)	نام شتابنگاشت
۰/۰۲	۵۳/۵۲	۰/۵۵	آب بر
۰/۰۰۵	۶۶/۵۵	۰/۵۰	بم
۰/۰۱	۴۰	۰/۴۴	ال سنترو
۰/۰۲	۴۸	۰/۳۷	کوبه
۰/۰۲	۵۴/۴	۰/۵۸	تفت
۰/۰۲	۳۲/۸۴	۰/۴۵	طیس
۰/۰۲	۴۰	۰/۴۴	نورتریج

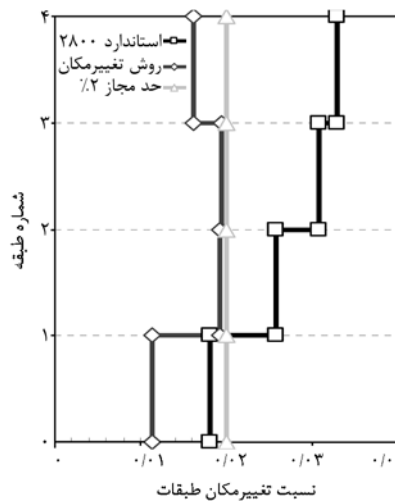
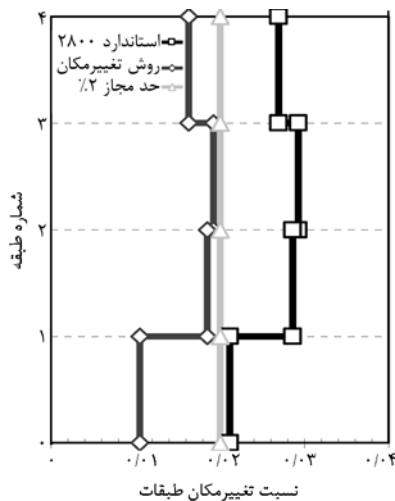
میرایی ویسکوز برای آنالیز تاریخچه زمانی به روش رایلی به دست آمده است. از تغییر شکل‌های برشی صرف نظر شده و اثر $P-\Delta$ با توجه به قابلیت‌های نرم‌افزار مد نظر قرار گرفته است. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات در قابهای چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه: نسبت تغییر مکان طبقات مختلف کلیه سازه‌ها در شکل‌های (۶) تا (۹) ارائه شده است. مشاهده می‌شود با این که هر دو دسته سازه‌ها بر اساس ارضای شرایط لرزه‌ای یکسان و با یک طیف طرح استاندارد طراحی شده‌اند، اما به دلیل روش و مبانی متفاوت طراحی، رفتاری کاملاً متفاوت از خود بروز داده‌اند. در کلیه حالات سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" از مرزهای مجاز ۲٪ فراتر رفته‌اند. این در حالی است که این سازه‌ها در تحلیل استاتیکی شبیه دینامیکی این شرایط را ارضاء می‌کنند. در ضمن، برای برطرف نمودن این مشکل راه حل روشن و مستقیمی وجود ندارد. از طرف دیگر سازه‌های "روش تغییر مکان" مقادیر مجاز تعیین شده را ارضاء می‌کنند. فقط در سازه‌های دوازده و شانزده طبقه به مقدار بسیار کمی از مقدار مجاز تجاوز شده است که با تصحیح منحنی تغییر مکان اولیه، قابل اصلاح است.



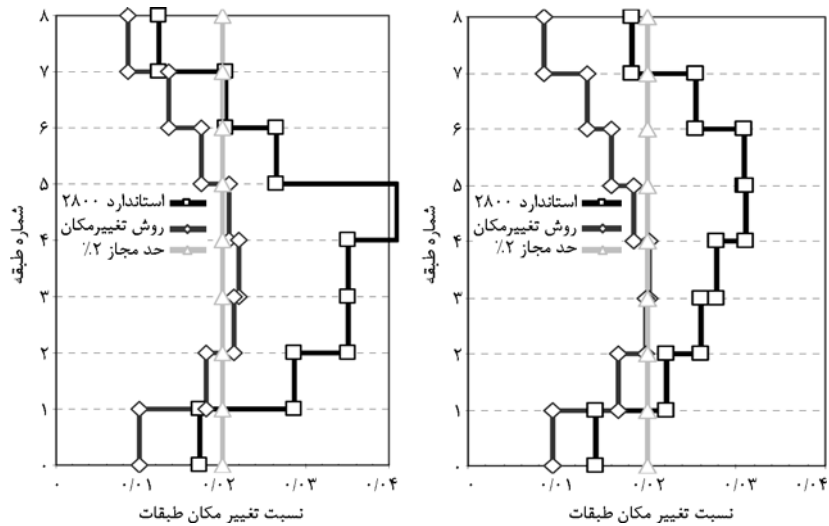
شکل ۵. مقایسه طیف‌های پاسخ شتابنگاشت‌های واقعی مقیاس با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰.



