

مطالعه تحلیلی اثر نوع زلزله (دور و نزدیک) و سطح خطر آن بر الگوی بار توزیع یافته در ارتفاع در مقایسه با الگوی بار استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش

عباس نظری^۱، نوید سیاه پلو^{۲*}، اکبر حسنی پور^۳

۱-دانش آموخته کارشناسی ارشد مهندسی سازه، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

۲-استادیار، گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، ایران

۳-استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی جندی شاپور دزفول، دزفول، ایران

چکیده

از آنجایی که الگوی توزیع برش پایه در ارتفاع در کدهای لرزه‌ای مانند استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ بر مبنای رفتار خطی و بدون توجه به نوع زلزله اعمالی است، بنابراین انتظار می‌رود نیروی تراز طبقات تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل در خلال رفتار غیرخطی با الگوی توزیع آیین‌نامه‌ای متفاوت باشد که این تفاوت در توزیع مقاومت و سختی تأثیرگذار است. در مطالعات پیشین تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک بر نیروی تراز طبقات کمتر مورد توجه واقع شده است در حالی که ارتعاش پالسی شکل توأم با پیروید بلند، دامنه بزرگ و مدت دوام کوتاه از فاکتورهای اساسی زلزله نزدیک بوده و می‌تواند بر الگوی بار واقعی مؤثر باشد. از این رو در این تحقیق با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی ۴ مدل سازه‌های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۸ طبقه با سیستم قاب خمشی فولادی تحت اثر دودسته نگاشت زلزله (۲۰ رکورد زلزله دور و ۲۰ رکورد زلزله نزدیک گسل) متوسط الگوی بار واقعی، در دو سطح زلزله طرح و محتمل مورد محاسبه قرار داده شده است. ضمناً سازه ۸ طبقه در برابر الگوی بار واقعی با طراحی گردید. نتایج در حوزه فرضیات این تحقیق نشان می‌دهند که الگوی توزیع بار واقعی با الگوی ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ زلزله ایران متفاوت است. این تفاوت به نوع زلزله، ارتفاع سازه و سطح خطر زلزله وابسته است. در طبقات پایین و بالای سازه به دلیل تأثیر مودها بالاتر و $P-\Delta$ الگوی بار واقعی بزرگ‌تر از مقدار آیین‌نامه و در بخش‌های میانی الگوی بار آیین‌نامه‌ای محافظه کارانه و دست بالاست. برای زلزله‌های دور اثر مودهای بالاتر و در زلزله‌های نزدیک اثر $P-\Delta$ منشأ اصلی این اختلاف هستند. ضمناً با طراحی سازه نشان داد بسته به نوع زلزله و سطح خطر انتخابی استفاده از الگوی واقعی می‌تواند پارامترهایی همچون نسبت تنش، وزن المان‌ها و دررفت غیرخطی را در قسمت‌های فوقانی و تحتانی نسبت به الگوی آیین‌نامه‌ای تغییر دهد.

کلمات کلیدی: سطح خطر زلزله، قاب خمشی فولادی، الگوی توزیع بار، تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی.

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	10.22065/JSCE.2017.86065.1184	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	http://dx.doi.org/10.22065/jsce.2017.86065.1184	۱۳۹۷/۰۵/۳۰	۱۳۹۶/۰۳/۲۴	۱۳۹۶/۰۳/۲۴	۱۳۹۶/۰۳/۲۰	۱۳۹۶/۰۱/۲۵
			نوید سیاه پلو		*نویسنده مسئول:	
			n.siahpolo@mjdkh.ac.ir		پست الکترونیکی:	

Analytical study of the earthquake type (far and near) and hazard level effects on the height-wise load pattern in comparison with the standard 2800-4th load pattern

Abbas Nazari¹, Navid Siahpolo^{*2}, Akbar Hasanipoor³

1- MSc of Structural Engineering, Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khuzestan, Iran

2- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khuzestan, Iran

3- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Jondi-Shapoor University, Dezful, Ahwaz, Iran

ABSTRACT

Since the base shear load pattern along the height proposed by seismic codes such as standard 2800-4th has been developed on the basis of elastic behavior without paying attention to the type of earthquake (near or far fault), it seems that the story lateral force under near and far fault motions during inelastic behavior is different with the code load pattern. This difference affects the distribution of strength and stiffness. In the previous studies, less attention has been paid to the effect of a near-fault earthquake on the story load pattern, although pulse type vibrations with a long period, large amplitude, and short duration are important key parameters and may affect the inelastic load pattern. For an instant, selection an appropriate load pattern to design structures against near fault motions has a significant role to improve the structure behavior and prevent damage. Therefore, in this study mean value of exact load pattern has been assessed for four steel moment frames with 4, 8, 12 and 18 stories under two sets of earthquakes (20 near and 20 far- fault motions) and two earthquake hazard level (DBE and MCE). Moreover, the 8-story model has been redesigned with the exact load patterns. Based on study assumptions, results show that exact load pattern differs from what has been proposed by standard 2800. This difference depends on earthquake type, hazard level and the height of the structure. In lower and upper stories, exact load pattern is larger than the code value due to the higher mode and P-delta effects. However, for the middle part, the code load pattern is conservative. For the far fault motions, higher mode effects and for the near-fault earthquakes, the P-delta effects are the main source of aforementioned differences. Furthermore, the result of redesigned 8-story models shows that depending on the earthquake type and hazard level, using exact load pattern can change parameters such as stress ratio, element weights and inelastic drifts at the lower and upper parts in comparison with the code based load pattern.

ARTICLE INFO

Received: 14/04/2017

Revised: 10/06/2017

Accepted: 14/06/2017

Keywords:

Earthquake hazard level
Steel Moment Frames
Load Pattern
Nonlinear Time History
Analysis

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2017.86065.1184

*Corresponding author: Navid Siahpolo.

Email address: n.siahpolo@mjdkh.ac.ir

۱- مقدمه

از آنجایی که رابطه توزیع بار زلزله در ارتفاع در روش استاتیکی معادل^۱، SLP، بر مبنای میانگین نتایج تحلیل سازه در اثر زلزله‌های دور از گسل شکل گرفته است، مشابه آنچه در رابطه ۳-۳-۱ آیین‌نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱] آمده است، به نظر می‌رسد تفاوت‌هایی با الگوی توزیع بار تحت تأثیر زلزله‌های حوزه نزدیک گسل داشته باشد. این مسئله می‌تواند به توزیع نامناسب سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بیانجامد (به‌ویژه برای سازه‌های بلندمرتبه). شایان‌ذکر است SLP در آیین‌نامه‌ها تقریباً به صورت خطی و متناظر با مد اصلی (مد اول) پایه‌گذاری شده است. البته پارامتر k متأثر از دوره تناوب در الگوی بار آیین‌نامه، می‌تواند مقادیر بین ۱ تا ۲ داشته باشد؛ اما توزیع بار واقعی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در ارتفاع^۲، NDLP، به صورت غیرخطی بوده و وابسته به اندازه مشارکت مدهای بالاتر در ارتفاع توزیع می‌شود [۲]. به همین دلیل است که توزیع سختی، مقاومت و شکل‌پذیری بر اساس NDLP نسبت به SLP تفاوت خواهد داشت [۳]. همچنین وجود اختلاف بین برش طبقه حاصل از NDLP و SLP در مطالعات قبل دیده شده است [۴]. تا به حال تلاش‌های مختلفی برای اصلاح و رفع این اختلاف انجام گرفته است. به‌طور نمونه دگوچی و همکاران (۲۰۰۸) با استفاده از مدل ارتجاعی تیر برشی پیوسته الگوی توزیع بار جانبی در ارتفاع را پیشنهاد و با رابطه UBC97 مقایسه نمودند [۵]. در مطالعه دیگر مقدم و کرمی (۲۰۰۱) با استفاده از تئوری تغییر شکل یکنواخت، الگوی بار را به نحوی پیشنهاد کردند که باعث شود توزیع شکل‌پذیری در ارتفاع سازه یکنواخت گردد [۶]. معرفی الگوی بار تابع شکل‌پذیری هدف و دوره تناوب مطالعه دیگری است که توسط مقدم و همکارانش (۲۰۱۲) انجام گرفته است. در این تحقیق مطالعه تأثیر ۹ الگوی بار جانبی بر توزیع نیازهای غیرخطی در ارتفاع نشان داد که توزیع نیازهای غیرخطی و خرابی در سازه به شدت متأثر از الگوی بار جانبی است [۷]. مطالعه تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل^۳ (NF) بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های قابی شکل و الگوی توزیع بار در ارتفاع نیز از دیگر موضوعاتی است که در سال‌های اخیر مورد توجه برخی محققان قرار گرفته است. زهیری هاشمی و خیرالدین (۲۰۱۴) مقایسه NDLP و SLP را برای زلزله‌های نزدیک گسل در قاب‌های مهاربندی شده محور مطالعه خود تعریف نمودند. بدین منظور تعدادی قاب فولادی مجهز به مهاربند کمانش تاب به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی در برابر ۸۸ زلزله نزدیک گسل بررسی شده است. نتایج نشان‌دهنده تفاوت این دو الگوی بار در طبقات مختلف سازه است [۸]. عبدالله زاده و گرامی (۲۰۱۵)، تأثیر اثرات جهت‌پذیری را بر توزیع نیازهای غیرخطی در ارتفاع مطالعه نمودند. یکی از پارامترهای مورد بررسی توزیع نیروی برش طبقه و مقایسه آن با الگوی توزیع بار FEMA356 [۹] است. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که برش طبقه زلزله دور^۴ (FF) کمی بیشتر از زلزله نزدیک است و با افزایش تعداد طبقات این اختلاف بیشتر می‌شود (به دلیل تأثیر بیشتر مدهای بالاتر). بعلاوه الگوی پیشنهادی فیما انطباق مناسبی با پروفیل برش طبقه حاصل از زلزله‌های دور و نزدیک دارد (اختلاف کمتر از ۱۰٪) [۱۰]. کرمی و شرقی (۱۳۹۳) بر اساس تئوری تغییر شکل یکنواخت رابطه‌ای بهینه‌شده برای الگوی توزیع بار پیشنهاد نمودند [۱۱]. محمودی و فقه‌مینه (۱۳۹۴) با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا رابطه جدیدی را توزیع بار زلزله در ارتفاع پیشنهاد و نتایج نشان می‌دهد که رابطه پیشنهادی می‌تواند الگوی مناسبی برای توزیع بار در ارتفاع بروش استاتیکی با در نظر گرفتن رفتار غیرخطی اعضا محسوب شود [۱۲]. موضوع الگوهای بار روش پوش آور برای زلزله‌های نزدیک گسل نیز در مطالعات قبل مورد توجه بوده است. به‌طور نمونه سیاه پلو و همکاران (۱۳۹۳) تأثیر الگوهای مختلف بار جانبی بر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای و منحنی ظرفیت مدنظر قرار گرفتند. نتایج مطالعه نشان داد که ضرایب عملکرد لرزه‌ای مانند شکل‌پذیری کلی و ضریب کاهش مقاومت در قاب خمشی فولادی بشدت متأثر از الگوی بار جانبی است [۱۳]. در مطالعه دیگری سیاه پلو و همکاران (۱۳۹۴) به ارزیابی قابلیت روش‌های بار افزون سنتی (الگوی بارگذاری بر مبنای رفتار الاستیک) و بهنگام‌شونده (الگوی بارگذاری بر مبنای رفتار غیر الاستیک) در تعیین پارامترهای نیاز و ظرفیت لرزه‌ای در مقایسه با روش تاریخچه زمانی غیرخطی متأثر از زلزله نزدیک گسل با اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده پرداختند [۱۴]. در تحقیقی دیگر سیاه پلو و همکاران (۲۰۱۵) نشان دادند نیازهای وارد بر قاب‌های فولادی در اثر زلزله نزدیک گسل در مقایسه با زلزله معمولی تفاوت قابل توجهی داشته و کل انرژی زلزله در چند سیکل محدود بر سازه وارد می‌شود [۱۵]. محدوده مرور اجمالی تاریخچه مطالعات قبل توسط نویسندگان این مقاله نشان می‌دهد که

