الگوی توزیع ارتفاعی بار زلزله برای قاب‌های خمشی فولادی با درنظرگرفتن رفتار غیرخطی اعضا

موسی محمودی صاحبی*[۱]، محمدامین فقه مینه[۲]

۱- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

۲- کارشناس ارشد مهندسی زلزله، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه تربیت دبیر شهید رجایی، تهران، ایران

چکیده

در تحلیل استاتیکی معادل، نیروی زلزله، بر اساس الگوی ساده شده در ارتفاع سازه توزیع می‌شود. هرچه این توزیع به واقعیت نزدیک‌تر باشد دقت تحلیل و طراحی سازه بیشتر خواهد بود. در این تحقیق با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، یک رابطه جدید برای توزیع بارگذاری زلزله در ارتفاع پیشنهاد شده است. برای نیل به این هدف چندین قاب خمشی ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه که بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور طراحی شدند انتخاب گردیدند و توزیع بارگذاری ارتفاعی آن‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده تعیین شد. در تحلیل قاب‌ها هفت رکورد شتاب زمان اصلاح شده مورد استفاده قرار گرفت. برای تعیین توزیع ارتفاعی بار زلزله، نخست برش طبقات مختلف سازه به‌دست آمد. آنگاه از تفاضل نیروی برشی موجود در طبقات مجاور، نیروی وارد بر طبقه که بیانگر توزیع ارتفاعی بار زلزله است محاسبه شد. بر اساس نتایج حاصل از تحلیل تمامی قاب‌ها تحت رکوردهای انتخابی، الگوی توزیع ارتفاعی زلزله برای قاب‌های خمشی پیشنهاد شد. نتایج نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی می‌تواند الگوی مناسبی برای توزیع ارتفاعی بار زلزله در تحلیل استاتیکی معادل با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا باشد.

کلمات کلیدی: توزیع ارتفاعی بار زلزله، قاب خمشی فولادی، تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده، تحلیل استاتیکی معادل

Altitudinal Distribution Pattern of Earthquake Load for Moment Resisting Frames Considering Nonlinear Behavior of Members

Mussa Mahmoudi*[1], Mohammad Amin Fageh Mineh[2]

1- Associated Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran

2- M. Sc. in Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, Shahid Rajaee Teacher Training University, Tehran, Iran

Abstract

This study aims to investigate distribution of earthquake lateral load along the building's height of moment resisting frames, considering the structure nonlinear effects. For this purpose several case study steel frames including 3, 7, and 15 story frame -which are common for urban areas- are considered. These frames are designed according to Iranian standard codes for steel buildings and Iranian seismic code of practice (Standard No 2800), using the standard equivalent static procedure, for a soil class of II. Thereafter considering seven earthquake ground-motion scaled records, a nonlinear dynamic analysis for each of frames was performed and distribution pattern of shear force was extracted in frame elevation. In order to

* نویسنده مسئول: موسی محمودی صاحبی، m.mahmoudi@srttu.edu

تاریخ دریافت مقاله: ۹۴/۲/۲، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۴/۷/۲۶

take out a certain and reliable lateral load pattern, the incremental dynamic analysis is used and results are averaged. Eventually considering the effective factors in distribution of earthquake lateral load along the height, the extracted load pattern is simplified and formulated to be practicable. The presented equation shows 95% correspondence with the dynamic analysis results.

Keywords: Altitudinal distribution of earthquake load, Steel moment resisting frame, Nonlinear dynamic analysis, IDA

۱- مقدمه

به دلیل پیشرفت سریع علوم مهندسی زلزله و سازه، آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها نیز به‌سرعت متحول می‌شوند. کاستی‌های موجود در آئین‌نامه‌ها نیاز به ارائه ضوابط و رابطه‌های جدیدی دارند که می‌بایست برمبنای تحلیل‌های دقیق‌تر و در نظر گرفتن رفتار واقعی‌تر سازه‌ها ارائه شود. علاوه بر علوم مهندسی سازه و زلزله، افزایش کارایی نرم‌افزارهای مربوطه نیز باعث می‌شود رسیدن به روابط جدید با دقت بالاتر تسهیل شود.

در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای رایج، یکی از روش‌های مجاز برای تحلیل سازه‌ها، تحلیل استاتیکی معادل است که در آن طراحی براساس مقاومت(نیرو) انجام می‌شود. در این روش که به روش نیرویی معروف است، نیروی زلزله محاسبه می‌شود و با یک الگوی ساده در ارتفاع توزیع شده و به سازه اعمال می‌گردد. در اکثر آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای، برای توزیع نیروی جانبی زلزله از روابط ساده شده‌ای که بر اساس مود اول سازه در حالت رفتار خطی حاصل می‌شود، استفاده می‌کنند. حال آنکه رفتار واقعی سازه‌ها در برابر زلزله‌های شدید غیرخطی می‌باشد و فرض خطی بودن برای آنها همواره با خطا مواجه خواهد شد.

کرمی و شرقی نشان دادند که استفاده از توزیع حاصل از رفتار خطی لزوماً منجر به پاسخ‌های مطلوب در سطح عملکرد موردنظر نخواهد شد[۱]. چوپرا با بررسی سازه‌های برشی تحت اثر رکورد زلزله السنترو نشان داد که توزیع بار جانبی آیین‌نامه UBC1997 [۲] منجر به توزیع یکنواخت شکل‌پذیری در سازه نمی‌شود و در بیشتر موارد، طبقه اول بیشترین میزان ضریب شکل‌پذیری را تجربه می‌کند[۳].

لی (Lie) و گوئل (Goel) با انجام تحلیل‌های متعدد بر روی قاب‌های خمشی تک دهانه ۲ تا ۲۰ طبقه نشان دادند که بین برش طبقات ایجاد شده در حین زلزله و برش طبقات فرض شده بر اساس الگوی بار جانبی آیین‌نامه UBC1997 تفاوت نسبتاً زیادی وجود دارد و لذا الگوی بار جانبی این آیین‌نامه نمی‌تواند نماینده خوبی برای شبیه‌سازی بار زلزله تلقی شود[٤]. کرمی و همکاران روشی برای طراحی سازه‌های برشی پیشنهاد کردند که استفاده از آن منجر به یکسان شدن شکل‌پذیری یا گریز جانبی در کلیه طبقات سازه تحت اثر زلزله مشخص می‌گردد. آنها براساس روش ذکرشده الگوی بارگذاری جانبی خاصی را که تابع زمان تناوب و شکل‌پذیری سیستم است، ارائه کردند و نشان دادند که استفاده از این الگو در طراحی سازه‌های برشی منجر به یکنواخت‌تر شدن شکل‌پذیری در طبقات سازه نسبت به الگوی بارگذاری آیین‌نامه UBC1997 می‌گردد[۵].