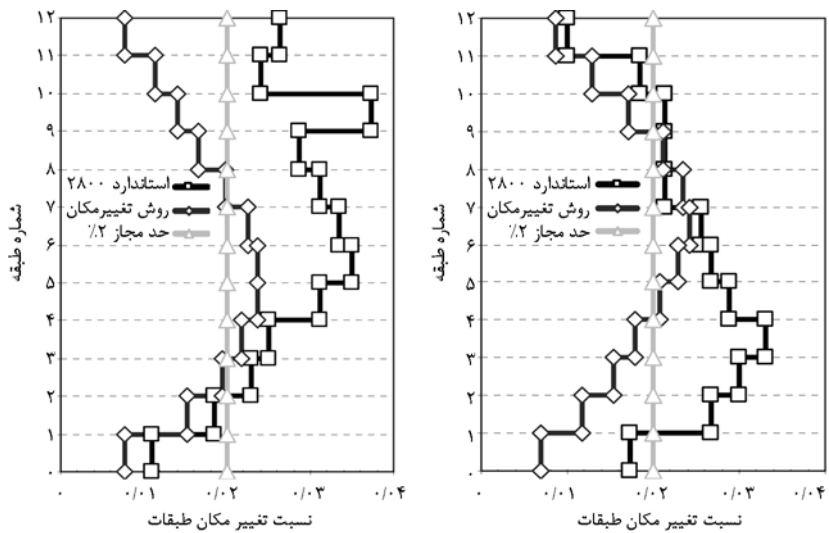
شکل ۴. مقایسه طیف‌های پاسخ شتابنگاشت‌های مصنوعی با طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰.



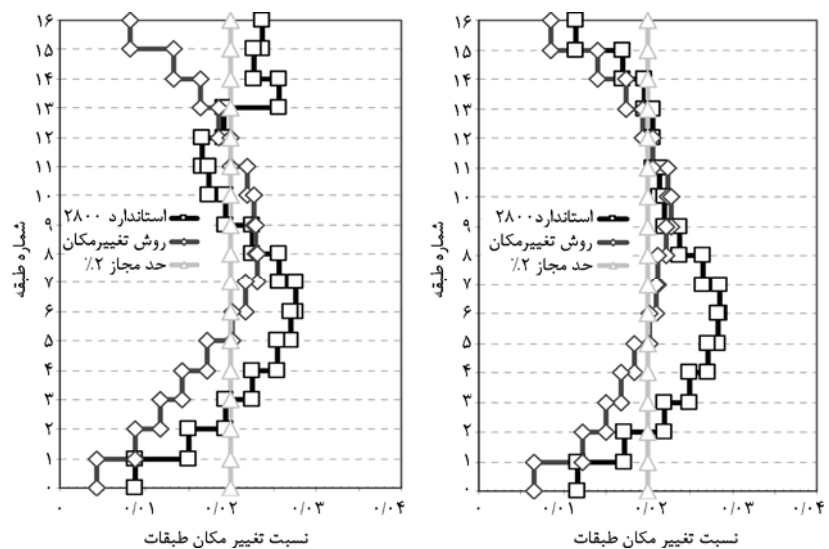
شکل ۶. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه چهار طبقه (از راست) تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



شکل ۷. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه هشت طبقه (از راست) تحت شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



شکل ۸. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه دوازده طبقه (از راست) تحت شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



شکل ۹. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه شانزده طبقه (از راست) تحت شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده.

این اختلاف در سازه‌های "روش تغییر مکان" بسیار کمتر است. از طرف دیگر مشاهده می‌شود نیروهای جانبی حداکثر حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در هر دو دسته شتابنگاشت برای سازه‌های "روش تغییر مکان" و "استاندارد ۲۸۰۰" نسبتاً به هم نزدیک هستند. این نیروها در سازه‌های "روش تغییر مکان" به دلیل داشتن سختی بیشتر (پریودهای کوتاه‌تر) اندکی بیشتر می‌باشند. اما اختلاف اندک نیروها در دو روش طراحی بسیار کوچکتر از اختلاف قابل توجه در مقدار سختی جانبی آنها است. به نظر می‌رسد توزیع نیروهای جانبی حاصل از زلزله در سازه‌ها چندان به روش طراحی اولیه بستگی پیدا نمی‌کند. به عبارت دیگر صرفنظر از روش طراحی، لازم است قابهای مورد نظر در مقابله با نیروهای حاصل از شتابنگاشتهای منطبق با طیف طرح اولیه خود، از یک مقاومت حداقل جهت ایستادگی برخوردار باشند. این شرایط تا اندازه زیادی در "روش تغییر مکان" تأمین شده است.

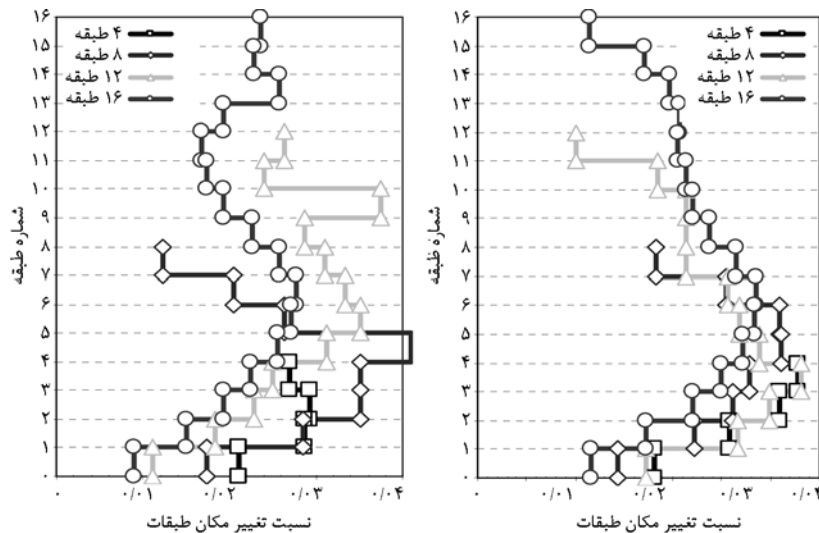
مقایسه روند تغییرات نسبت تغییر مکان طبقات با ارتفاع

سازه: به طوری که در شکل (۱۰) مشاهده می‌شود نسبت تغییر مکان طبقات در سازه‌های چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه "استاندارد ۲۸۰۰" روند مشخصی را دنبال نمی‌کنند.