^۱ Static Load Pattern^۲ Nonlinear Dynamic Load Pattern^۳ Near Field^۴ Far Field

در زمینه ارزیابی الگوی توزیع با واقعی در ارتفاع برای زلزله‌های حوزه نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری مطالعه گسترده‌ای وجود ندارد. بعلاوه تأثیر سطح خطر زلزله (درجه غیرخطی شدن سازه) بر این موضوع نیز کمتر مورد توجه قرار گرفته است. از طرفی مقایسه تحلیلی بین NDLP زلزله‌های دور و نزدیک به‌طور هم‌زمان و با الگوی پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۴ نیز در مطالعات قبل دیده نشده است. همچنین تأثیر به‌کارگیری الگوی بار واقعی سازه در فرآیند بازطراحی آن بر توزیع نیازهای غیرخطی در ارتفاع نیز از موضوعاتی است که نیازمند تحقیقات بیشتری است. با عنایت به این موارد در این مقاله ضمن مدل‌سازی تعدادی قاب خمشی فولادی طراحی شده توسط الگوی بار استاتیکی معادل (SLP)، با استفاده از ۴۰ رکورد دور و نزدیک گسل الگوی توزیع بار واقعی بر مبنای رفتار غیرخطی (NDLP) برای مدل‌ها محاسبه شده و با SLP پیشنهادی توسط استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه می‌شود. بعلاوه برای مطالعه تأثیر سطح خطر زلزله و اندازه درجه غیرخطی شدن سازه بر الگوی بار، از دو تراز زلزله طرح^۵ (DBE) و حداکثر زلزله محتمل^۶ (MCE) استفاده شده است. در نهایت به کمک NDLP یکی از سازه‌ها (قاب ۸ طبقه) بازطراحی و تأثیر این موضوع در توزیع نیازهای غیرخطی متناظر با واقعیت مورد مطالعه واقع شده است.

۲- روش تحقیق

در این مقاله جهت بررسی و مقایسه الگوی توزیع بار از ۴ تپ قاب فولادی خمشی ویژه دوبعدی استفاده شده است. مدل‌ها با تعداد طبقات ۴، ۸، ۱۲ و ۱۸ طبقه با تعداد دهانه ۳، عرض دهانه ۵ متر و ارتفاع هر طبقه ۴ متر در نظر گرفته شده‌اند. منطقه لرزه‌خیزی از نوع متوسط با شتاب مبنای طرح ۰/۲۵ (شهرستان اهواز) با نوع خاک تپ ۳ در نظر گرفته شده است. شدت بار مرده و زنده وارد بر تیرها به ترتیب برابر ۳۲۵۰ و ۱۷۵۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد. آنالیز خطی استاتیکی معادل برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ و آنالیز طیفی برای قاب ۱۸ طبقه توسط ETABS 2015 [۱۶] انجام شد. قاب‌های مورد نظر بر اساس آیین‌نامه فولاد ایران مطابق با AISC360-10 [۱۷]. در ETABS 2015 (ver15.0) به روش LFRD طراحی گردیدند. برای تیرها از مقاطع تیوروق و برای ستون‌ها از مقاطع جعبه‌ای (باکس) استفاده شد. در تحلیل استاتیکی معادل که توسط برنامه ETABS2015 انجام شد از خواص ارتجاعی مصالح و برای تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی غیرخطی که توسط برنامه OPENSEES [۱۸] انجام شد، از خواص غیر ارتجاعی مصالح استفاده شد. فولاد مورد استفاده از نوع St37 است. برای مدل کردن رفتار غیر الاستیک اعضای سازه‌ای، المان‌های غیرخطی تیر-ستون با قابلیت مدل‌سازی فایبر برای تیرها و ستون‌ها مورد استفاده قرار گرفتند. برای هر المان، تعداد نقاط انتگرال‌گیری ۵ نقطه تعریف گردید. برای هر فایبر رابطه تنش کرنش غیر محوری استفاده گردید و خواص مصالح جهت گسیختگی به دلیل خستگی با سیکل پائین در نظر گرفته شد. مصالح با مدل Menegotto-Pinto یا سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک مدل‌سازی گردید. فرض شد که اتصالات تیرستون به‌طور کامل گیردار هستند. تیرها به‌طور جانبی در یک چهارم دهانه تکیه‌گاه داشته و ستون‌ها با پایه (فونداسیون) گیردار می‌باشند. از فرمولاسیون چرخشی برای شبیه‌سازی تغییر شکل بزرگ و اثرات P- Δ استفاده شده است. از چرخش دیافراگم‌های کف درون آکس عمودی چشم‌پوشی گردید. در نتیجه اثرات چرخشی متعلق به خروج از مرکزیت جرم و سختی در تحلیل در نظر گرفته نشده است.

۳- معرفی نمونه قاب‌های مورد بررسی

بر اساس پهنه‌بندی لرزه‌ای کشور ایران، در این مقاله فرض بر این است که قاب‌های مورد نظر بخشی از یک سازه خمشی فولادی ویژه واقع در شهرستان اهواز (خطر نسبی متوسط) می‌باشند. با توجه به وضع موجود قاب‌های رایج در سطح کشور و همچنین دلایل مشابه، بارهای وارد بر تیرها و همچنین پارامترهای لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ویژه، در جدول ۱ نشان داده شده است. در آنالیز و طراحی قاب‌ها از مقاطع متداول در ایران استفاده شده است. برای ستون‌ها از مقاطع جعبه‌ای و برای تیرها از مقاطع تیوروق استفاده شده است. در شکل (۱) و (۲) نمای قاب‌ها به همراه یک نمونه از مقاطع مورد استفاده برای تیرها و ستون‌ها نشان داده شده است. لازم به ذکر است برای مقطع تیرها

^۵ Design Based Earthquake

^۶ Maximum Credible Earthquake

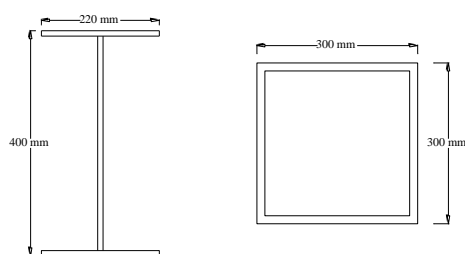
W400t10 یعنی ارتفاع کل مقطع برابر ۴۰۰ میلی‌متر و ضخامت جان ۱۰ میلی‌متر و F220t10 یعنی عرض بال (پایین و بالا) برابر ۲۲۰ میلی‌متر و ضخامت ۱۰ میلی‌متر است.

جدول ۱: پارامترهای لرزه‌ای و بارهای وارد بر قاب‌ها

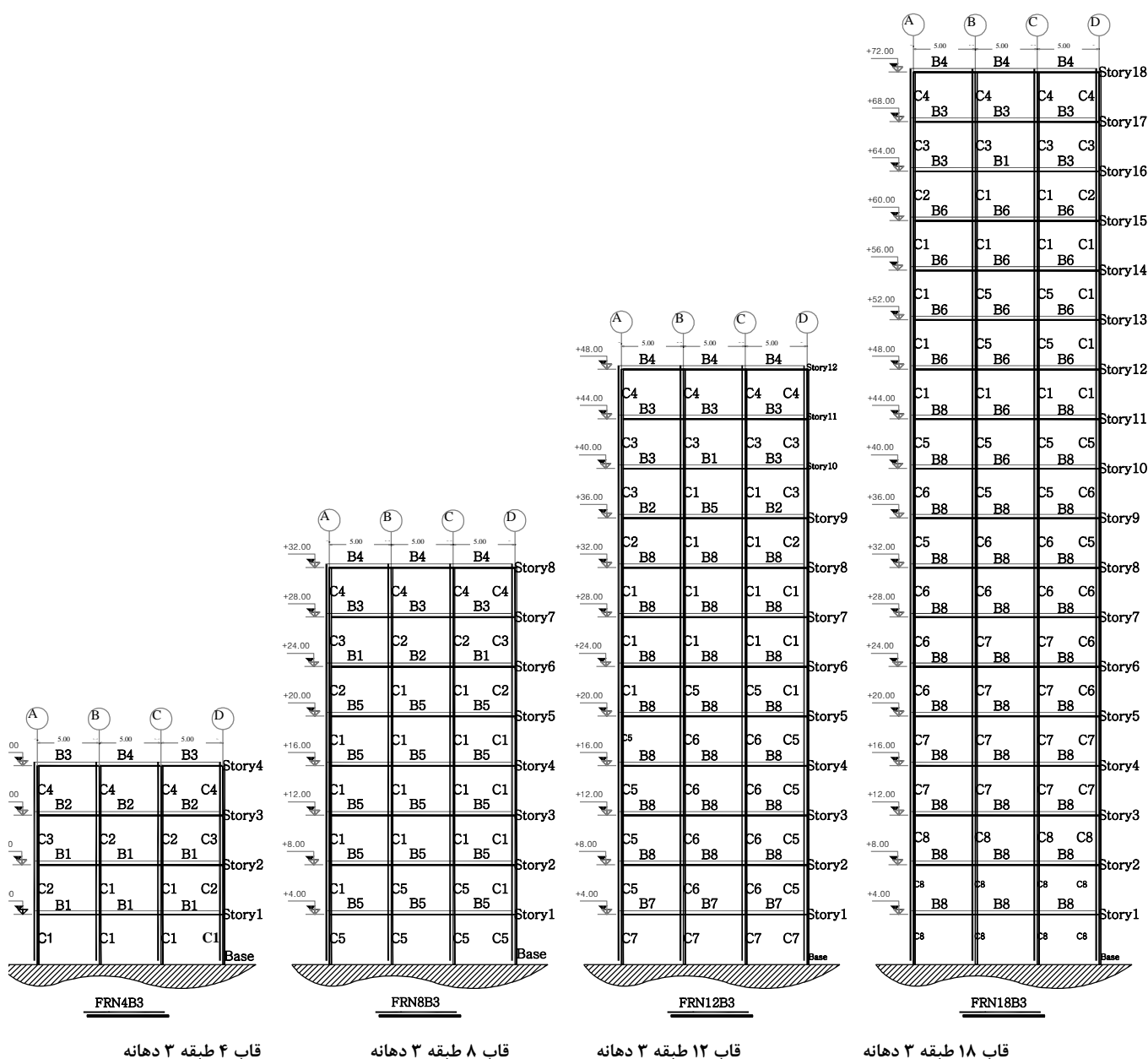
A=0.25	شتاب مبنای طرح
مسکونی	نوع کاربری
I=1.00	ضریب اهمیت
R=7.5	ضریب رفتار
Cd=5.5	ضریب افزایش تغییر مکان
3750 kg/m	شدت بار مرده وارد بر تیر
1750 kg/m	شدت بار زنده وارد بر تیر

جدول ۲: مقاطع تیرها و ستون‌های قاب‌های مورد مطالعه

Section ID	Name	b_f	t_f	h_w	t_w
C1	BOX 300x300-t 15	300	15	300	15
C2	BOX 250x250-t 12	250	12	250	12
C3	BOX 220x220-t 11	220	11	220	11
C4	BOX 200x200-t 10	200	10	200	10
C5	BOX 350x350-t 18	350	18	350	18
C6	BOX 400x400-t 20	400	20	400	20
C7	BOX 450x450-t 22.5	450	22.5	450	22.5
C8	BOX 500x500-t 12.5	500	12.5	500	12.5
B1	W 400 t 10 F 220 t 10	220	10	400	10
B2	W 400 t 10 F 200 t 10	200	10	400	10
B3	W 400 t 9 F 180 t 9	180	9	400	9
B4	W 400 t 8 F 160 t 8	160	8	400	8
B5	W 420 t 12 F 250 t 12	250	12	420	12
B6	W 400 t 10 F 280 t 14	280	14	400	10
B7	W 450 t 12 F 300 t 15	300	15	450	12
B8	W 450 t 10 F 300 t 15	300	15	450	10