مقدم و حاجی‌رسولیها با استفاده از ۹ الگوی بارگذاری جانبی مختلف، قاب‌های خمشی ۵ طبقه‌ای را طراحی کردند و عملکرد آنها را در زلزله‌های مختلف بررسی و مقایسه نمودند. آنها به این نتیجه دست یافتند که تمامی الگوهای بارگذاری باعث توزیع یکنواخت خرابی در این سازه‌ها نمی‌شوند. در میان الگوهای بررسی شده تنها الگوی بارگذاری کرمی دارای عملکرد مناسب‌تری بود[٦].

چاو(chao) و همکاران در سال ۲۰۰۷ با استفاده از روش تحلیل استاتیکی غیرخطی روابط ارائه شده در آئین‌نامه‌ها را ارزیابی نمودند و نتیجه گرفتند که روابط موجود در آیین‌نامه‌ها نیاز به اصلاح دارند. آن‌ها بر اساس نتایج حاصل از تحقیق، روابط جدیدی برای توزیع ارتفاعی سازه‌های قابی پیشنهاد نمودند[۷]. در سال ۲۰۰۸ دگوچی(Deguchi) و همکاران رابطه جدیدی با هدف کاهش تغییرمکان نسبی طبقات پیشنهاد نمودند[۸].

حاجی‌رسولیها و مقدم [۹] در سال ۲۰۰۹ رابطه جدیدی برای توزیع بارگذاری ارتفاعی زلزله پیشنهاد نمودند که در آن زمان تناوب سازه و نیاز شکل‌پذیری سازه مدنظر قرار می‌گیرد. حاجی‌رسولیها و پیلاکوتاس (Pilakoutas) در سال ۲۰۱۲ رابطه جدیدی برای توزیع ارتفاعی زلزله پیشنهاد نمودند و معتقد بودند که استفاده از این روش جدید طراحی را بهینه می‌کند[۱۰]. در سال ۲۰۱۲ مقدم و همکاران با استفاده از تحلیل غیرخطی روابط ارائه شده توزیع ارتفاعی برای قاب‌های فولادی را مورد ارزیابی قرار دادند[۱۱].

کیم(Kim) و همکاران[۱۲] و کرمی[۱۳] در تحقیقات جداگانه‌ای در این زمینه تحقیقات مطلوبی انجام داده‌اند و روابطی برای توزیع بارگذاری ارتفاعی زلزله پیشنهاد نموده‌اند.

براساس مطالعات انجام شده، توزیع ارتفاعی بار زلزله سازه‌ها به عوامل متعددی از قبیل زمان تناوب سازه (تعداد طبقات)، مشخصات زلزله اعمالی، نوع سیستم باربر جانبی، محدوده رفتار سازه(خطی یا غیرخطی) بستگی دارد. یک الگوی مناسب برای توزیع ارتفاعی زلزله در تحلیل استاتیکی خطی باید بتواند تا جای ممکن تأثیر عوامل مهم را لحاظ نماید. هدف این مقاله، ارزیابی پارامترهای مهم در الگوی بارگذاری و اعمال آن‌ها در رابطه پیشنهادی جدید برای قاب‌های خمشی فولادی است. از مهم‌ترین عوامل تأثیرگذار بر الگوی بارگذاری ارتفاعی سازه‌ها درنظرگرفتن رفتار غیرخطی است که در رابطه پیشنهادی مدنظر قرار می‌گیرد. همچنین ارزیابی روابط موجود برای توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله در آئین‌نامه‌ها از دیگر اهداف این تحقیق است.

۲- معرفی روابط موجود برای توزیع ارتفاعی بار زلزله

در این قسمت روابطی که بیشتر در آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای برای توزیع ارتفاعی بار زلزله مورد استفاده قرار می‌گیرند ارائه و بررسی می‌شوند.

۲-۱- الگوی ASCE/SEI 7-10

در آخرین نسخه آیین‌نامه ASCE الگوی بارگذاری جانبی بر اساس رابطه ۱ به دست می‌آید[۱٤]:

$$F_i = \frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^k} V \qquad i=1, 2, 3, \ldots, n \qquad (۱)$$

که در آن W_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه، V برش پایه، n تعداد طبقات و F_i نیروی جانبی در طبقه i ام هستند. همچنین، k از رابطه ۲ به‌دست می‌آید.

$$k = \begin{cases} 1 & T \leq 0.5 \\ 0.5\,T + 0.75 & 0.5 \leq T < 2.5 \\ 2 & T \geq 2 \end{cases} \qquad (۲)$$

در رابطه ۲ پارامتر T برابر دوره تناوب سازه است.

در دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود (نشریه ۳٦۰)[۱۵] و آیین‌نامه طراحی لرزه‌ای ساختمان‌ها(استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش چهارم)[۱٦] برای توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله از رابطه ۱ استفاده می‌شود.

۲-۲-الگوی بارگذاری ارتفاعی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم

در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله با استفاده از رابطه‌ی۳ انجام می‌شود [۱۷].

$$F_i = \frac{w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j}(V - F_t) \qquad i=1, 2, 3, \ldots, n \qquad (۳)$$

که در آن W_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i از تراز پایه، V برش پایه، n تعداد طبقات، F_i نیروی جانبی در طبقه i ام و F_t نیروی جانبی اضافی در طبقه n ام(نیروی شلاقی) است که از رابطه٤ به‌دست می‌آید.

$$F_t = 0.07\, T.V \qquad (٤)$$

T دوره تناوب سازه و V برش پایه است.