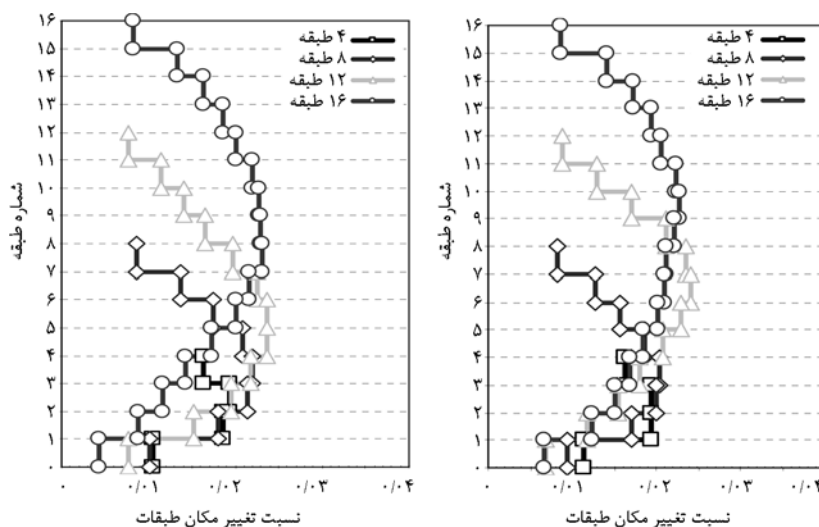
اما سازه‌های "روش تغییر مکان" در شکل (۱۱) رفتاری کاملاً منظم و یکنواخت از خود نشان می‌دهند. این گونه رفتار در مقابل هر دو دسته شتابنگاشت کاملاً یکسان است.

مقایسه توزیع نیروی حداکثر در ارتفاع طبقات:

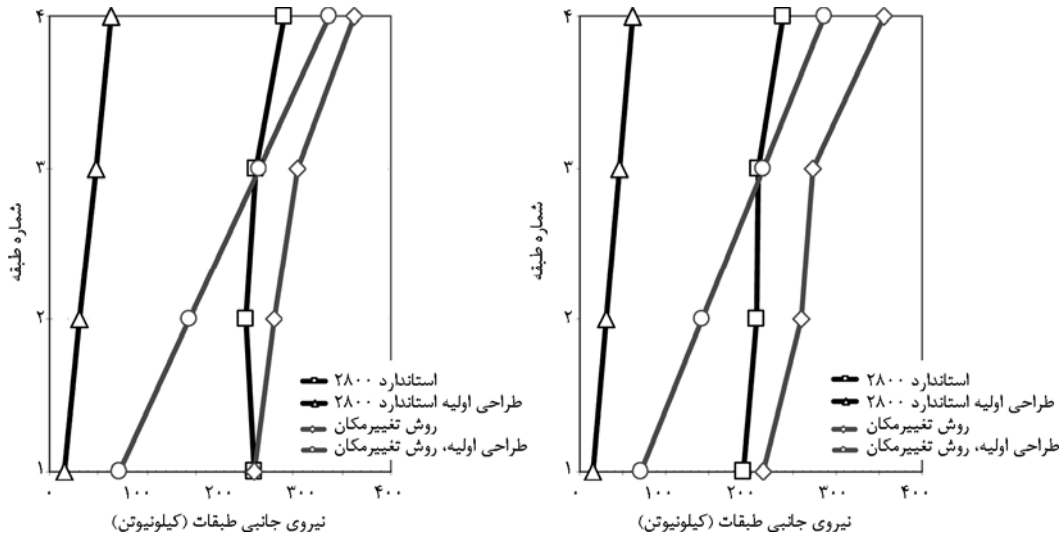
توزیع نیروهای جانبی حداکثر در ارتفاع طبقات برای سازه‌های مختلف چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه در شکل‌های (۱۲-۱۵) نشان داده شده است. در سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" اختلاف قابل توجهی در توزیع نیروهای جانبی اولیه طراحی نسبت به تحلیل دینامیکی غیرخطی در مقابل شتابنگاشت‌ها برای هر دو حالت "مصنوعی" و "واقعی مقیاس شده" به چشم می‌خورد.