شکل ۱: مقاطع تیر و ستون C1 و B1



شکل ۲: نمای قاب‌های دوبعدی مورد مطالعه در تحقیق

۴- جزییات شتاب‌نگاشت‌ها و نحوه همپایه‌سازی

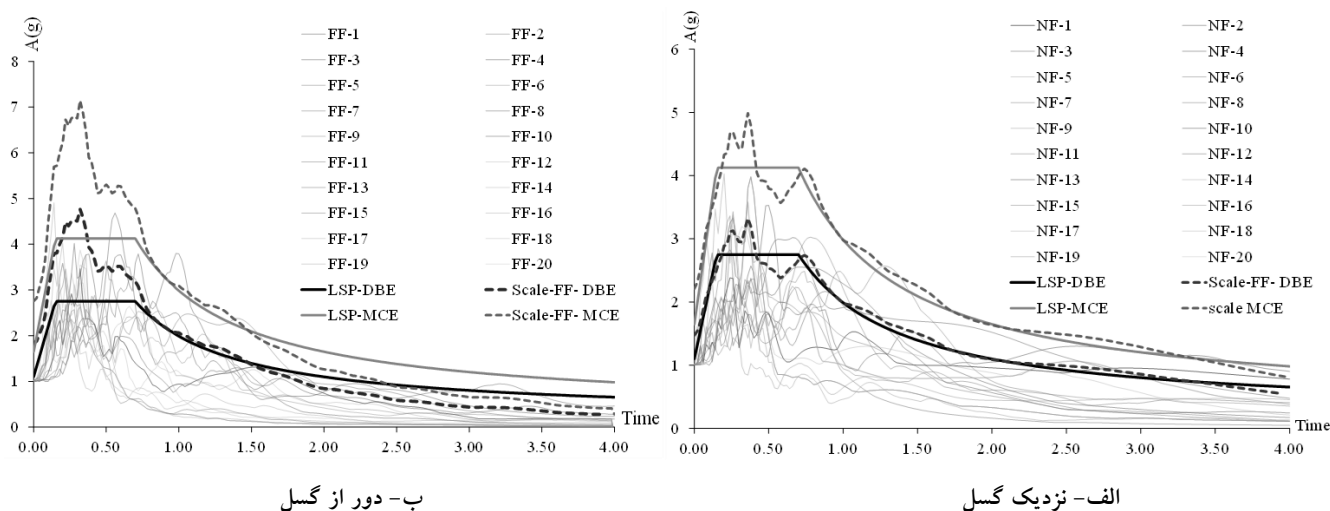
در این تحقیق، یک دسته رکورد ناحیه دور شامل ۲۰ رکورد جنبشی افقی لرزه‌ای و یک دسته رکورد ناحیه نزدیک گسل شامل ۲۰ رکورد جنبشی افقی لرزه‌ای از پایگاه داده‌های PEER [۱۹] انتخاب گردید. دسته رکوردهای با شتاب طیفی DBE و MCE مطابق با ضوابط آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران (ویرایش چهارم) هم‌مقیاس گردیدند. در جداول ۳ و ۴ مشخصات شتاب‌نگاشت‌های انتخاب‌شده نشان داده شده است. برای هم‌پایه‌سازی و مقایسه، به طیف طرح استاندارد در دو سطح DBE و MCE نیاز است. طیف استاندارد بر اساس مشخصات سازه (زمان تناوب و ضریب بازتاب) ترسیم می‌شود که این طیف برای زلزله طرح است. جهت به دست آوردن طیف حداکثر زلزله محتمل، شتاب طیف طرح در ضریب ۱/۵ ضرب می‌گردد. در ادامه نمودارهای طیف زلزله طرح و زلزله محتمل و همچنین میانگین طیف حاصل از رکوردهای هم‌پایه شده دور و نزدیک گسل در شکل‌های (۳-الف) و (۳-ب) نشان داده شده‌اند.

جدول ۳: مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده مؤلفه عمود بر گسل

Record	Name Earthquake	Year	Name Station	PGA (g)	Mangnit ude	Closest Distance
1	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array ۴#	0.61	6.53	7.05
2	Northridge-01	1994	Newhall-Fire Sta	0.18	6.69	5.92
3	Northridge-01	1994	Newhall-W Pico Canyon Rd	0.33	6.69	5.48
4	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	0.08	6.69	6.5
5	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	0.58	6.69	5.19
6	Kobe Japan	1995	KJMA	1.05	6.9	0.96
7	Kobe Japan	1995	Takarazuka	0.94	6.9	0.27
8	Landers	1992	Yermo Fire Station	0.1	7.28	23.62
9	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #6	0.65	6.53	1.35
10	Northridge-01	1994	Jensen Filter Plant	0.12	6.69	5.43
11	Imperial Valley-06	1979	EEC County Center FF	0.32	6.53	7.31
12	Imperial Valley-06	1979	EC Meloland Overpass FF	0.44	6.53	0.07
13	Morgan Hill	1984	Coyote K ake Dam (SW Abut(0.23	6.19	0.53
14	Loma Prieta	1989	Gilroy-Gavilan Coll	0.25	6.93	9.96
15	Loma Prieta	1989	LGPC	0.84	6.93	3.88
16	Northridge	1994	Westmoreland	0.4	6.7	29
17	Northridge-01	1994	Jensen Filter PlantGenerator	0.12	6.69	5.43
18	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta	0.65	6.69	5.35
19	Northridge-01	1994	Sylmar – Olive View Med FF	0.45	6.69	5.3
20	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	0.3	7.51	10.92

جدول ۴: مشخصات ۲۰ زلزله دور از گسل

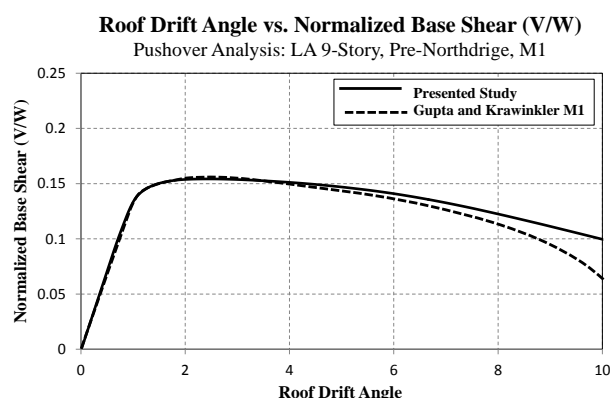
Record	Name Earthquake	Year	Name Station	PGA (g)	Mangnit ude	Closest Distance
1	Cape Mendocino	1992	Eureka	0.154	7.1	44.6
2	Chi-Chi Taiwan	1999	CHY065	0.115	7.62	83.43
3	Chi-Chi Taiwan	1999	TAP095	0.14	7.62	109.1
4	Coyote Lake	1979	SJB Overpass	0.101	5.7	15.6
5	Kern County	1952	Taft Lincoln School	0.158	7.4	41
6	Kern County	1952	Santa Barbara	0.089	7.4	87
7	Kobe Japan	1995	HIK	0.14	6.1	95.72
8	Kocaeli Turkey	1999	Bursa Tofas	0.1	7.51	60.43
9	Landers, 1992	1992	Baldwin Park – N Holly	0.273	7.3	131.6
10	LOMA PRIETA	1989	CAPITOLA	0.528	6.93	74.26
11	Manjil Iran	1990	Qazvin	0.183	7.37	49.97
12	N. Palm Springs	1986	Joshua	0.23	6	32
13	N. Palm Springs	1986	Soboba	0.25	6	32
14	Northridge	1994	Westmoreland LA – N	0.43	6.7	29
15	Northridge	1994	N Holly – Baldwin Park	0.1	6.7	29
16	San Fernando	1971	Castaic	0.32	6.6	24.9
17	Tabas Iran	1978	Ferdows	0.09	7.35	91.14
18	Cape Mendocino	1983	Rio Dell	0.16	7.1	18.5
19	Northridge	1994	Inglewood Union Oil	0.25	6.7	44.7
20	Northridge	1994	Baldwin Park	0.1	7.3	131.6



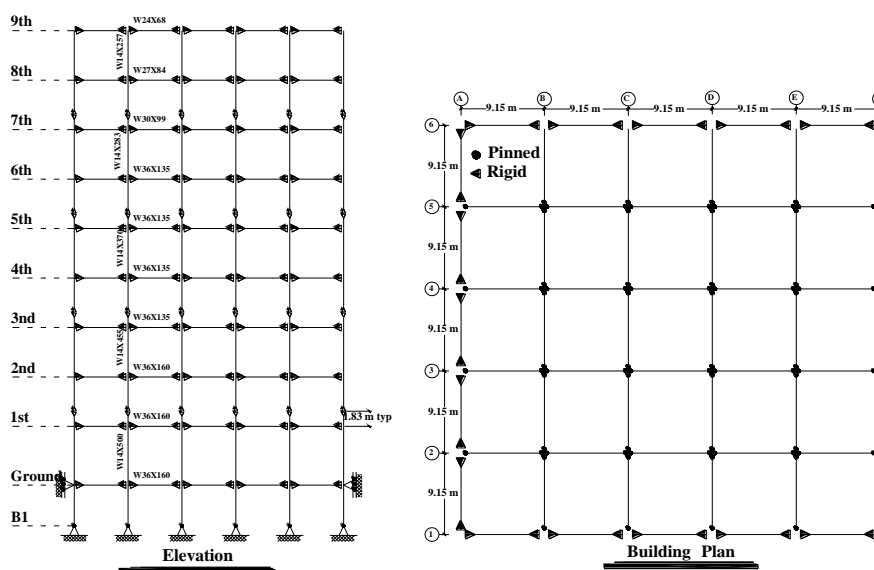
شکل ۳: طیف میانگین مقیاس شده در دو سطح خطر DBE و MCE به همراه طیف شتاب رکوردهای مجزا (زلزله‌های دور و نزدیک گسل)