۲-۳- الگوی متناسب با مود اول

در بعضی از آیین‌نامه‌ها توزیع متناسب با شکل مود اول ارتعاش سازه برای توزیع ارتفاعی بار زلزله پیشنهاد شده است [١٦]. بر اساس این توزیع، نیروی زلزله از رابطه ٥ به‌دست می‌آید:

$$\Delta F_i = \frac{W_i \emptyset_{i1}}{\sum_{i=1}^{n} W_i \emptyset_{i1}} \Delta V \qquad (٥)$$

که در آن $\emptyset_{i1}$ مؤلفه‌های شکل مود اول سازه می‌باشد.

۲-٤- توزیع یکنواخت

در الگوی توزیع یکنواخت نیروی زلزله، توزیع فقط براساس وزن طبقات انجام می‌شود و در صورت مساوی بودن وزن طبقات، بار ناشی از زلزله در طبقات نیز مساوی خواهد بود. توزیع نیروی زلزله از رابطه ٦ به دست می‌آید:

$$F_i = \frac{W_i}{\sum_{i=1}^{n} W_i} V \qquad (٦)$$

این الگو در آیین‌نامه‌های مختلف از جمله دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای[١٦] برای توزیع ارتفاعی نیروی زلزله معرفی شده است.

۳- روش تحقیق

همان‌گونه که بیان شد، هدف این تحقیق ارائه یک رابطه جدید برای توزیع ارتفاعی بار زلزله در قاب‌های خمشی فولادی است. برای این منظور چندین قاب ۳، ٥، ۷، ۱۰ و ۱٥ طبقه با ارتفاع طبقه ۳ متر انتخاب شدند و بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور تحلیل و طراحی شدند. پس از طراحی قاب‌ها تمامی آنها تحت هفت رکورد شتاب زمان به روش دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده مورد تحلیل قرار گرفتند. در تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی فزاینده، مقدار شتاب ماکزیمم در رکوردها به‌تدریج افزایش می‌یابد تا اولین نقطه در سازه به عملکرد ایمنی جانی (LS) برسد.

۳-۱- صحت‌سنجی تحقیق

در این تحقیق از نرم‌افزارSAP2000 برای تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی قاب‌ها استفاده شد. برای اطمینان از نتایج تحقیق، نرم‌افزار ABAQUS بکار گرفته شد. بدین منظور برای هر یک از قاب‌ها دو تحلیل به کمک نرم‌افزارهای فوق انجام شد و نتایج حاصل از آن‌ها با هم مقایسه شد تا صحت اطلاعات حاصل تائید شود. در مقایسه نتایج، برش پایه ماکزیمم و تغییرمکان جانبی ماکزیمم حاصل از تحلیل‌های تاریخچه زمانی سازه‌ها مدنظر قرار گرفت. پس از اطمینان از صحت تحلیل انجام شده بر اساس نرم‌افزار SAP2000 ادامه تحقیق برای حالت‌های مختلف قاب انجام شد.

۳-۲- مشخصات مدل‌های انتخابی

در جدول۱ مشخصات مقاطع قاب‌ها، ارتفاع طبقات، مقاطع تیرها و ستون‌ها ارائه شده است. برای جلوگیری از طولانی شدن بحث، فقط نتایج مربوط به قاب‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه در این مقاله ارائه شده است.

۳-۳- رکوردهای شتاب زمان

در این تحقیق هفت رکورد شتاب زمان برای تحلیل تاریخچه زمانی استفاده شد و میانگین نتایج آنها برای پردازش اطلاعات بکار گرفته شد. در جدول۲ مشخصات رکوردهای مورد استفاده ارائه شده است.

۳-٤- مراحل تعیین الگوی بارگذاری ارتفاعی

در این قسمت مراحل تعیین الگوی بارگذاری به‌صورت گام‌به‌گام ارائه می‌شود.

گام اول: انتخاب یکی از مدل‌های طراحی شده

از بین مدل‌های مورد مطالعه (قاب‌های ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵)، یک قاب برای انجام تحلیل دینامیکی فزاینده انتخاب می‌شود.

جدول ۱: مشخصات مدل‌های انتخابی

قاب	طبقه	مقاطع تیرها	مقاطع ستون‌ها (ابعاد به سانتی‌متر)
۳ طبقه	سوم	IPB28	BOX20*20*1
	دوم	IPB28	BOX20*20*1
	اول	IPB28	BOX20*20*1
۷ طبقه	هفتم	IPB28	BOX20*20*1
	ششم	IPB28	BOX20*20*1
	پنجم	IPB28	BOX20*20*1
	چهارم	IPB28	BOX20*20*1
	سوم	IPB28	BOX25*25*2
	دوم	IPB28	BOX25*25*2
	اول	IPB28	BOX25*25*2
۱۵ طبقه	پانزدهم	IPB28	BOX20*20*1
	چهاردهم	IPB28	BOX20*20*1
	سیزدهم	IPB28	BOX25*25*2
	دوازدهم	IPB28	BOX25*25*2
	یازدهم	IPB28	BOX25*25*2
	دهم	IPB28	BOX30*30*3
	نهم	IPB28	BOX30*30*3
	هشتم	IPB30	BOX30*30*3
	هفتم	IPB30	BOX30*30*3
	ششم	IPB30	BOX30*30*3
	پنجم	IPB30	BOX40*40*4
	چهارم	IPB30	BOX40*40*4
	سوم	IPB30	BOX40*40*4
	دوم	IPB30	BOX40*40*4

	اول	IPB30	BOX40*40*4

جدول ۲: رکوردهای مورد استفاده در تحلیل‌ها

نام زلزله و تاریخ وقوع	ایستگاه	M	MS
Landers 1992/06/28	24 Lucerne	۷/۳	۷/٤
Loma Prieta 1989/10/18	Gilroy 57425	٦/۹	۷/۱
Cape Mendocino 1992/04/25	89540 Shelter Cove Airport	۷/۱	۷/۱
N. Palm Springs 1986/07/08	5043 Hurkey Creek Park	٦/۰	٦/۰
Northridge 1994/01/17	24278 Castaic - Old Ridge Route	٦/۷	٦/۷
San Fernando 1971/02/09	24278 Castaic - Old Ridge Route	٦/٦	٦/٦
Tabas 1978/09/16	9101, Tabas, Data Source	۷/٤	۷/٤

گام دوم: انتخاب یکی از رکوردهای مدنظر

از بین هفت رکورد مورد استفاده در این تحقیق که مشخصات آنها در جدول۲ ارائه شده است، یک رکورد انتخاب می‌شود.