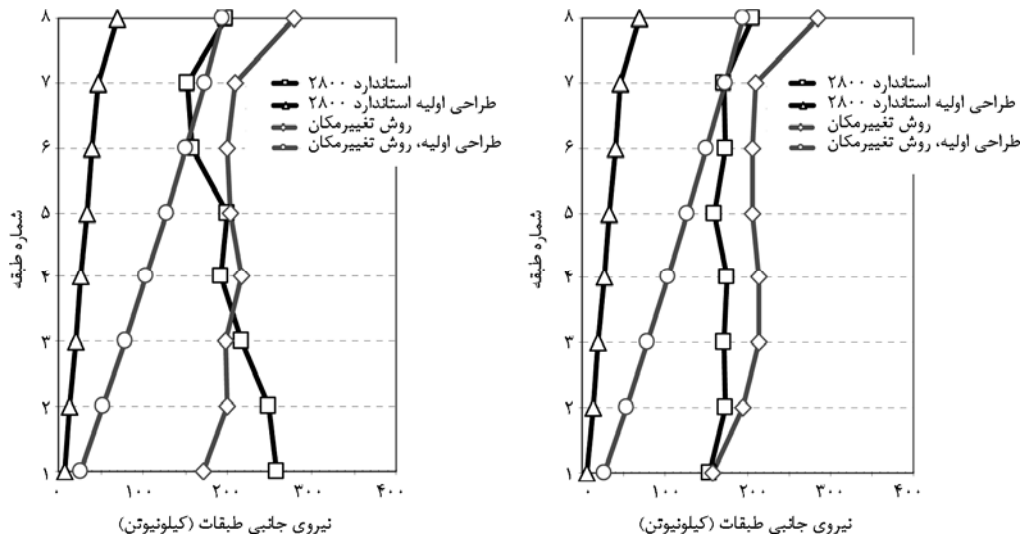
شکل ۱۰. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" (از راست) تحت شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



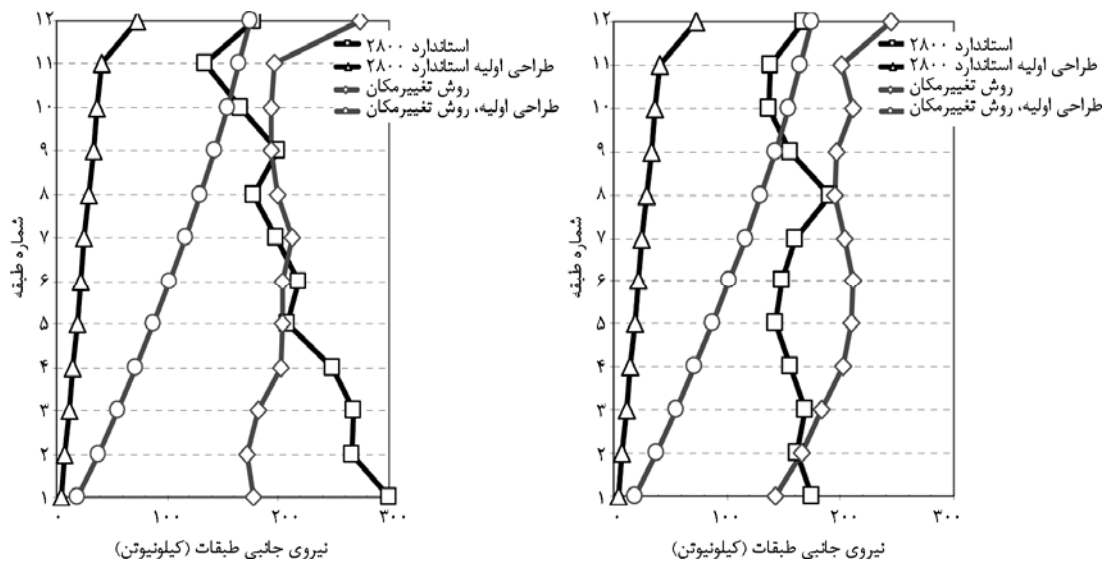
شکل ۱۱. مقایسه نسبت تغییر مکان طبقات سازه‌های "روش تغییر مکان" (از راست) تحت شتابنگاشتهای مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



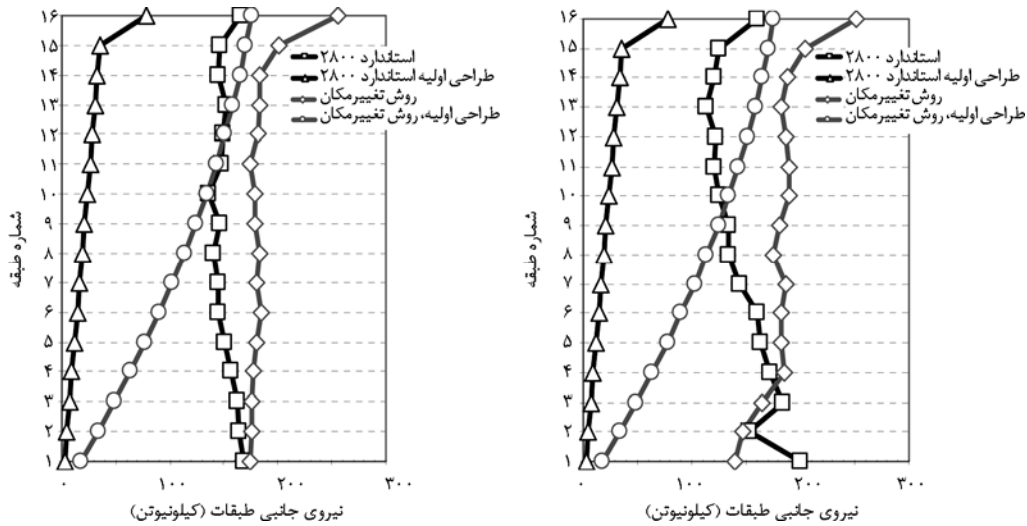
شکل ۱۲. توزیع نیروی جانبی طبقات در سازه چهار طبقه (از راست) تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



شکل ۱۳. توزیع نیروی جانبی طبقات در سازه هشت طبقه (از راست) تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



شکل ۱۴. توزیع نیروی جانبی طبقات در سازه دوازده طبقه (از راست) تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی و واقعی مقیاس شده.