۵- صحت سنجی

در این مقاله، تمامی مدل‌ها بر اساس مدل ۹ طبقه نشان داده شده در شکل (۴) صحت سنجی شده‌اند. این ساختمان توسط شرکت مهندسی مشاور Brandow و Johnson برای فاز ۲ پروژه SAC طراحی شده است. ابعاد این ساختمان در پلان $45/73$ در $45/73$ متر و ارتفاع آن $37/19$ متر است. کف تا کف هر طبقه $3/96$ ارتفاع داشته و از ۵ دهانه $9/15$ متری تشکیل شده است. قاب‌های پیرامون سازه از نوع مقاوم خمشی می‌باشند که نقش سیستم باربر جانبی را بر عهده دارند. کلیه اتصالات دهانه‌های میانی از نوع ساده و دهانه‌های کناری از نوع صلب می‌باشند. برای ستون از مقطع I شکل با مقاومت تسلیم 345 مگا پاسکال استفاده شده که در فاصله $1/83$ متر از تراز طبقه اول، سوم، پنجم و هفتم وصله شده‌اند. این وصله برای انتقال هم‌زمان نیروی محوری و لنگر خمشی طراحی شده است. در طبقه همکف اتصالات ستون به صورت مفصل مدل‌سازی شده است. تیرهای طبقه نیز از مقطع I بوده که با دال بتنی کف طبقه به صورت مرکب در اندرکنش می‌باشند. برای پرهیز از تغییر مکان افقی سیستم (به دلیل اتصالات مفصل در پایه) در پیرامون طبقه همکف از دیوار برشی بتن مسلح استفاده شده است. بدین ترتیب تراز پایه به کف طبقه اول منتقل شده است. جرم لرزه‌ای طبقه همکف 965 تن و جرم لرزه‌ای طبقه اول، دوم تا هشتم و نهم به ترتیب 1010 ، 989 و 1070 تن انتخاب شده است؛ بنابراین جرم کل سازه 9000 تن است. از آنجاکه ساختمان ۹ طبقه پروژه SAC9 در پلان منظم است، در این مقاله تنها قاب دوبعدی نماینده قاب پیرامونی شمالی-جنوبی مدل‌سازی شده است. نیمی از جرم لرزه‌ای به این قاب اختصاص داده شده است. برای مدل‌سازی، از روش مدل‌سازی M1 که توسط گوپتا و کراوینکلر ارائه شده است، استفاده گردید [۲۰]. تأثیر $\Delta-P$ در نظر گرفته شده اما اثرات چشمه اتصال صرفه نظر شده است. در مدل M1 کلیه تیرها و ستون‌ها بروش خط مرکزی مدل‌سازی شده‌اند. بعد از مدل‌سازی مدل M1 در نرم‌افزار OPENSEES، نمودار بار افزون حاصل از مطالعه گوپتا به همراه مدل ۲ بعدی ساخته شده توسط نویسندگان این مقاله در شکل (۵) نمایش داده شده است. مقایسه بین دو نمودار نشان‌دهنده دقت قابل قبول در فاز مدل‌سازی این تحقیق است. دلیل اختلاف نیز در دو موضوع مستتر است. اول اینکه گوپتا در مدل‌سازی از ایده مفصل پلاستیک متمرکز استفاده کرده است در حالی که در این مطالعه از خاصیت پلاستیسیته گسترده که توسط المان فیبر مدل‌سازی می‌شود، استفاده شده است. ثانیاً در نرم‌افزار مورد استفاده توسط گوپتا شبیه‌سازی اثر $P-\Delta$ توسط یک ستون مجازی که بر آن بار ثقلی وارد شده و با یک عضو خریابی با سختی قابل توجه به قاب اصلی متصل می‌شود، انجام گرفته است در حالی که در این مطالعه اثرات غیرخطی شدن هندسه توسط ماتریس‌های انتقال که از ویژگی‌ها برنامه OPENSEES است تعریف شده است.



شکل ۵: مقایسه نمودار بار افزون مدل M1 در مطالعه گوپتا با نمودار عددی مطالعه حاضر در دررفت سرتاسری ۱۰٪ [۲۱]



شکل ۴: نمای جانبی و پلان طبقه ساختمان SAC9 [۲۰]

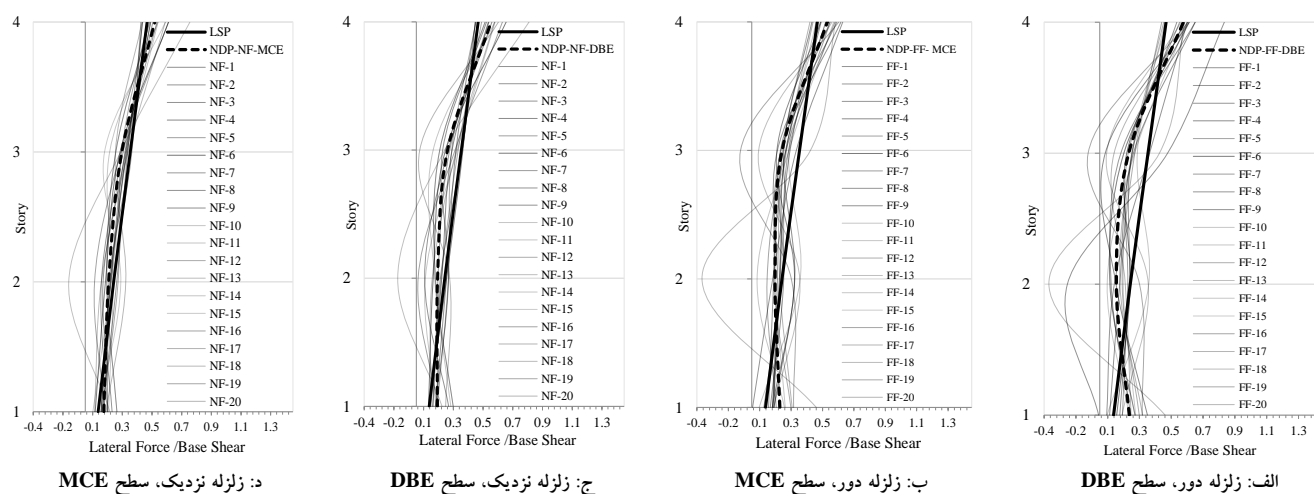
۶- تفسیر نتایج

با توجه به نتایج به دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (تاریخچه زمانی غیرخطی) برای قاب‌های این تحقیق نمودارهای موردنیاز برای هر قاب به‌طور جداگانه ترسیم شده، سپس با توجه به نتایج ثبت شده بین الگوی بار آیین‌نامه ۲۸۰۰ ایران، LSP و الگوی بار زلزله‌های دور و نزدیک گسل، NDP-NF و NDP-FF، به مقایسه و تشریح نتایج پرداخته شده است. مقایسه بین نتایج حاصل از تحلیل استاتیکی معادل در سطح زلزله طرح با نتایج حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو سطح زلزله طرح (DBE) و محتمل (MCE) انجام گرفته است.

۱-۶ - قاب ۴ طبقه

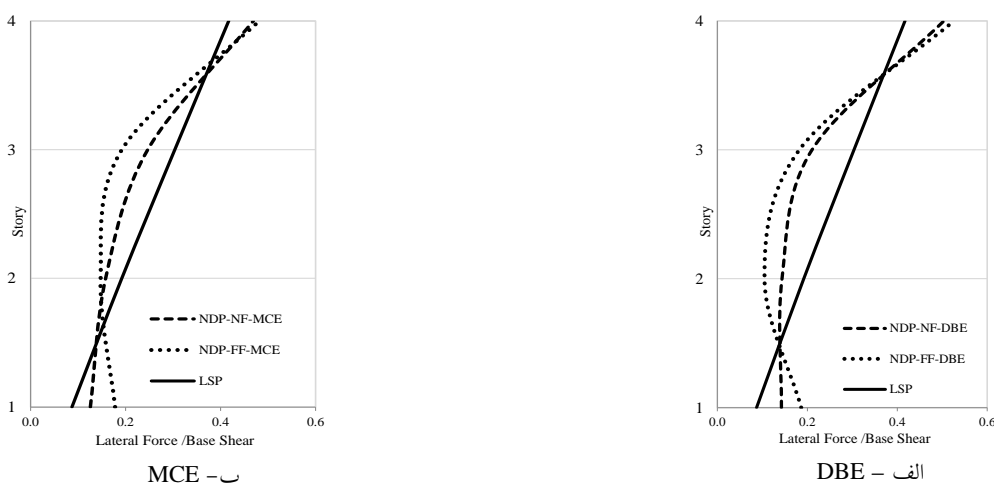
زمان تناوب تجربی محاسبه شده برای قاب ۴ طبقه، سه دهانه با ارتفاع تمام شده ۱۶ متر از روی تراز پایه برابر ۰/۶۴ ثانیه است. با توجه به ارتفاع کم سازه، این قاب نماینده دسته قاب‌های با ارتفاع کم در این پژوهش است. در شکل (۶)، الگوی توزیع بار برای ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله‌های دور و نزدیک گسل با سطح DBE و MCE و الگوی توزیع بار اساس رابطه LSP برای قاب ۴ طبقه فولادی خمشی ویژه نشان داده شده است. بر اساس نمودارهای شکل (۶-الف) و (۶-ب)، برای زلزله‌های FF و NF بین LSP و NDP اختلاف وجود دارد و برای طبقات

میانی به نحوی است که میانگین نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده برای NDP کمتر از LSP و در طبقات ابتدایی و انتهایی این نتیجه برعکس است.



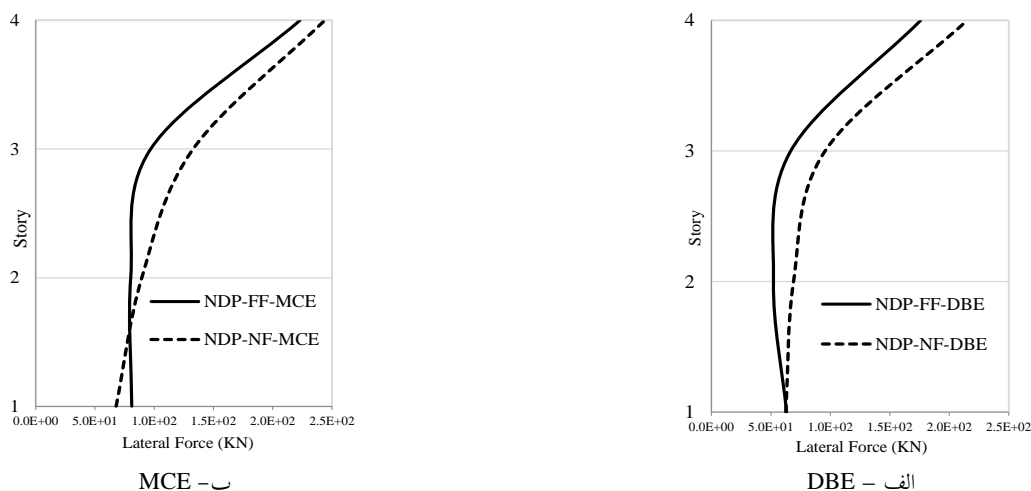
شکل ۶: مقایسه الگوی توزیع بار NDP و LSP حاصل از NF و FF برای سطح MCE و DBE در قاب ۴ طبقه

در ادامه و در شکل (۷) مقایسه بین میانگین نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه برای NF و FF حاصل از NDP و LSP در دو سطح خطر MCE و DBE ارائه شده‌اند. بررسی اجمالی این شکل نشان می‌دهد که در نیمه میانی ارتفاع همواره نتیجه برای FF و NF کمتر از LSP است. این نتیجه برای زلزله DBE نسبت به MCE ملموس‌تر است. همچنین در طبقه اول و بام متوسط الگوی NDP برای هر دو حالت NF و FF بزرگ‌تر از LSP است. این نتیجه مستقل از سطح خطر زلزله است. از طرفی تغییر تراز خطر زلزله از DBE به MCE باعث می‌شود اختلاف بین الگوی NF-NDP و LSP کاهش یابد و تغییرات آن در ارتفاع خطی گردد.