گام سوم: مقیاس کردن رکورد

رکورد انتخابی به‌گونه‌ای مقیاس می‌شود که در آن حداکثر شتاب زلزله 0.05g باشد و بقیه مقادیر شتاب رکورد به همین نسبت اصلاح می‌شود.

گام چهارم: انجام تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی

برای قاب انتخابی تحت رکورد موردنظر، یک تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی توسط نرم‌افزار SAP2000 [۱۸] انجام می‌شود. باید به این نکته توجه داشت که با توجه به کوچک بودن دامنه شتاب در رکورد، در این حالت سازه در محدوده خطی باقی می‌ماند.

گام پنجم: تعیین برش پایه حداکثر

برای تحلیل انجام شده، مقدار برش پایه ماکزیمم استخراج می‌شود و بر اساس آن برش هر طبقه تعیین می‌شود. توزیع بارگذاری ارتفاعی تحت رکورد اعمالی از تفاضل برش‌های پایه دو طبقه مجاور تعیین می‌گردد.

گام ششم: تکرار گام‌های چهارم و پنجم برای رکورد اعمالی با مقیاس‌های جدید

در این گام مقدار دامنه شتاب ماکزیمم در رکورد شتاب زمان به‌تدریج افزایش می‌یابد و در هر مرحله توزیع ارتفاعی بارگذاری زلزله متناظر با برش پایه ماکزیمم تعیین شده و ثبت می‌گردد. افزایش دامنه شتاب، آن‌قدر ادامه می‌یابد تا سازه از محدوده خطی خارج شده و وارد محدوده غیرخطی شود. در محدوده غیرخطی نیز تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی فزاینده ادامه داده می‌شود تا سازه از محدوده عملکرد فروریزش(CP) عبور کند. در طی این مراحل، تحلیل‌های متناظر با قابلیت بهره‌برداری (IO)، ایمنی جانی (LS) و آستانه

فروریزش (CP) با نگاه ویژه مدنظر قرار می‌گیرد.

گام هفتم: تکرار گام‌های دوم تا ششم برای رکوردهای دیگر

گام‌های دوم تا ششم برای ٦ رکورد دیگر تکرار می‌شود و برای هر یک از مقیاس‌های رکورد شتاب- زمان، میانگین‌گیری می‌شود و توزیع ارتفاعی نهایی تعیین می‌شود.

گام هشتم: تکرار گام‌های اول تا هفتم برای قاب‌های جدید

تمام مراحل هفت‌گانه برای دو قاب دیگر نیز تکرار می‌شود و توزیع ارتفاعی آنها در هر گام مربوط به شتاب ماکزیمم تعیین می‌شود.

گام نهم: صحت‌سنجی نتایج برای هر قاب

یک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی برای هریک از قاب‌ها و رکورد مربوطه با استفاده از نرم‌افزار ABAQUS [۱۹] انجام می‌شود و نتایج به دست آمده با نتایج میانگین‌گیری شده حاصل از تحلیل‌های قبلی که توسط نرم‌افزار SAP2000 انجام شده بود مقایسه می‌گردد تا صحت اطلاعات حاصل تأیید شود.

گام دهم: تعیین الگوی بارگذاری نهایی

با توجه به نتایج حاصل از قاب‌های مختلف، رکوردهای به مقیاس درآمده در حالت‌های خطی و غیرخطی، الگوی بارگذاری ارتفاعی با روش سعی و خطا تعیین می‌شود.

٤- پردازش نتایج

نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که الگوهای بارگذاری تا رسیدن به مرحله IO برای تمامی رکوردها تقریباً مشابه بوده و تغییرات قابل‌ملاحظه‌ای در توزیع ارتفاعی وجود ندارد. با ورود به مرحله غیرخطی، الگوی بارگذاری در مقایسه با مرحله خطی متفاوت خواهد بود و با دور شدن از عملکرد LS و نزدیک شدن به عملکرد CP، توزیع بارگذاری بسیار نامنظم‌تر تغییر می‌کند. مطابق مشاهدات انجام شده، توزیع بارگذاری در محدوده عملکردی LS شرایط تقریباً پایداری دارد و می‌توان برای آن یک الگوی خاص پیشنهاد نمود. با پیشروی به محدوده LS میزان پراکندگی نتایج بیشتر می‌شود و از آنجائی که هدف این تحقیق ارائه الگوی بارگذاری برای عملکرد LS است لذا پراکندگی نتایج بعد از عملکرد LS مشکل خاصی پیش نمی‌آورد.

٥- رابطه پیشنهادی

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌ها، الگویی برای توزیع نیروی زلزله در ارتفاع سازه ارائه می‌گردد. الگویی که در این تحقیق ارائه می‌شود بر پایه چهار متغیر استوار است. وزن طبقه، ارتفاع سازه، شکل مود اول و زمان تناوب سازه جزو متغیرهایی هستند که در الگوی ارائه شده در این تحقیق مؤثر هستند. با توجه به متغیرهای فوق و با روش سعی و خطا رابطه‌ای پیشنهاد شد تا کمترین خطا را نسبت به نتایج تحلیل داشته باشد. این الگوی پیشنهادی بر اساس رابطه ۷ انجام می‌شود.

$$F_i = C_i V \qquad (۷)$$

که در آن F_i نیروی اعمالی برای طبقه i ام ، V برش پایه حاصل از زلزله و C_i ضریب برش پایه بوده و به‌صورت رابطه ۸ تعیین می‌گردد.

$$C_i = \frac{\emptyset_{j_1}^{f} w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j_1}^{f} w_j h_j} \qquad i=1, 2, 3, \ldots, n \qquad (۸)$$

که در آن $\emptyset_{i1}$ مقدار شکل مود اول در طبقه i ام، w_i وزن طبقه i ام، h_i ارتفاع طبقه i ام(h_i ارتفاع تراز پایه نیست) و f یک ضریب وابسته به زمان تناوب است که از رابطه ۹ به دست می‌آید.

$$0.5 \leq f = T \leq 1.5 \qquad (۹)$$

مقدار f نباید از ۰/۵ کمتر و از ۱/۵ بیشتر اختیار شود.