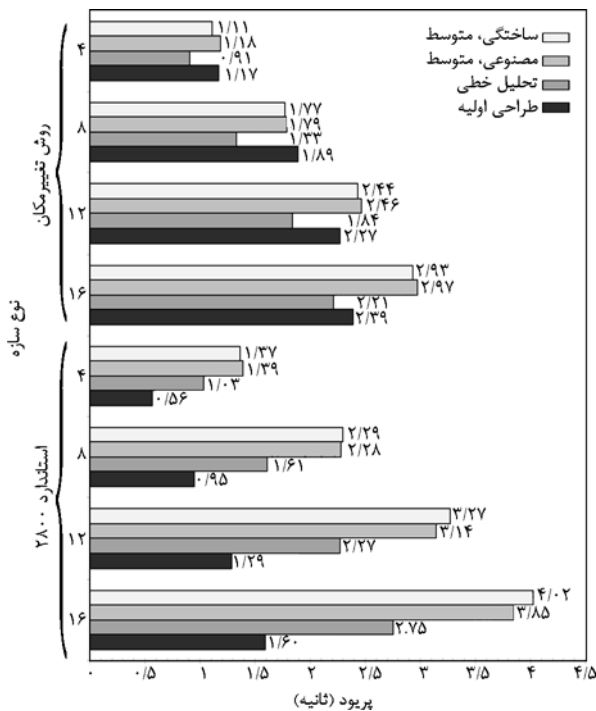
شکل ۱۵. توزیع نیروی جانبی طبقات در سازه شانزده طبقه (از راست) تحت شتابنگاشت‌های مصنوعی و واقعی مقیاس شده.

مقایسه پریودهای سازه‌های چهار، هشت، دوازده و شانزده

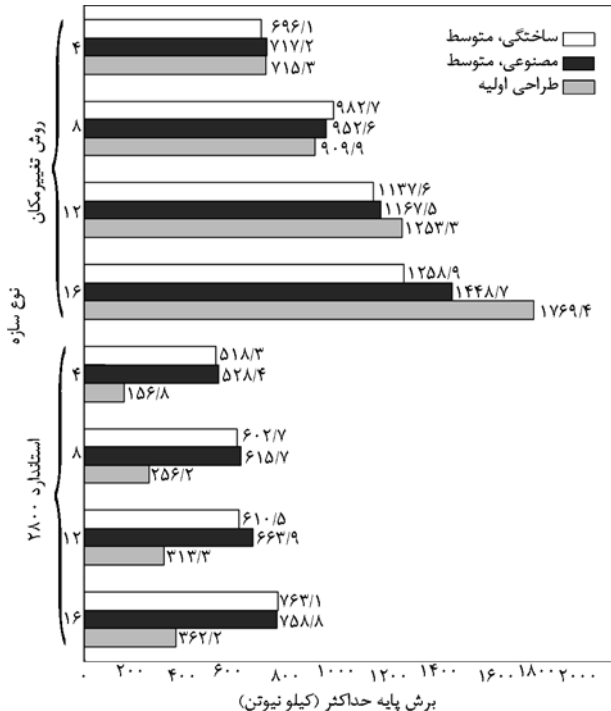
طبقه: در شکل (۱۷) پریود طراحی اولیه، تحلیل خطی (شروع مرحله غیرخطی) و میانگین کلیه تحلیلها در پایان مرحله غیر-خطی برای دو دسته شتابنگاشت در کنار هم نشان داده شده است. در سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" بدون استثناء این مقادیر به صورت صعودی افزایش پیدا می‌کنند. به عبارت دیگر نیروهای اولیه که مبنای طراحی در "استاندارد ۲۸۰۰" است با اعمال ضریب رفتار به گونه‌ای کوچک شده‌اند که سازه طراحی شده اولیه دارای پریودی به مراتب بلندتر از پریود پیشنهادی خود "استاندارد ۲۸۰۰" است.

مقایسه نیروی برشی پایه حداکثر: مقایسه برش پایه حداکثر

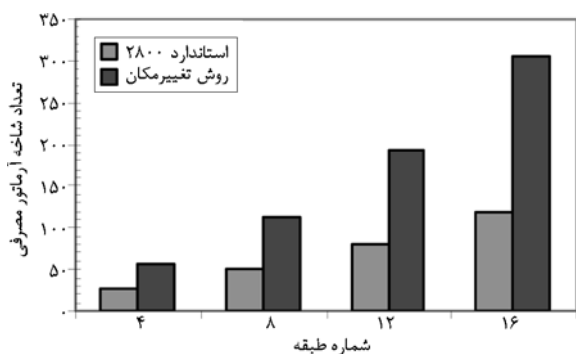
در حالت طراحی اولیه، تحلیل خطی (یا در مرحله شروع تحلیل غیرخطی) و در مرحله پایان تحلیل‌های غیرخطی در شکل (۱۶) نشان داده شده است. مقادیر برش پایه تحلیل غیرخطی در سازه‌های "روش تغییر مکان" در اکثر موارد کوچکتر از مقادیر طراحی اولیه می‌باشند. در حالی که در سازه‌های "استاندارد ۲۸۰۰" دقیقاً برعکس است. به عبارت دیگر سازه‌های طراحی شده با نیروهای "استاندارد ۲۸۰۰" همواره تحت تأثیر نیروهای بسیار بزرگتر از آنچه در طراحی اولیه منظور شده قرار می‌گیرند.