شکل ۷: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP و LSP به تفکیک سطوح خطر MCE و DBE برای NF و FF

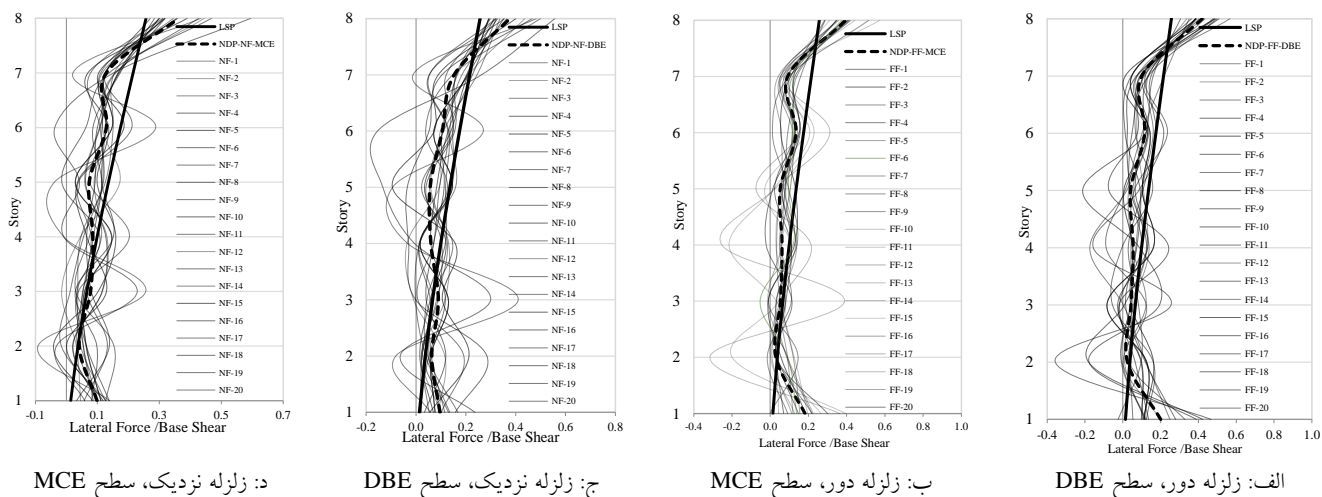
برای آنکه بتوان درک عمیق‌تری از تفاوت نیروی تراز طبقه برای دودسته زلزله‌های NF و FF به دست آورد و تأثیر سطح خطر را در این موضوع بررسی نمود، شکل (۸) ارائه شده است. مطالعه این شکل نشان می‌دهد که در سطح DBE، نیروی تراز طبقه حاصل از NF بزرگ‌تر از FF است (کل ارتفاع سازه به جز تراز طبقه اول). در مقابل و در سطح MCE، به جز طبقه اول، نیروی تراز طبقه به دست آمده از FF بزرگ‌تر از NF است؛ بنابراین اندازه غیرخطی شدن سازه می‌تواند یک عامل مؤثر بر اندازه نیروی تراز طبقه به حساب آید.



شکل ۸: مقایسه نیروی تراز طبقه NF و FF به تفکیک MCE و DBE حاصل از NDP

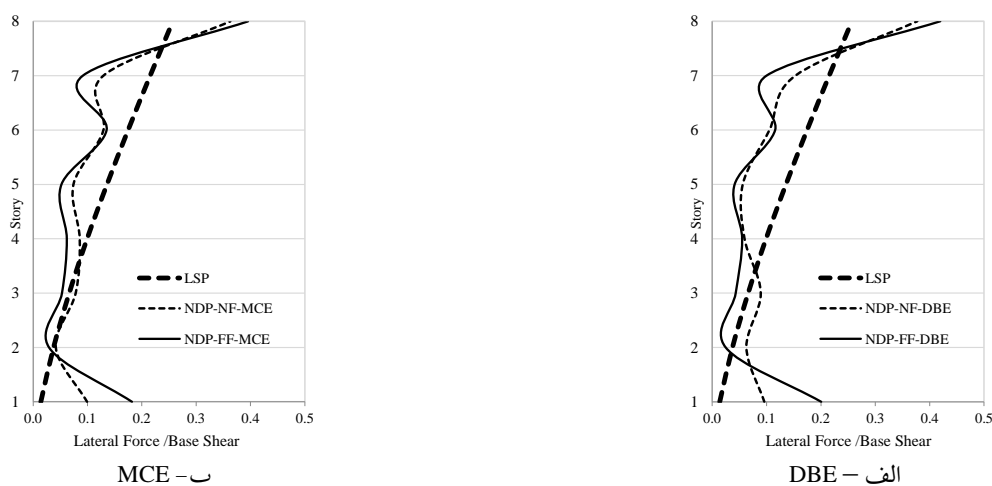
۶-۲- قاب ۸ طبقه

برای قاب سه دهانه ۸ طبقه با ارتفاع خالص ۳۲ متر از روی تراز پایه زمان تناوب تجربی محاسبه شده برابر ۱/۱ ثانیه است. با توجه به ارتفاع سازه، این قاب نماینده دسته قاب‌هایی با ارتفاع متوسط است. در شکل (۹)، الگوی توزیع بار برای ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله‌های دور و نزدیک گسل با سطح DBE و MCE و الگوی توزیع بار بر اساس رابطه LSP برای قاب ۸ طبقه فولادی خمشی ویژه نشان داده شده است. بر اساس نتایج حاصل از شکل ۹ می‌توان گفت که الگوی بار LSP با الگوی بار واقعی تفاوت دارد. این اختلاف در طبقات میانی به صورت است که NDP کوچک‌تر از LSP و در طبقات ابتدایی و انتهایی (ترازپایین سازه و تراز طبقه بام) NDP بزرگ‌تر از LSP است. بعلاوه الگوی NDP در دو حالت DBE و MCE شبیه به هم است. در بحث سهم نیرویی از برش پایه، در ترازپایین سازه و تراز بام اختلاف چشم‌گیری قابل مشاهده است؛ بنابراین برای سازه‌هایی با ارتفاع متوسط الگوی بار واقعی به دلیل شرکت کردن موده‌های بالاتر با الگوی بار استاندارد ۲۸۰۰ که به صورت خطی، متفاوت است.



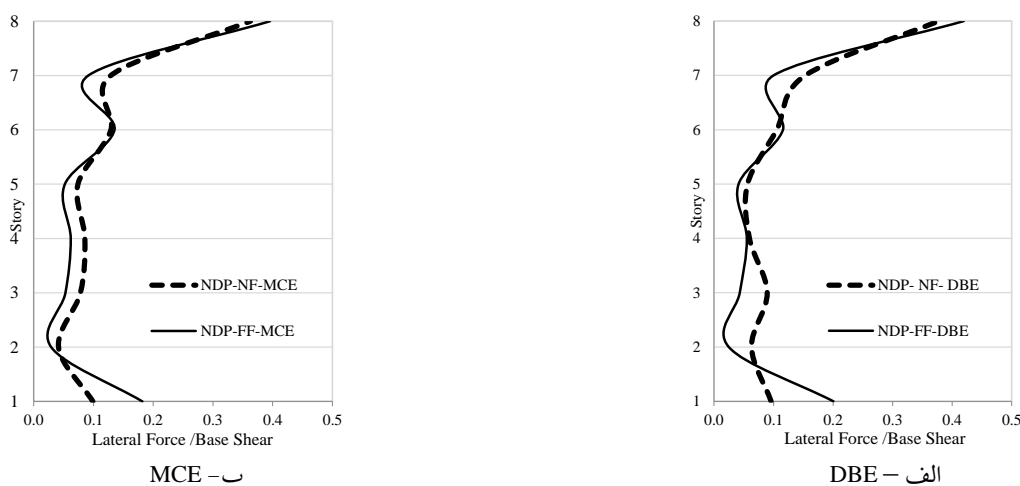
شکل ۹: مقایسه الگوی توزیع بار NDP و LSP حاصل از NF و FF برای سطح DBE و MCE در قاب ۸ طبقه

در شکل (۱۰) مقایسه بین میانگین نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از LSP و NDP در دو سطح خطر MCE و DBE ارائه شده‌اند. بررسی اجمالی این شکل نشان می‌دهد که در نیمه میانی ارتفاع همواره نتیجه NDP برای FF و NF کمتر از LSP است. مشابه سازه ۴ طبقه، این نتیجه برای زلزله DBE نسبت به MCE محسوس‌تر است. همچنین در طبقه اول و بام متوسط الگوی NDP برای هر دو حالت FF و NF بزرگ‌تر از LSP است. این نتیجه مستقل از سطح خطر زلزله است. از طرفی تغییر تراز خطر زلزله از DBE به MCE باعث کاهش اختلاف بین الگوی LSP و NF-NDP می‌شود. در نیمه میانی نیز همواره نتیجه NDP برای FF و NF کمتر از LSP است.



شکل ۱۰: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از LSP و NDP به تفکیک سطوح خطر DB و MCE برای NF و FF در قاب ۸ طبقه

در شکل (۱۱) تأثیر سطح خطر زلزله (اندازه غیرخطی شده سازه) بر الگوی توزیع بار واقعی ارزیابی شده است. با مطالعه شکل ۱۰-الف می‌توان گفت که در سطح DBE، نیروی تراز طبقه در اثر NF بزرگ‌تر از FF است (کل ارتفاع سازه به جز تراز طبقه اول). همین نتیجه برای سطح خطر MCE نیز قابل تعمیم است.

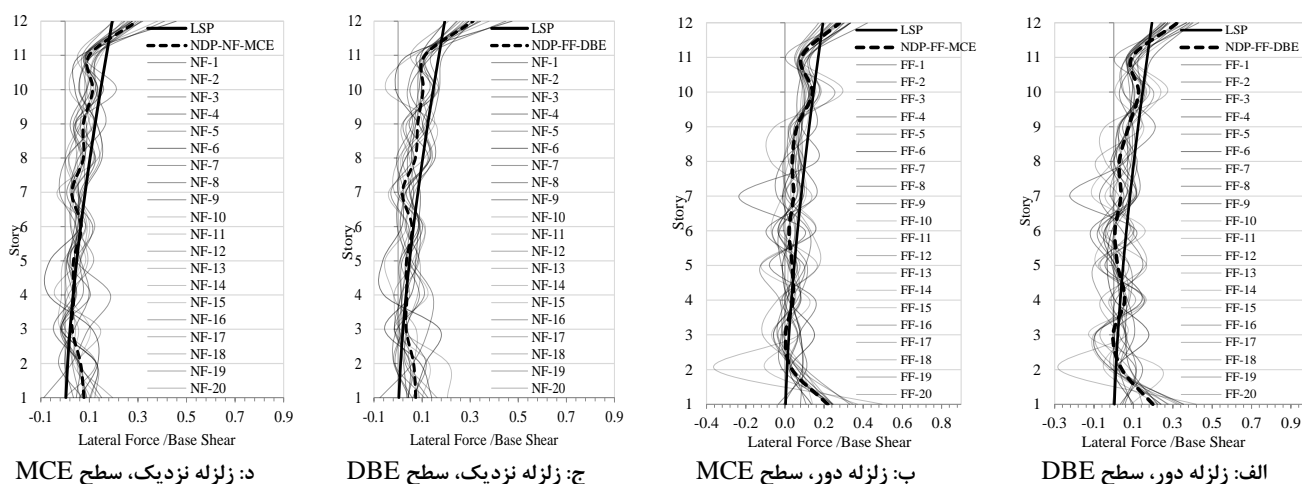


شکل ۱۱: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از LSP و NDP به تفکیک سطوح خطر DBE و MCE برای NF و FF در قاب ۸ طبقه

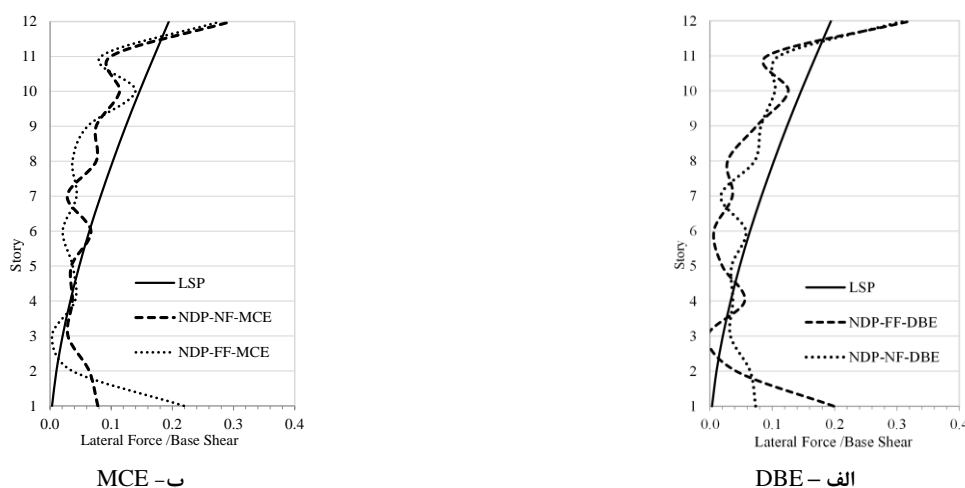
۳-۶ - قاب ۱۲ طبقه

زمان تناوب تجربی محاسبه شده برای قاب سه دهانه ۱۲ طبقه با ارتفاع خالص ۴۸ متر از روی تراز پایه برابر ۱/۵ ثانیه است. با توجه به ارتفاع سازه، این قاب نماینده دسته قاب‌های با ارتفاع بلند است. بر اساس نتایج تفسیر شده از نمودارهای شکل (۱۲) الگوی بار LSP با الگوی بار واقعی که توسط تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمد از نظر شکل تفاوت دارند. در بحث سهم نیرویی از برش پایه، در تراز پایین سازه (۳۰ درصد ارتفاع) و تراز بام مقادیر NDP کمتر از LSP است. سایر نتایج همانند نتایج قاب ۸ طبقه است.