بر این اساس برای توزیع نیروی جانبی برای ساختمان‌ها با زمان تناوب کوچک‌تر یا مساوی ۰/۵ ثانیه، ضریب f برابر ۰/۵ اختیار می‌شود و توزیع نیروی جانبی در ارتفاع به شکل تقریباً یکنواخت خواهد بود. در ساختمان‌های با زمان تناوب بزرگ‌تر یا مساوی ۱/۵ ثانیه، اثر مودهای بالاتر قابل ملاحظه است و برای اینکه توزیع نیروی جانبی با این پدیده مطابقت داشته باشد، مقدار ضریب f برابر ۱/۵ در نظر گرفته می‌شود. طبقات بالا، سهم بیشتری از نیروی زلزله را خواهند داشت و درنتیجه با افزایش ارتفاع، توزیع نیروی جانبی از خط مستقیم به منحنی تبدیل می‌گردد.

٦- ارزیابی رابطه پیشنهادی

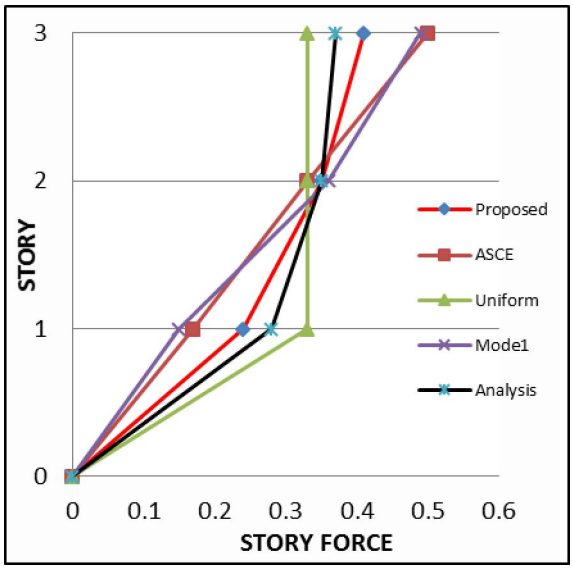
برای ارزیابی رابطه پیشنهادی، نتایج حاصل از این رابطه برای توزیع ارتفاعی بار زلزله با نتایج حاصل از روابط دیگر مقایسه شده است. برای این منظور توزیع بارگذاری قاب‌های ۳، ۷ و ۱۵ طبقه یک‌بار با استفاده از رابطه پیشنهادی این تحقیق و بار دیگر به کمک روابط موجود مقایسه گردید. برای مقایسه از روابط پیشنهادی ASCE، توزیع یکنواخت، توزیع متناسب با مود اول و توزیع دقیق حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی استفاده شده است.

٦-١- قاب سه طبقه

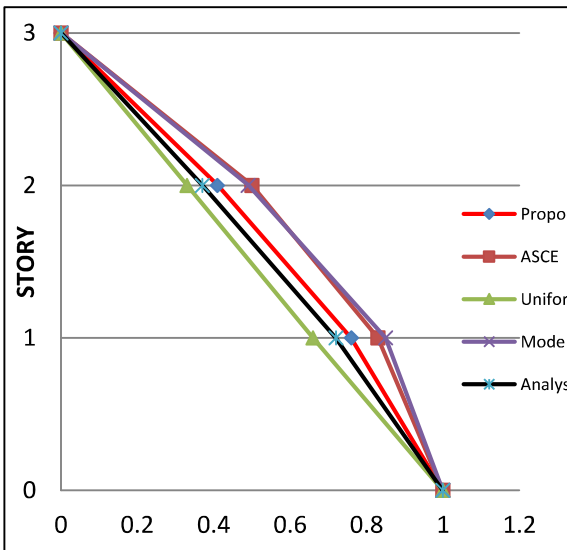
سازاینکه قاب سه طبقه طراحی شد، شکل مود اول آن محاسبه شد. در جدول۳ مقادیر نسبی شکل مود اول این قاب در ستون دوم نشان داده شده است. در ستون سوم این جدول وزن واحد طول قاب دوبعدی ارائه گردید. در ستون چهارم جدول، ارتفاع هر طبقه بیان شد. در ستون‌های پنجم تا نهم مقادیر الگوی بارگذاری ارتفاعی به‌ترتیب براساس رابطه پیشنهادی این تحقیق، رابطه پیشنهادی ASCE، براساس توزیع یکنواخت، براساس شکل مود اول و براساس نتایج تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ارائه گردید. این مقادیر به‌صورت نموداری در شکل۱ نشان داده شده است. با مشاهده جدول۳ و شکل۱ می‌توان نتیجه گرفت که علی‌رغم یکسان بودن نسبت مربوط به طبقه دوم، مقادیر مربوط به طبقه اول و سوم دارای اختلاف قابل‌ملاحظه‌ای است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود توزیع حاصل از این تحقیق بیشترین انطباق را با توزیع حاصل از تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی دارد. در شکل۲ نمودار توزیع برش طبقات نشان داده شده است. با مقایسه این منحنی‌ها می‌توان صحت رابطه پیشنهادی این تحقیق را تأیید کرد. توزیع ارتفاعی برای این قاب (قاب‌های دارای زمان تناوب پایین)، به الگوی مثلثی نزدیک است.