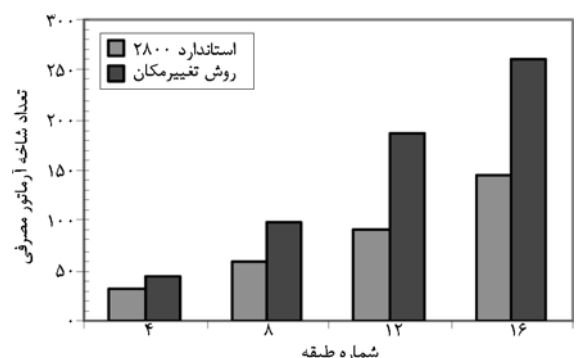
شکل ۱۷. مقایسه پریود سازه‌های طراحی شده به دو روش: در مرحله طراحی، قبل از آنالیز و بعد از آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت دو دسته شتابنگاشت.



شکل ۱۶. مقایسه برش پایه حداکثر سازه‌های طراحی شده به دو روش: در مرحله طراحی و بعد از آنالیز تاریخیچه زمانی غیرخطی تحت دو دسته شتابنگاشت.



شکل ۲۰. تعداد شاخه‌های آرماتورهای طولی مورد نیاز در دو روش طراحی ذکر شده برای تیرها.



شکل ۲۱. تعداد شاخه‌های آرماتورهای طولی مورد نیاز در دو روش طراحی ذکر شده برای ستونها.

هر دو روش طراحی سعی دارند سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله طراحی کنند (فرض منطبق بودن این شتابنگاشتها بر طیف طراحی نیز نشانگر همین خصیصه است). در این میان، سازه‌های "روش تغییرمکان" با صرف آرماتورهای مصرفی و حجم بتن‌ریزی اندکی بیشتر به کلیه اهداف اصلی خود دست یافته است. به عبارت دیگر در این روش، طراح توانسته است نحوه رفتار و پیامدهای طرح اقتصادی خود را در مقابل زلزله‌های محتمل پیش‌بینی نموده و شرایط لازم جهت مقابله با آن را فراهم نماید.

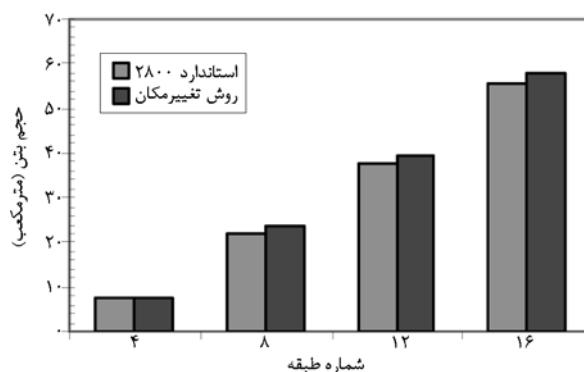
۵- نتیجه‌گیری

در این مقاله عملکرد لرزه‌ای دو دسته سازه چهار، هشت، دوازده و شانزده طبقه با شرایط طراحی یکسان اما مبانی متفاوت، طراحی بر اساس نیرو و طراحی بر اساس تغییر مکان، با یکدیگر مقایسه گردیده‌اند. وزن طبقات و طیف طراحی یکسان بوده است. مقادیر سختی اعضاء (طراحی مقاطع) بر اساس معیارهای طراحی، ارضای شرایط مطلوب و محدودیت‌های پیش‌نهادی دو روش محاسبه شده است. در نهایت این سازه‌ها تحت اثر دو دسته شتابنگاشت "مصنوعی" و "واقعی مقیاس شده" تحلیل

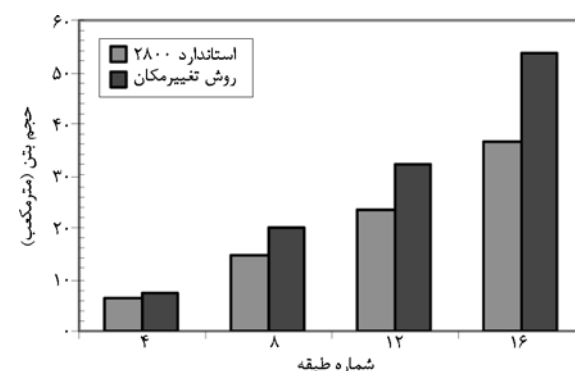
بدین ترتیب سازه نرم‌تر شده تحت نیروهای کوچکتری قرار می‌گیرد، اما مشاهده شد که با وجود ظرفیت شکل‌پذیری لازم، جابه‌جایی و نسبت تغییر مکان طبقات از حدود مجاز بسیار فراتر رفته‌اند. علاوه بر این، سازه پس از تجربه یک رویداد زلزله بسیار ضعیف‌تر از قبل بر جای مانده است.