در شکل (۱۳) مقایسه بین میانگین نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه برای NF و FF حاصل از NDP و LSP در دو سطح خطر MCE و DBE ارائه شده‌اند. مطالعه این شکل نشان می‌دهد که در نیمه میانی ارتفاع همواره نتیجه برای NDP برای FF و NF کمتر از LSP است (توزیع بار آیین‌نامه محافظه کارانه و دست بالاست). این نتیجه برای زلزله DBE نسبت به MCE محسوس‌تر است بنحویکه تغییر تراز خطر زلزله از DBE به MCE باعث می‌شود اختلاف بین الگوی NDP-NF و LSP کاهش یابد. در مقابل و در طبقات پایین سازه و بام متوسط الگوی NDP برای هر دو حالت FF و NF بزرگ‌تر از LSP است. این موضوع متأثر از تشدید اثرات P-delta و مشارکت مودهای بالاتر در رفتار غیرخطی است.

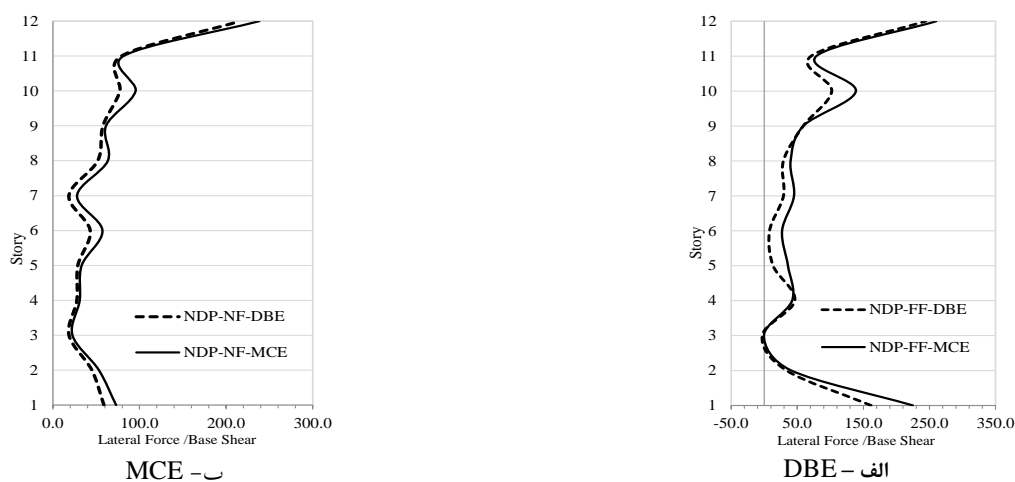


شکل ۱۲: مقایسه الگوی توزیع بار NDP و LSP حاصل از NF و FF برای سطح DBE و MCE در قاب ۱۲ طبقه



شکل ۱۳: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP و LSP به تفکیک سطوح خطر DBE و MCE برای NF و FF در قاب ۱۲ طبقه

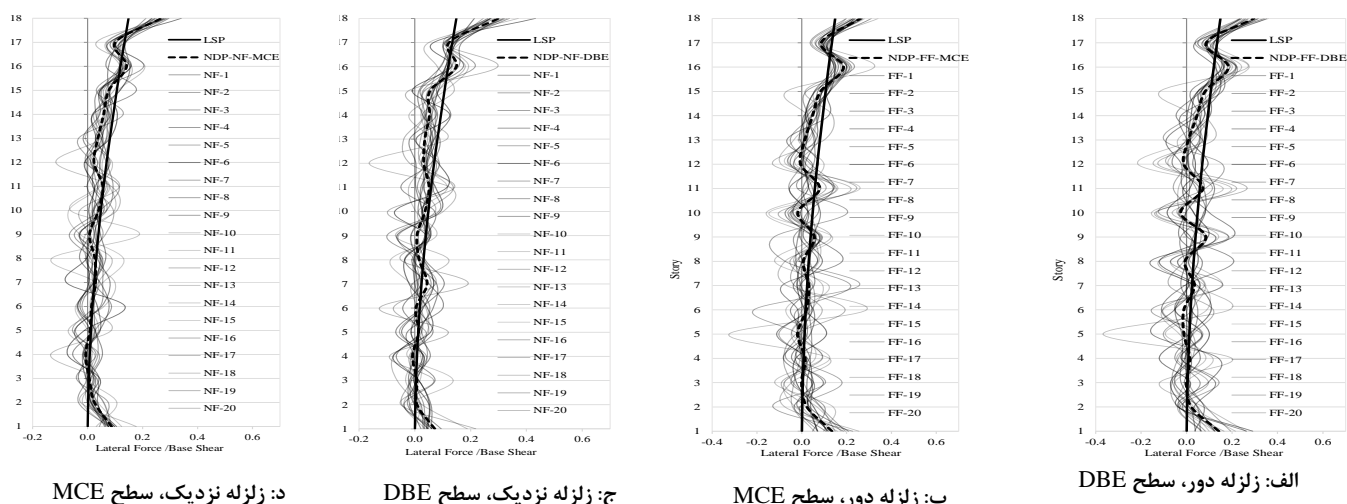
مشابه آنچه برای سازه‌های ۴ و ۸ طبقه انجام گرفت، در شکل (۱۴) تأثیر سطح خطر زلزله (اندازه غیرخطی شده سازه) بر الگوی توزیع بار واقعی ارزیابی شده است. ارزیابی اجمالی شکل (۱۴) نشان می‌دهد در سطح DBE، نیروی تراز طبقه NF در برخی طبقات بزرگ‌تر و در برخی کوچک‌تر از FF است (به جز طبقه اول). روند تغییرات در سطح MCE مشابه DBE است با این تفاوت اندازه نیروی هم‌پایه شده افزایش یافته است. ضمناً افزایش سطح خطر به تشدید اثر مودهای بالاتر حاصل از زلزله FF انجامید. پس در سازه ۱۲ طبقه نیز می‌توان نتیجه گرفت که اختلاف بین الگوی بار واقعی زلزله‌های دور و نزدیک گسل علاوه بر ارتفاع سازه تابع سطح خطر انتخابی نیز است. این موضوع می‌بایست در مطالعات و ارزیابی‌های تکمیلی بررسی گردد.



شکل ۱۴: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP و LSP به تفکیک سطوح خطر DBE و MCE برای NF و FF در قاب ۸ طبقه

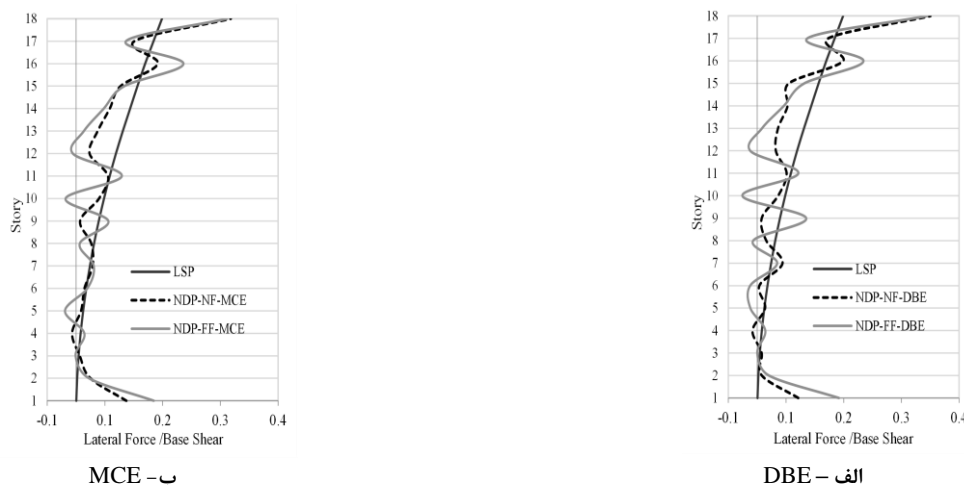
۴-۶- قاب ۱۸ طبقه

زمان تناوب تجربی محاسبه شده برای قاب سه دهانه ۱۸ طبقه با ارتفاع خالص ۷۲ متر از روی تراز پایه برابر ۲ ثانیه است. با توجه به ارتفاع سازه، این قاب نماینده دسته قاب‌هایی با ارتفاع بلند است. در شکل (۱۵)، الگوی توزیع بار برای ۲۰ شتاب‌نگاشت زلزله‌های دور و نزدیک گسل با سطح DBE و MCE همراه با الگوی توزیع بار بر اساس رابطه LSP، برای قاب ۱۸ طبقه فولادی خمشی ویژه نشان داده شده است. با توجه به اینکه طراحی سازه قاب ۱۸ طبقه بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی طیفی انجام شده است، با توجه به شکل (۱۵) همان‌گونه که مشاهده می‌شود، کماکان اختلاف زیادی بین الگوی بار واقعی و استاتیکی معادل در برخی از طبقات به‌ویژه تراز پایه و طبقه بام دیده می‌شود. به عبارتی این اختلاف به صورتی است که در نیمه تحتانی (به جز طبقه اول) نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP تقریباً با LSP هم‌خوانی داشته باشد؛ اما در نیمه فوقانی همچنان الگوی بار LSP محافظه‌کارانه است. البته اثر مودهای بالاتر باعث شده است در طبقات فوقانی مقادیر حاصل از NDP از LSP پیشی بگیرند.