جدول۳: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب سه طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\emptyset_{i_2}^{f} w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j_2}^{f} w_j h_j}$	$\frac{w_i h_i^k}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^k}$	$\frac{w_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j}$	$\frac{\emptyset_{i_2} w_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j_2} w_j}$	TIME HISTORY
۳	۱	۲۵۰۰	۳	۰/٤۱	۰/۵	۰/۳۳۳	۰/٤۹	۰/۳۷
۲	۰/۷۳	۲۵۰۰	۳	۰/۳۵	۰/۳۳	۰/۳۳۳	۰/۳٦	۰/۳۵
۱	۰/۳۲	۲۵۰۰	۳	۰/۲٤	۰/۱۷	۰/۳۳۳	۰/۱۵	۰/۲۸



شکل ۱: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب سه طبقه



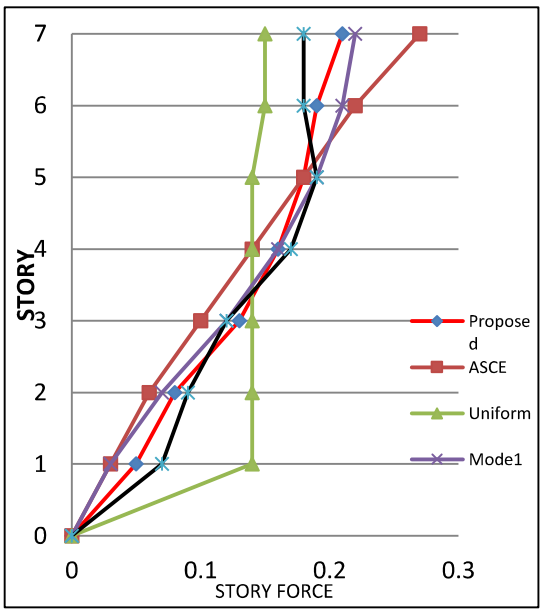
شکل ۲: نمودار توزیع نیروی برشی در قاب سه طبقه

٦-۲- قاب هفت طبقه

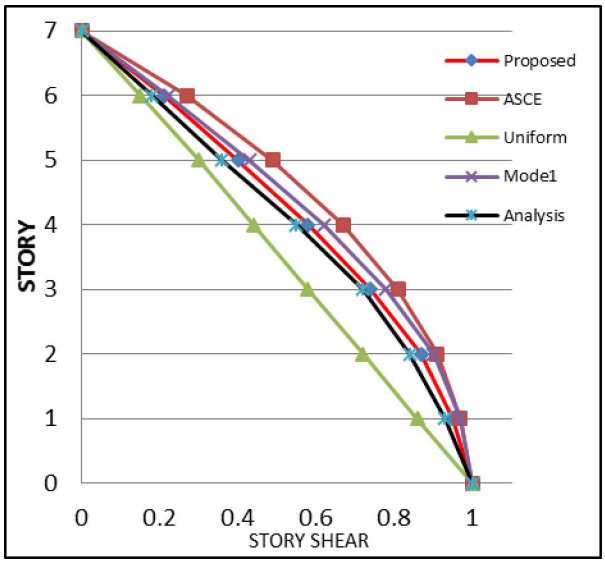
در جدول٤ ضریب توزیع نیروی زلزله برای قاب هفت طبقه نشان داده شده است. همچنین رسم نموداری آن در شکل۳ ارائه گردیده است. در این حالت الگوی بار یکنواخت، اختلاف زیادی با دیگر الگوها دارد. الگوی پیشنهادی در این تحقیق و الگوی متناسب با شکل مود اول به مقادیر حاصل از تحلیل بسیار نزدیک هستند. نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد که طبقات میانی سهم بالایی از مقدار نیروی زلزله را دارند. همچنین براساس شکل۳ می‌توان ادعا کرد که در روش پیشنهادی ASCE اثر شلاقی بیشتر لحاظ می‌شود. در این حالت الگوی حاصل از آیین‌نامه ASCE خود را به نتایج تحلیل نزدیک کرده است. شکل٤ اختلاف الگوی یکنواخت را با نتایج حاصل از تحلیل نشان می‌دهد. شکل٤ نشان‌گر این است که رابطه پیشنهادی در این تحقیق به‌عنوان میانگین حاصل از تمامی روابط عمل می‌کند.

جدول ٤: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب هفت طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\emptyset_{i1}^{f} w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j1}^{f} w_j h_j}$	$\frac{w_i h_i^{k}}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^{k}}$	$\frac{w_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j}$	$\frac{\emptyset_{i1} w_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j1} w_j}$	TIME HISTORY
٧	١	٢٥٠٠	٣	٠/٢١	٠/٢٧	٠/١٥	٠/٢٢	٠/١٨
٦	٠/٩٥	٢٥٠٠	٣	٠/١٩	٠/٢٢	٠/١٥	٠/٢١	٠/١٨
٥	٠/٨٥	٢٥٠٠	٣	٠/١٨	٠/١٨	٠/١٤	٠/١٩	٠/١٩
٤	٠/٧٠	٢٥٠٠	٣	٠/١٦	٠/١٤	٠/١٤	٠/١٦	٠/١٧
٣	٠/٥٣	٢٥٠٠	٣	٠/١٣	٠/١٠	٠/١٤	٠/١٢	٠/١٢
٢	٠/٣٢	٢٥٠٠	٣	٠/٠٨	٠/٠٦	٠/١٤	٠/٠٧	٠/٠٩
١	٠/١٣	٢٥٠٠	٣	٠/٠٥	٠/٠٣	٠/١٤	٠/٠٣	٠/٠٧