از طرف دیگر در شکل (۱۷) مشاهده می‌شود که سازه‌های "روش تغییرمکان" دارای پریودی کوتاه‌تر از مقدار اولیه خود می‌باشند. به عبارت دیگر مبنای طراحی در روش تغییرمکان دقیقاً عکس روشهای نیرویی است. در این حالت سازه اندکی سخت‌تر شده و با دریافت و جذب انرژی بیشتر وارد محدوده غیرخطی می‌شود. مشاهده می‌شود که در پایان رویداد زلزله، سازه با نرم‌تر شدن دوباره به سمت پریود طراحی اولیه خود حرکت کرده است. در این مرحله چنانچه زلزله‌ای با مشخصات پیشین اتفاق افتد باز هم سازه ظرفیتهای لازم برای مقابله با آن را خواهد داشت.

بررسی اقتصادی قابهای طراحی شده با دو "روش تغییر مکان" و "استاندارد ۲۸۰۰": حجم بتن مصرفی در تیرها و ستونها در دو روش طراحی به ترتیب در شکل‌های (۱۸-۱۹)، تعداد شاخه آرماتور مصرفی ۲۲φ برای تیرها در شکل (۲۰) و تعداد شاخه آرماتور مصرفی ۲۵φ برای ستونها در شکل (۲۱) مقایسه شده است.



شکل ۱۸. حجم بتن مصرفی تیر در دو روش طراحی.



شکل ۱۹. حجم بتن مصرفی ستون در دو روش طراحی.

جانبی در ارتفاع هیچ‌گونه نقش مؤثری در ادامه حرکت و روند طراحی سازه ایفاء نمی‌کنند.

۶. به نظر می‌رسد توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع سازه چندان به روش و نیروهای طراحی اولیه بستگی پیدا نمی‌کند. صرفنظر از روش طراحی، سازه‌های مورد نظر باید از یک مقاومت حداقل جانبی جهت ایستادگی در مقابل نیروهای حاصل از شتابنگاشتهای منطبق با طیف برخوردار باشند.

۷. سازه‌های طرح شده با "روش تغییر مکان" دارای پیوند اندکی بلندتر از مقادیر اولیه طراحی می‌باشند. به عبارت دیگر مبنای طراحی در این روش عکس روشهای نیرویی است. سازه "روش تغییر مکان" اندکی سخت‌تر شده با دریافت انرژی بیشتر (نسبت به مبنای طراحی اولیه) وارد محدوده غیر خطی می‌شود و در نهایت در پایان رویداد زلزله با نرم‌تر شدن دوباره به سمت پیوند طراحی اولیه خود حرکت می‌کند.

در پایان نگارندگان پیشنهاد می‌نمایند این‌گونه مقایسه‌ها با فرضیات دیگر و مبانی طراحی متفاوت جهت ارزیابی استانداردهای مبتنی بر روش نیرویی تا دستیابی به یک نتیجه کلی تکرار گردد.

مراجع

۱- کمیته بازنگری دائمی آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله (۱۳۸۴). "آیین‌نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله"، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم.

- Pettinga, D. and Priestley, M.J.N. (2005). "Dynamic Behavior of Reinforced Concrete Frames Designed with Direct Displacement-Based Design", IUSS Press.
- Gulkan, P. and Sozen, M. (1974). "Inelastic Response of Reinforced Concrete Structures to Earthquake Motions", *ACI Journal*, 604-610.
- Shibata, A. and Sozen, M. (1976). "Substitute Structure Method for Seismic Design in Reinforced Concrete", *Journal of Structure Division, ASCE*, 102(6), 1-18.
- Moehle, J.P. (1992). "Displacement-Based Design of RC Structures Subjected to Earthquakes", *Earthquake Spectra*, 8(3), 403-428.
- Loeding, S., Kowalsky, M.J., and Priestley, M.J.N.

تاریخچه زمانی دینامیکی غیرخطی شده‌اند. نتایج بررسیها را می‌توان در چند مورد خلاصه نمود:

۱. بررسی نسبتهای تغییر مکان طبقات در روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان در یک دید کلی نشان می‌دهد، یک روند یکنواخت و منسجم در طراحی قابهایی با ارتفاعهای مختلف حکم فرماست. به طوری که روند کلی رفتاری همه قابهای چهار، هشت، دوازده و شانزده ۱۶ طبقه طراحی شده با این روش از یک قانون کلی تبعیت می‌کنند.
۲. مشاهده می‌شود که توزیع نیروی جانبی بر خلاف انتظار به یک توزیع نسبتاً یکنواخت در ارتفاع با افزایش قابل توجه در طبقات بام نزدیک شده است. صفر شدن نیروی جانبی در طبقه همکف، برخی پژوهشگران را اشتباهاً به سمت توزیع S رهنمون کرده است. با کنار گذاشتن طبقه همکف به نظر می‌رسد با افزایش ارتفاع قاب از تغییرات نیروی طبقات نیز کاسته می‌شود. این توزیع در طبقه بام و حداکثر یک طبقه زیر بام با سرعت فزاینده‌ای رشد می‌کند. اما لزوماً این توزیع در تحلیلهای استاتیکی تضمین کننده دستیابی به نسبت تغییر مکان تقاضا نمی‌باشد. این مسئله نیاز به بررسیهای بیشتری دارد.
۳. مشاهده می‌شود در سازه‌های طراحی شده به روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان که عملکردی قابل پیش‌بینی دارند نتایج آنالیز با دو سری شتابنگاشت تقریباً بر هم منطبق هستند و این مسأله نشانگر آن است که در این روش طراحی می‌توان در صورت عدم دسترسی به شتابنگاشت "واقعی مقیاس شده" منطبق بر طیف آیین‌نامه از شتابنگاشتهای "مصنوعی" نیز استفاده نمود.
۴. هیچکدام از سازه‌های طراحی شده به روش استاندارد ۲۸۰۰ نتوانسته‌اند نسبت تغییر مکان ۲ درصد که مبنای طراحی اولیه آنها بوده است (حتی نسبت ۰/۰۲۵ در سازه چهار طبقه) را ارضاء کنند. این مسأله به پارامترهای ارزیابی و معیارهای تحلیل بستگی پیدا می‌کند که می‌تواند جای تأمل و بررسیهای بیشتر در آینده باشد.
۵. طبیعتاً سازه‌های طراحی شده با نیروهای لرزه‌ای استاندارد ۲۸۰۰ نیاز به بازنگری جهت تقویت اعضای تیر و ستون دارند. این در حالی است که این سازه‌ها کلیه شرایط اولیه طراحی بر اساس تحلیل استاتیکی شبهه دینامیکی را ارضاء نموده بودند. نکته دیگر این که در این روش، طراح هیچ‌گونه گویایی جهت طراحی مجدد و تقویت اعضاء در اختیار ندارد. چرا که آیین‌نامه لرزه‌ای موجود پس از تعیین نیروهای

16. Priestley, M.J.N. (2003). "Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited", The Mallet Milne Lecture, IUSS Press.
17. Blandon, C.A. (2004). "Equivalent Viscous Damping Equations For Direct Displacement Based Design", MSc Thesis, European School of Advanced Studies in Reduction of Seismic Risk (Rose School).
۱۸. کفاشیان، محمد (۱۳۸۵). "مقایسه عملکرد سازه‌های بتنی طراحی شده با روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان و ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰"، پایان‌نامه کارشناسی ارشد مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین‌المللی زلزله‌شناسی و مهندسی زلزله.
19. USC_RC (2001). "Analysis of Reinforced Concrete Members", Civil Engineering Department, University of Southern California [USC], URL: http://www.usc.edu/dept/civil_eng/structural_lab/asad/.
20. Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R. (1988). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete", *J. Structural Engineering, ASCE*, **114**(8), 1804-1826.
21. OPENSEES ver1.7.2 (2006). "An Object-Oriented Framework for Finite Element Analysis", Pacific Earthquake Engineering Research Center [PEER], University of California, Berkeley, URL: <http://opensees.berkeley.edu/>.
22. Simqke, I. (1976). "A Program for Artificial Motion Generation", Civil Engineering Department, Massachusetts Institute of Technology [MIT], Available in the NISEE ("National Information Service for Earthquake Engineering"), Software Library CDROM.
۲۳. بهار، امید و کفاشیان، محمد (۱۳۸۷). "شتابنگاشتهای واقعی و ساختگی با طیف پاسخی منطبق بر طیف طرح ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰"، فصلنامه علمی- پژوهشی شریف (پذیرش).
- (1998). "Displacement-Based Design Methodology Applied to RC Building Frames", Structural Systems Research Report SSRP-98/06, Structures Division, University of California, San Diego.
7. Calvi, G.M. and Kingsley, G.R. (1995). "Displacement-Based Seismic Design of Multi-Degree-of-Freedom Bridge Structures", *Earth-quake Engineering Structure Dynamic*, **24**(9), 1247-1266.
8. Alonso, J., Miranda, E., and Santa-Ana, P. (1996). "Inelastic Displacement Demands for Structures Build on Soft Soils", *Proc. 11th WCEE*, Mexico.
9. Seneviranta, G.D.P.K. and Krawinkler, H. (1996). "Modifications of Seismic Demands for MDOF Systems", *Proc. 11th WCEE*, Mexico.
10. Fardis, M.N. and Panagiotakos, T.B. (1997). "Displacement-Based Design of RC Buildings: Proposed Approach and Application", *Seismic Design Methodologies for the Next Generation of Codes*, Editors: Fajfar and Krawinkler, Balkema, Rotterdam, 195-207.
11. Medhekar, M.S. and Kennedy, D.J.L. (2000). "Displacement-Based Seismic Design of Building-Theory", *Engineering Structures*, **22**, 201 -209.
12. Building Seismic Safety Council (1994). "National Earthquake Hazards Reduction Program Recommended Provisions for the Development of Seismic Regulations for New Buildings", Washington.
13. Applied Technology Council (1995). "Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings", (75% Complete Draft), Report ATC-33.03, Redwood City, California.
14. Priestley, M.J.N. and Kowalsky, M.J. (2000). "Direct Displacement-Based Seismic Design of Concrete Buildings", *Bulletin of New Zealand Society for Earthquake Engineering*, **33**(4).
15. FEMA 356 (2000). "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings", Washington.