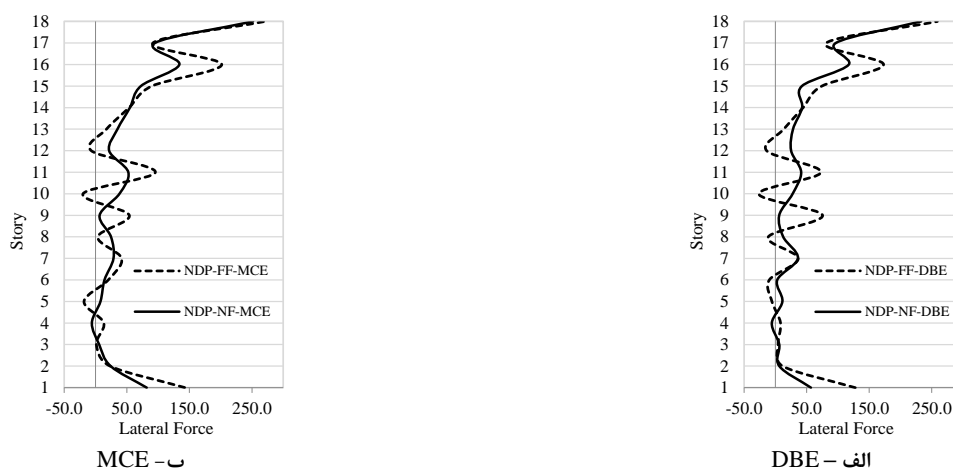
شکل ۱۵: مقایسه الگوی توزیع بار NDP و LSP حاصل از NF و FF برای سطح DBE و MCE در قاب ۱۸ طبقه

در شکل (۱۶) مقایسه بین میانگین نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه برای NF و FF حاصل از NDP و LSP در دو سطح خطر MCE و DBE ارائه شده‌اند. بررسی اجمالی این شکل نشان می‌دهد که در نیمه تحتانی (به جز طبقه اول) تقریباً مقادیر NDP و LSP بر هم منطبق‌اند. این نتیجه تقریباً مستقل از نوع رکورد است. در نیمه فوقانی (به جز طبقه ۱۶ و ۱۸) همواره نتیجه NDP برای NF و FF کمتر از LSP است. در نتیجه همچنان استفاده از الگوی بار آیین‌نامه در جهت اطمینان است. در این سازه نیز تغییر تراز خطر زلزله از DBE به MCE باعث می‌شود اختلاف بین الگوی NDP-NF و LSP کاهش یابد.



شکل ۱۶: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP و LSP به تفکیک سطوح خطر DBE و MCE برای NF و FF در قاب ۱۸ طبقه

در شکل (۱۷) تأثیر سطح خطر مورد بررسی قرار گرفته است. مطالعه شکل (۱۷) نشان می‌دهد در ۳۰٪ تحتانی تقریباً نتایج دو نوع رکورد بر هم منطبق است. در ۳۰٪ میانی سازه برخی طبقات FF و در برخی دیگر NF پیشی گرفته‌اند. دلیل این پدیده اینکه در زلزله‌های نزدیک مجموع انرژی زلزله در مدت‌زمان بسیار کوتاه به سازه وارد شده لذا موج وارده بر سازه فرصت کافی برای طی مسیر رفت و برگشت را ندارد و عمدتاً تلاقی هر دو موج رفت و برگشت در طبقات تحتانی واقع می‌گردد. این در حالی است که در زلزله‌های دور از گسل موج رفت و برگشت با در طبقات مختلف و متفاوتی باهم تلاقی پیدا می‌کنند.



شکل ۱۷: نیروی تراز طبقه هم‌پایه شده با برش پایه حاصل از NDP و LSP به تفکیک سطوح خطر DBE و MCE برای NF و FF در قاب ۱۸ طبقه

۵-۶- قاب ۸ طبقه بازطراحی شده

در این بخش قاب ۸ طبقه فولادی خمشی ویژه این تحقیق بر اساس الگوی بار حاصل از نتایج تحلیل غیرخطی تاریخچه زمانی تحت اثر زلزله‌های دور و نزدیک گسل در دو سطح DBE و MCE بازطراحی شده است. کلیه فرضیات طراحی از قبیل بارگذاری، شرایط لرزه‌خیزی، برش پایه، مقاومت مصالح، شکل مقاطع، نحوه مدل‌سازی و آیین‌نامه طراحی مشابه طرح اولیه انتخاب شده‌اند. در ادامه مقایسه نتایج مقاطع المان‌های سازه‌ای، دریافت طبقات و تنش‌ها، در طرح اولیه و بازطراحی شده به صورت کمی و کیفی نشان داده شده است. یکی از پارامترهای مورد ارزیابی تغییر در نسبت تنش المان‌ها است. همان‌طور که در جداول ۵ و ۶ نشان داده شده است، مقادیر تنش المان‌های سازه (تیرها و ستون‌ها) بازطراحی شده نسبت به تنش اعضای سازه مرجع که بر اساس الگوی آیین‌نامه‌ای طراحی شده‌اند، اعداد بزرگ‌تری به دست آمده است. میانگین افزایش تنش در تیرهای بازطراحی شده برای زلزله‌های دور در سطح DBE ۱۰ درصد است که این مقدار برای سطح MCE به ۲۰ درصد افزایش یافته است. همچنین برای زلزله‌های نزدیک در سطح DBE تقریباً برابر ۳۰ درصد است که این مقدار برای سطح MCE به ۲۰ درصد کاهش یافته است. بر اساس نتایج به دست آمده برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل در سطح DBE و مقایسه با LSP می‌توان گفت که زلزله‌های نزدیک گسل (نسبت به زلزله‌های دور از گسل) باعث افزایش تنش بیشتری در تیرها (تیرهای بازطراحی شده بر اساس LSP) شده است. همچنین در سطح MCE افزایش تنش برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل تقریباً بهم دیگر برابرند. ضمناً با توجه به مقادیر به دست آمده در جدول ۵ برای زلزله‌های دور در سطح DBE تنش در تیرهای تراز پایین سازه افزایش یافته است، اما در سطح MCE این قضیه برعکس بوده و تنش در تیرهای قسمت تراز بالای سازه افزایش یافته است. این پدیده نشان‌دهنده تشدید اثر مودهای بالا در مقابل افزایش سطح خطر زلزله‌های دور از گسل است. ضمناً نتیجه مذکور برای زلزله‌های نزدیک گسل برعکس زلزله‌های دور از گسل به دست آمده است که نشان می‌دهد برای سطح خطر DBE اثر مودهای بالا و برای سطح خطر MCE اثرات P-delta در زلزله‌های حوزه نزدیک پراهمیت می‌گردد. نتایج به دست آمده در این بخش با نتایج مراجع ۱۰ و ۱۳ الی ۱۵ همخوانی دارد.

جدول ۵: تغییرات نسبت تنش در تیرهای سازه بازطراحی شده نسبت به سازه اولیه، قاب ۸ طبقه خمشی ویژه، زلزله‌های FF و NF در دو سطح DBE و MCE

Story ID	طراحی اولیه		بازطراحی			
	LSP		$\frac{NDP}{LSP}$ for FF		$\frac{NDP}{LSP}$ for NF	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
8	0.83	0.73	1.06	1.25	1.4	1.1
7	0.97	0.73	1.06	1.39	1.4	1.3
6	0.77	0.66	1.17	1.42	1.6	1.1
5	0.88	0.61	0.97	1.27	1.3	1.1
4	0.89	0.73	1.03	1.11	1.3	1.3
3	0.78	0.84	1.16	1.19	1.1	1.3
2	0.78	0.79	1.16	1.05	1.1	1.3
1	0.75	0.72	1.14	1.05	1.0	1.3

با توجه به نتایج مندرج در جدول ۶ افزایش تنش در ستون‌های بازطراحی شده برای زلزله‌های دور در سطح DBE تقریباً برابر ۳۰ درصد است که این مقدار برای سطح MCE تغییری نداشته و همچنین برای زلزله‌های نزدیک در سطح DBE افزایش تنش تقریباً برابر ۳۰ درصد است که این مقدار برای سطح MCE به ۱۰ درصد کاهش یافته است. بر اساس نتایج به دست آمده برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل در سطح DBE و مقایسه با LSP می‌توان گفت که زلزله‌های نزدیک گسل (نسبت به زلزله‌های دور از گسل) باعث افزایش تنش بیشتری در ستون (ستون‌های بازطراحی شده بر اساس LSP) شده است. همچنین در سطح MCE افزایش تنش برای زلزله‌های نزدیک گسل تقریباً ۱۰ درصد بزرگ‌تر از زلزله‌های دور در سطح DBE است.

جدول ۶: تغییرات نسبت تنش در ستون‌های سازه بازطراحی شده نسبت به سازه اولیه، قاب ۸ طبقه خمشی ویژه، زلزله‌های FF و NF در دو سطح DBE و MCE

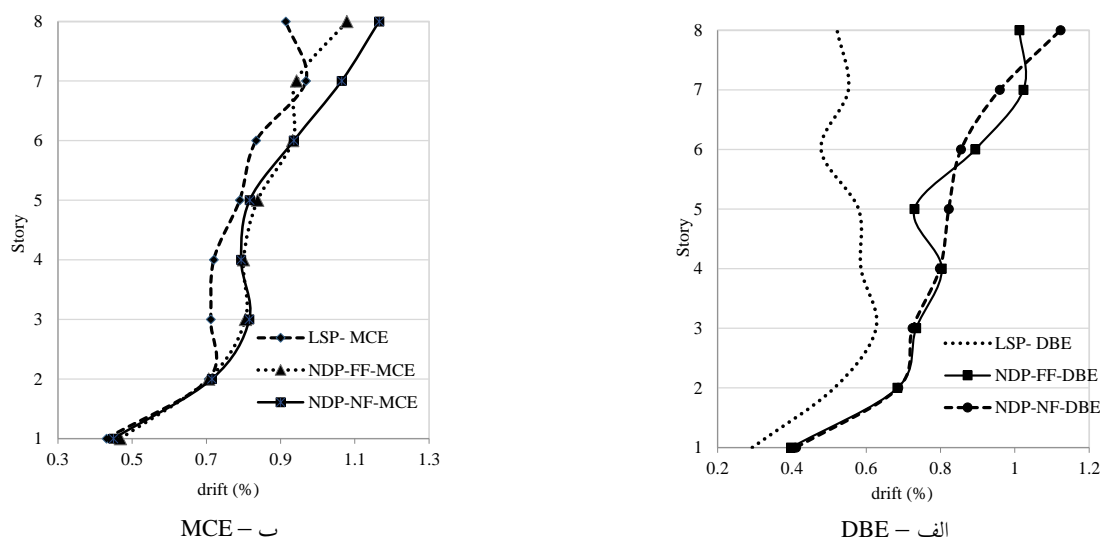
Story ID	طراحی اولیه		بازطراحی			
	LSP		$\frac{NDP}{LSP}$ for FF		$\frac{NDP}{LSP}$ for NF	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
8	0.83	0.73	1.48	1.19	1.76	1.19
7	0.97	0.73	1.33	0.91	1.51	1.06
6	0.77	0.66	1.61	1.05	1.70	1.27
5	0.88	0.61	1.00	1.12	1.12	1.22
4	0.89	0.73	1.37	1.09	1.10	1.18
3	0.78	0.84	1.03	1.02	1.13	1.12
2	0.78	0.79	1.29	0.97	1.13	0.88
1	0.75	0.72	1.29	0.97	1.13	0.88

مقایسه وزن سازه بازطراحی شده با سازه اولیه در اثر الگوی بار واقعی NF و FF یکی دیگر از اهداف این پژوهش است. این موضوع برای تیرها، ستون‌ها و کل سازه به تفکیک در جدول ۷ نمایش داده شده است. با توجه به جدول ۷ می‌توان اظهار نظر کرد که در سطح DBE و MCE زلزله‌های دور و نزدیک گسل سبب شد وزن المان‌های سازه‌ی ۸ طبقه نسبت به سازه اولیه افزایش یابد. در سطح DBE و MCE، به‌طور میانگین وزن سازه بازطراحی شده ۲۰ درصد بزرگ‌تر از سازه مرجع به دست آمده است. البته درصد افزایش وزن المان‌های سازه در زلزله NF کمتر از FF است. دلیل این پدیده این است که در طراحی قاب‌های خمشی در اثر بارگذاری استاتیکی عموماً طبقات فوقانی سازه نسبت تنش اعضا کوچک بوده و از مقاطع سبک استفاده می‌شود. در حالی که مطالعه نتایج بخش‌های قبل نشان داد در اثر افزایش سطح خطر زلزله FF میزان تأثیر مودهای بالاتر افزایش یافته و در نتیجه نیروی تراز طبقات فوقانی بزرگ‌تر از روش استاتیکی معادل به دست می‌آید. در نتیجه در طبقات فوقانی با افزایش وزن المان‌های سازه مواجه هستیم. در مقابل برای زلزله‌های NF با افزایش سطح خطر، تجمع تغییر شکل‌های غیرخطی بیشینه به پایین سازه منتقل شده و در نتیجه مقاطع مورد نیاز در این بخش از سازه افزایش می‌یابند. این نکته در طراحی سازه بروش الگوی بار استاتیکی در نظر گرفته نمی‌شود.