شکل ٣: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب هفت طبقه



شکل ٤: نمودار توزیع نیروی برشی در قاب هفت طبقه

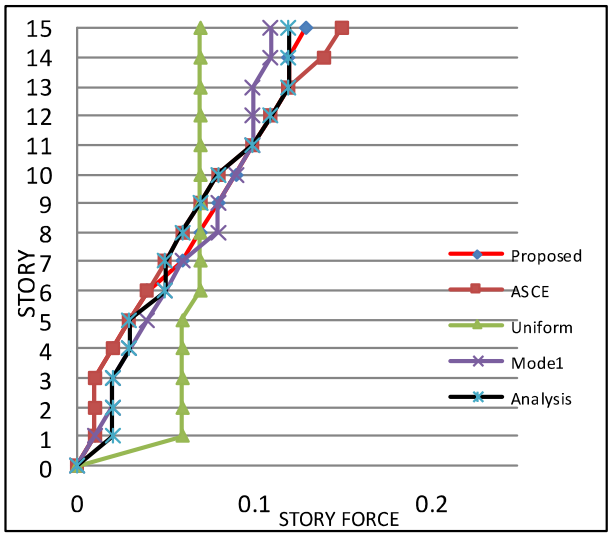
٦-٣- قاب پانزده طبقه

در جدول ٥ ضرایب مربوط به توزیع نیروی زلزله در قاب ١٥ طبقه مشاهده می‌شود. ترسیم نموداری این توزیع در شکل‌های ٥ و ٦ نشان داده شده است. در این حالت الگوی پیشنهادی این تحقیق و آیین‌نامه ASCE مقادیر بیشتری را برای طبقات فوقانی در نظر می‌گیرند و بیشترین انطباق را با نتایج تحلیل دارند. در این حالت نیز الگوی بار یکنواخت، اختلاف زیادی با دیگر الگوها دارد. نتایج نشان می‌دهد که روش ASCE. در طبقات پائین، حد پائین و در طبقات بالا، حد بالای روش‌ها محسوب می‌شود. همچنین براساس شکل٥ می‌توان ادعا کرد که در روش پیشنهادی ASCE اثر شلاقی بیشتر لحاظ می‌شود. شکل٦ نشان‌گر این است که رابطه پیشنهادی در این تحقیق به‌عنوان میانگین حاصل از تمامی روابط عمل می‌کند. توزیع ارتفاعی برای این قاب (قاب با زمان تناوب بالا)، به الگوی سهمی نزدیک‌تر است. با مقایسه نتایج حاصل از قاب‌های سه، هفت و پانزده طبقه می‌توان گفت با افزایش زمان تناوب سازه (افزایش ارتفاع سازه)، سهم طبقات فوقانی از نیروی زلزله افزایش می‌یابد یعنی برای زمان تناوب‌های بین ٠/٥ تا ١/٥ ثانیه، توزیع نیرو در حالت گذار از حالت مثلثی به سهمی است.

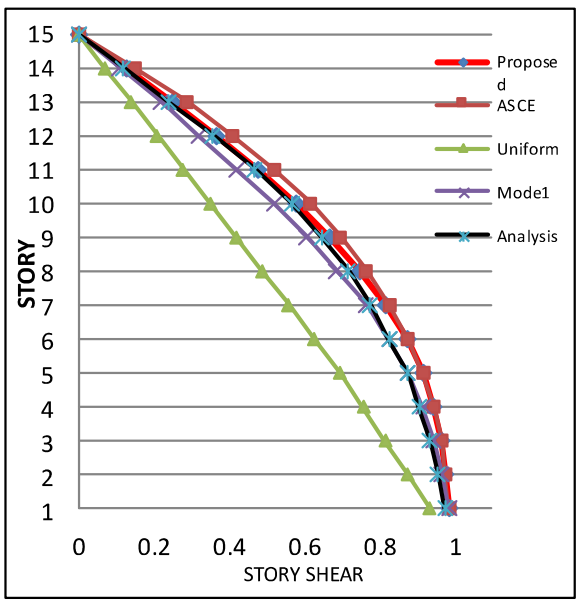
جدول ٥: ضریب توزیع نیروی زلزله در قاب پانزده طبقه

Story	Mode 1	weight (kg/m)	height (m)	$\frac{\emptyset_{i_2}^{f} w_i h_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j_2}^{f} w_j h_j}$	$\frac{w_i h_i^{k}}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j^{k}}$	$\frac{w_i}{\sum_{j=1}^{n} w_j}$	$\frac{\emptyset_{i_2} w_i}{\sum_{j=1}^{n} \emptyset_{j_2} w_j}$	TIME HISTORY
١٥	١	٢٥٠٠	٣	٠/١٣	٠/١٥	٠/٠٧	٠/١١	٠/١٢
١٤	٠/٩٨	٢٥٠٠	٣	٠/١٢	٠/١٤	٠/٠٧	٠/١١	٠/١٢
١٣	٠/٩٤	٢٥٠٠	٣	٠/١٢	٠/١٢	٠/٠٧	٠/١٠	٠/١٢
١٢	٠/٩٠	٢٥٠٠	٣	٠/١١	٠/١١	٠/٠٧	٠/١٠	٠/١١
١١	٠/٨٧	٢٥٠٠	٣	٠/١٠	٠/١٠	٠/٠٧	٠/١٠	٠/١٠
١٠	٠/٨٠	٢٥٠٠	٣	٠/٠٩	٠/٠٨	٠/٠٧	٠/٠٩	٠/٠٨
٩	٠/٧٤	٢٥٠٠	٣	٠/٠٨	٠/٠٧	٠/٠٧	٠/٠٨	٠/٠٧

۸	۰/٦٥	۲٥۰۰	۳	۰/۰۷	۰/۰٦	۰/۰۷	۰/۰۸	۰/۰٦
۷	۰/٥٦	۲٥۰۰	۳	۰/۰٦	۰/۰٥	۰/۰۷	۰/۰٦	۰/۰٥
٦	۰/٤۷	۲٥۰۰	۳	۰/۰٤	۰/۰٤	۰/۰۷	۰/۰٥	۰/۰٥
٥	۰/۳۸	۲٥۰۰	۳	۰/۰۳	۰/۰۳	۰/۰٦	۰/۰٤	۰/۰۳
٤	۰/۲۹	۲٥۰۰	۳	۰/۰۲	۰/۰۲	۰/۰٦	۰/۰۳	۰/۰۳
۳	۰/۲۰	۲٥۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰٦	۰/۰۲	۰/۰۲
۲	۰/۱۱	۲٥۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰٦	۰/۰۲	۰/۰۲
۱	۰/۰٤	۲٥۰۰	۳	۰/۰۱	۰/۰۱	۰/۰٦	۰/۰۱	۰/۰۲



شکل ٥: نمودار توزیع نیروی زلزله در قاب پانزده طبقه



شکل ٦: نمودار توزیع نیروی برشی در قاب پانزده طبقه

همان‌گونه که اشاره شد در این تحقیق ۵ قاب سه، پنج، هفت، ده و پانزده طبقه مدنظر قرار گرفت و بر اساس نتایج حاصل از آن‌ها رابطه جدید پیشنهاد شد. این قاب‌ها به این دلیل انتخاب شدند تا محدوده‌ی کاملی از سازه‌های کوتاه (سه و پنج طبقه)، متوسط (هفت و ده طبقه) و بلند (پانزده طبقه) مورد ارزیابی قرار گرفته باشد. لذا می‌توان ادعا کرد نتایج حاصل از این تحقیق برای طیف وسیعی از سازه‌ها قابل تعمیم است. رابطه پیشنهادی برای توزیع بارگذاری زلزله برای قاب‌های دیگری به‌غیراز سازه‌های مورد استفاده در این تحقیق مورد ارزیابی قرار گرفت و نتایج مطلوب حاصل شد.