جدول ۷: مقایسه وزن المان‌های، قاب ۸ طبقه خمشی ویژه بازطراحی شده برای زلزله‌های دور و نزدیک گسل در دو سطح DBE و MCE

SECTION	طراحی اولیه		بازطراحی							
	LSP		NDP for FF		NDP for NF		NDP/LSP for FF		NDP/LSP for NF	
	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE	DBE	MCE
Column	15.71	16.99	20.21	21.18	19.01	20.8	1.29	1.25	1.21	1.22
Beam	8.02	9.33	10.22	11.03	9.56	10.61	1.27	1.18	1.19	1.14
total	23.7	26.3	30.4	32.2	28.6	31.4	1.28	1.22	1.21	1.19

تأثیر بازطراحی سازه به کمک الگوی بار واقعی بر توزیع دررفت از دیگر اهداف این مقاله است. این موضوع برای دو سطح خطر DBE و MCE در شکل (۱۸) نمایش داده شده است. مطالعه شکل (۱۸) نشان می‌دهد که دررفت غیرخطی سازه بازطراحی شده همواره بزرگ‌تر از دررفت خطی است. همچنین با افزایش تراز زلزله، مقادیر خطی و غیرخطی به هم نزدیک می‌شوند؛ زیرا با افزایش تراز زلزله، اندازه رفتار غیرخطی افزایش یافته و در نتیجه سازه نرم‌تر می‌شود. بدیهی است که طبق قانون تساوی تغییر مکان برای سازه‌های نرم، بیشینه تغییر شکل خطی و غیرخطی نزدیک به هم به دست می‌آید.



شکل ۱۸: توزیع دررفت طبقات در سازه ۸ طبقه بازطراحی شده در دو حالت FF و NF به تفکیک برای دو سطح DBE و MCE و مقایسه آن با LSP

۶-۵-۱- خلاصه نتایج قاب ۸ طبقه بازطراحی شده

در طراحی قاب‌های خمشی در اثر بارگذاری استاتیکی عموماً طبقات فوقانی سازه نسبت تنش اعضا کوچک بوده و از مقاطع سبک استفاده می‌شود. در حالی که مطالعه نتایج زلزله دور نشان داد در اثر افزایش سطح خطر زلزله، میزان تأثیر مودهای بالاتر افزایش یافته و در نتیجه نیروی تراز طبقات فوقانی بزرگ‌تر از روش استاتیکی معادل به دست می‌آید. پس در طبقات فوقانی وزن المان‌های سازه نسبت به سازه مبنا افزایش می‌یابد. در مقابل برای زلزله‌های نزدیک گسل با افزایش سطح خطر، تجمع تغییر شکل‌های غیرخطی بیشینه به پایین سازه منتقل شده و در نتیجه مقاطع موردنیاز در نیمه تحتانی سازه افزایش می‌یابند. این نکته در طراحی سازه بروش الگوی بار استاتیکی در نظر گرفته نمی‌شود. از منظر دررفت، همواره مقادیر حاصل از روش غیرخطی در سازه بازطراحی شده بزرگ‌تر از مقدار خطی است؛ اما با افزایش نیاز غیرخطی (افزایش سطح خطر) از آنجاکه سازه نرم‌تر می‌شود، قانون تساوی تغییر مکان برقرار شده و در نتیجه مقادیر دررفت خطی و غیرخطی به هم نزدیک می‌شوند.

۷- نتیجه گیری

در طراحی های رایج، استفاده از الگوی توزیع بار در ارتفاع مبتنی بر رفتار خطی (استاتیکی و دینامیکی) مرسوم است. این در حالی که است که خلال رفتار غیرخطی الگوی توزیع بار واقعی با آنچه در کدهای لرزه ای آمده است تفاوت دارد. در این زمینه تأثیر نوع رکورد زلزله (دور یا نزدیک گسل) و اندازه رفتار غیرخطی (تراز سطح خطر) دو محور مهم و اساسی است. البته عواملی همچون ارتفاع، نوع سیستم مقاوم جانبی و تعداد دهانه نیز مؤثرند. به همین دلیل در این پژوهش میانگین نیروی تراز طبقه هم پایه شده با برش پایه برای سازه های ۴، ۸، ۱۲ و ۱۸ طبقه به روش تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی (۲۰ رکورد دور و ۲۰ رکورد نزدیک گسل) و در دو سطح خطر طراحی (DBE) و بیشینه محتمل (MCE) محاسبه گردید. سپس مقایسه نتایج با الگوی بار آیین نامه انجام گرفته و در نهایت سازه ۸ طبقه به عنوان نمونه در برابر الگوی بار واقعی بازطراحی گردید. در این بین تأثیر الگوی بار واقعی بر مواردی همچون نسبت تنش اعضا، وزن سازه و اجزا و توزیع دررفت در سازه بازطراحی شده بررسی گردید. ارزیابی نتایج به دست آمده در حوزه مدل ها و فرضیات این پژوهش عبارتند از:

۱- مقایسه الگوی بار حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با الگوی بار آیین نامه ۲۸۰۰ و برایش ۴ نشان می دهد الگوی توزیع بار در ارتفاع بر اساس آیین نامه ۲۸۰۰ با الگوی به دست آمده بر اساس نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی متفاوت است. این تفاوت متأثر از مشارکت مودهای بالاتر، نوع رکورد، اندازه رفتار غیرخطی قابل انتظار و البته ارتفاع سازه است.

۲- در تمامی قاب های مورد مطالعه، در تراز طبقه اول و بام مقدار نیروی محاسبه شده بر اساس رابطه آیین نامه ۲۸۰۰ ایران از مقدار نیروی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی (نتایج حاصل از زلزله های دور و نزدیک گسل در دو سطح DBE و MCE) کمتر است. پس می توان نتیجه گرفت که رابطه آیین نامه ۲۸۰۰ ایران تخمین دست پائینی از سهم نیروی لرزه ای در تراز مذکور را دارد.

۳- در تراز طبقات میانی (طبقه دوم تا تراز طبقه قبل از تراز طبقه بام) مقدار نیروی محاسبه شده بر اساس رابطه آیین نامه ۲۸۰۰ ایران از مقدار نیروی حاصل از تحلیل دینامیکی غیرخطی (حاصل از زلزله های دور و نزدیک گسل در دو سطح DBE و MCE) بزرگ تر است. پس می توان نتیجه گرفت که رابطه آیین نامه ۲۸۰۰ ایران تخمین دست بالا و محافظه کارانه ای از سهم نیروی لرزه ای در تراز مذکور را دارد.

۴- شکل الگوی توزیع بار در ارتفاع حاصل از تحلیل غیرخطی در سازه های کوتاه تقریباً خطی و منطبق بر الگوی توزیع بار آیین نامه است. با افزایش ارتفاع و البته سطح خطر زلزله، به دلیل مشارکت مدهای بالا از شکل خطی خارج شده و روند تغییرات آن تابع نوع رکورد (دور و یا نزدیک گسل) است.

مراجع

- [1] Code 2800.; "Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings"; Third Revision, Building and Housing Research Center, Iran (in persian) (2015).
- [2]. Zahiri-Hashemi, R. (2013) . *Proposed new seismic lateral load pattern over height braced steel structures restrained in inelastic behaviour effect*, Ph.D. dissertation, Semnan University. (In Persian)
- [3]. Chopra, A. K. (2001), *Dynamic of Structures: Theory and applications to earthquake engineering*, 2nd edition, Prentice Hall Inc. London.
- [4]. Lee, S. S. and Goel, S. C. (2001). Performance based seismic design of structures using target drift and yield mechanism, *US-Japan Seminar on Advanced stability and Seismicity Concept for Performance Based Design of Steel and Composite Structures*, Kyoto, Japan.
- [5]. Deguchi, Y. Kawashima, T. Yamanari, M. and Ogawa, K. (2008), Seismic design load distribution in steel frame, *14th World Conference on Earthquake Engineering*, Beijing, China.
- [6]. Karami Mohammadi, R. (2001), *Optimum Distribution of Dynamic Characteristics within the Structure to Reduce Seismic Damage*, Ph.D. dissertation, Sharif University of Technology. (In Persian)
- [7] Moghaddam, H. Hosseini Gelekolai, S. M. Hajirasouliha, I. and Tajali, F. (2012), Evaluation of various proposed lateral load patterns for seismic design of steel moment resisting frames, *15th World Conference on Earthquake Engineering*, September 24-28, 2012, Lisbon, Portugal.
- [8] Zahiri-Hashemi, R. Kheyroddin, A. (2014). Effect of inelastic behavior on the code-based seismic lateral force pattern of buckling restrained braced frames, *Arabian Journal for Science and Engineering*, 39(12), pp. 8525-8536.

- [9] FEMA (2000); *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 356. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [10] Gerami, M. Abdolazadeh, D. (2015). Vulnerability of steel moment-resisting frames under effects of forward directivity, *Struct. Design Tall Spec. Build.* 24(2), pp.97-122.
- [11] Karami Mohammadi, R. and Sharghi, A. (2014). Seismic design of SMRF structures using different load patterns and their comparison with the optimum design, *Journal of Omran-e-Modares*, 14(1), pp.73-84. (In Persian)
- [12] Mahmoodi Sahebi, M. and Fegheh Mineh, M. (2015). Altitudinal distribution pattern of earthquake load for moment resisting frames considering nonlinear behavior of Members. *Journal of Consideration and Structure Engineering*, Iran Society of Structure Engineers, 2(4), pp.62-75. (In Persian)
- [13] Gerami, M. Siahpolo, N. and Vahdani, Reza. (2014). Capability Evaluation of pushover methods in estimating inelastic demands of SMRF under Near Field Earthquake. *Journal of Iran Society of Civil Engineering (ASAS)*, 16(37), pp.41-52. (In Persian)
- [14] Gerami, M. Siahpolo, N. and Vahdani, Reza. (2014). Evaluation of prevaten and adaaptive pushover methods in estimating inelastic demands of SMRFs under near field earthquake with higher mode effect. *Journal Civil Engineering Association*, 2(4), pp.131-145. (In Persian)
- [15] Gerami, M. Siahpolo, N. and Vahdani, Reza. (2015). Consideration of higher modes and MDOF effects on strength reduction factor of elastoplastic structures under ordinary and near-fault ground motions: modification factors. *Ain Shams Eng J*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.asej.2015.08.015>.
- [16] Computers and Structures, Inc. Etabs2015 (Ver. 15.0.0)—extended 3D analysis of building systems, nonlinear, Berkeley, California 94704, USA.
- [17] ANSI/AISC 360-10. *Specification for structural steel buildings*. American Institute of Steel Construction, INC, Chicago, Illinois 60601-1802; 2010.
- [18] McKenna, F. and Fenves, G. *Open System for Earthquake Engineering Simulation*. University of California, Berkeley. <http://opensees.berkeley.edu>, 2000.
- [19] Pacific Earthquake Engineering Research Centre (PEER). Strong ground motion database 2006, <http://peer.berkeley.edu/>
- [20] Gupta, A. and Krawinkler, H.; "Seismic demands for the performance evaluation of steel moment resisting frame structures"; Stanford University (1999).
- [21] Siahpolo, N. (2015). Effect of near fault earthquakes on predicting seismic demands of SMRFs considering higher mode and MDOF effects", Ph.D. dissertation, Semnan University. (In Persian)