۷- نتیجه‌گیری

در این تحقیق با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا، یک رابطه جدید برای توزیع بارگذاری زلزله در ارتفاع پیشنهاد شده است. برای نیل به این هدف چندین قاب خمشی ۳، ۵، ۷، ۱۰ و ۱۵ طبقه طراحی شده بر اساس آیین‌نامه‌های رایج کشور انتخاب شدند و توزیع بارگذاری ارتفاعی آن‌ها با استفاده از تحلیل تاریخچه‌زمانی غیرخطی فزاینده تعیین شد. در تحلیل قاب‌ها هفت رکورد شتاب زمان اصلاح شده مورد استفاده قرار گرفت. برای تعیین توزیع ارتفاعی بار زلزله، نخست برش طبقات مختلف سازه به‌دست آمد. آنگاه از تفاضل نیروی برشی موجود در طبقات مجاور، نیروی وارد بر طبقه که بیانگر توزیع ارتفاعی بار زلزله است محاسبه شد. براساس نتایج حاصل از تحلیل تمامی قاب‌ها تحت رکوردهای انتخابی، الگوی توزیع ارتفاعی زلزله برای قاب‌های خمشی پیشنهاد شد. نتایج حاصل از تحقیق به شرح زیر است:

۱- با افزایش زمان تناوب سازه (افزایش ارتفاع سازه)، سهم طبقات فوقانی از نیروی زلزله افزایش می‌یابد.

۲- برای زمان تناوب‌های بین ۰/۵ تا ۱/۵ ثانیه، توزیع نیرو در حالت گذار از حالت مثلثی به سهمی است.

۳- الگوی توزیع ارتفاعی مثلثی برای قاب‌های با زمان تناوب پایین، جواب‌های بهتری می‌دهد و الگوی سهمی برای قاب‌های با زمان تناوب بالا مناسب‌تر است.

٤- الگوی پیشنهادی این تحقیق در تمامی حالات انطباق مناسبی با نتایج حاصل از تحلیل دارد. رابطه پیشنهادی به‌گونه‌ای است که برای قاب‌های کوتاه، الگوی مثلثی و برای قاب‌های بلندمرتبه، الگوی سهمی در نظر می‌گیرد.

۸- مراجع

[۱] کرمی محمدی، ر.، شرقی، ا.، (۱۳۹۳)، طراحی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بر اساس الگوهای بار جانبی گوناگون و مقایسه آن‌ها با طرح بهینه، *مجله علمی پژوهشی عمران مدرس*، دوره چهاردهم، شماره ۱ ، صفحات ۷۳ تا ۸٤ ، بهار۱۳۹۳.

[2] International Council of Building Officials, *Uniform building code UBC,* Structural engineering design provision, 1997

[3] Chopra, A., *Dynamic of structures: Theory and application to earthquake*, 2nd edition, Prentice Hall Inc., London, 2001.

[4] Lee, S.S., and Goel, S.C., Performance based seismic design of structure using target drift and yield mechanism, US-Japan seminar on Advanced stability and seismicity concept for performance based design of steel and composite structure, Kyoto, Japan, 2001.

[5] Karami Mohamadi, R., EI-Naggar, M.H., and Moghadam, H., Optimum Strength distribution seismic resistance shear-building, International *jornal of solid and structure,* 41,p 6597-6612, 2004.

[6] Moghadam, H., and Hajirasoliha, I., Toward more rational criteria for determination of design earthquake force, *International journal of solid and structure,* 43, p 2631-2645, 2006

[7] Chao, Sh., Goel, S.C.,and Lee, S.S., A Seismic Design Lateral Force Distribution Based on Inelastic State of Structures. *Earthquake Spectra:* August 2007, Vol. 23, No. 3, pp. 547-569, 2007.

[8] Deguchi, Y., Kawashima, T., Yamanari, M., and Ogawa, K., Seismic design load distribution in steel frames, 14th World Conference on earthquake engineering, Beijing , China, 2008.

[9] Hajirasouliha, I. and Moghaddam, H., A new lateral force distribution for seismic design of structures, *J. Structural Eng.*, 135 (8), 906-915.

[10] Hajirasouliha, I., Pilakoutas, K., General seismic load distribution for optimum performance-based design of shear-buildings, *Journal of Earthquake Engineering*, 16(4), 443-462, 2012.

[11] Moghaddam, H., Hosseini Gelekolai, S.M., Hajrasouliha, I., Tajalli, F., Evaluation of Various Proposed Lateral Load Patterns for Seismic Design of Steel Moment Resisting Frames, The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon, Portugal, 2012.

[12] Kim S.E.., Lee. D.H., Cuong N.H., Shaking table tests of a two-story unbraced steel frame, *journal of constructional steel Research*, 63, p412-421, 2007.

[13] Karami Mohamadi, R., Optimum distribution of dynamic characteristics within the structure to reduce seismic damage, PH.D. dissertation, Civil Engineering department, Sharif University of Technology, 2001.

[14] American Institute of Steel Construction (AISC), *ANSI/AISC 360-10, Specification for structural steel buildings*, Chicago, 2010.

[۱۵] معاونت برنامه‌ریزی و نظارت راهبردی رئیس‌جمهور، *دستورالعمل بهسازی لرزه‌ای ساختمان‌های موجود*، نشریه ۳۶۰، ۱۳۹۲.

[۱۶] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، *طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش چهارم* (استاندارد ۲۸۰۰)، ۱۳۹۳.

[۱۷] مرکز تحقیقات ساختمان و مسکن، *طراحی ساختمان‌ها در برابر زلزله، ویرایش سوم* (استاندارد ۲۸۰۰)، ۱۳۸٤.

[18] Computers and Structures Inc., *CSI Analysis Reference Manual for SAP2000, ETABS, SAFE and CSiBridge*, 2013.

[19] SIMULIA, *Abaqus analysis user's manual, Version 6.11.,* USA, 2011.