

ارزیابی تأثیر اعمال هم‌زمان مؤلفه افقی و قائم زلزله بر رفتار لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی فولادی با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی

مهرداد طالب زاده زاویه^۱، حمید صابری^{۲*}، وحید صابری^۳، امین مشتاق^۴

۱- دانشجوی کارشناسی ارشد زلزله، دانشکده عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

۲- استادیار، دانشکده عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

۳- استادیار، دانشکده عمران، گروه مهندسی عمران، دانشگاه ایوانکی، سمنان، ایران

۴- مربی، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه گرمسار، سمنان، ایران

چکیده

در تحلیل‌های دینامیکی سازه‌ها، مؤلفه قائم زلزله می‌تواند تأثیر قابل توجهی بر رفتار لرزه‌ای انواع سیستم‌های سازه‌ای داشته باشد. اعمال مؤلفه قائم زلزله می‌تواند با افزایش نیروی محوری در ستون‌ها، باعث بروز خرابی در ستون‌ها و نهایتاً شکست کلی سازه شود. در زلزله‌های نزدیک به گسل که مؤلفه قائم بزرگی دارند، تأثیر مؤلفه قائم بارزتر است. با این وجود، همچنان در بسیاری از تحلیل‌های تاریخچه‌زمانی که روی سیستم‌های سازه‌ای انجام می‌شود، از تأثیرات مؤلفه قائم زلزله صرف‌نظر می‌شود. این موضوع می‌تواند نتایجی را در خلاف جهت اطمینان به همراه داشته باشد. در این مقاله، میزان تأثیر اعمال هم‌زمان مؤلفه قائم و افقی زلزله بر نیاز تغییرمکان غیرارتجاعی و نیز نیروی محوری ستون‌ها در سازه‌های قاب خمشی فولادی از طریق انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی روی ۳ قاب نمونه با پیکربندی‌های منظم و نامنظم در ارتفاع، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. برای این منظور، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی با استفاده از یک مجموعه ده‌تایی از رکوردهای نزدیک به گسل، یک بار بدون لحاظ مؤلفه قائم و بار دیگر به صورت اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه افقی و قائم انجام شده و نتایج به دست آمده برای این دو حالت، مورد مقایسه قرار می‌گیرند. نتایج حاصل از تحلیل‌ها نشان می‌دهد که اعمال مؤلفه قائم زلزله به طور میانگین نیاز تغییرمکانی قاب‌های خمشی نامنظم را در حدود ۱۰ درصد افزایش می‌دهد. این میزان افزایش برای قاب منظم حدود ۳ درصد است. همچنین مشخص شد که اعمال مؤلفه قائم زلزله‌های نزدیک به گسل باعث افزایش دوبرابری نیروی محوری ستون‌ها می‌گردد.

کلمات کلیدی: مؤلفه قائم زلزله، قاب خمشی فولادی، نامنظمی در ارتفاع، تحلیل دینامیکی افزایشی

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
10.22065/JSCE.2018.96337.1302		چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
doi:	10.22065/JSCE.2018.96337.1302	۱۳۹۸/۰۴/۰۱	۱۳۹۶/۱۰/۱۲	۱۳۹۶/۱۰/۱۲	۱۳۹۶/۰۹/۲۶	۱۳۹۶/۰۶/۰۳
				حمید صابری		*نویسنده مسئول:
				Saberi.hamid@gmail.com		پست الکترونیکی:

Investigation of Ground Motion Vertical and Horizontal Component Effects on the IDA Curves for the Regular and Irregular Steel Moment Frames

Mehrdad talebzade¹, Hamid saberi^{2*}, Vahid saberi³, Amin moshtagh⁴

1- M.Sc. Student in Earthquake Engineering, Faculty of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

2- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

3- Assistant Professor, Faculty of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

4- Instructor, Faculty of Civil Engineering, University of Garmsar, Semnan, Iran

ABSTRACT

The effect of seismic vertical components on the seismic behavior of structural systems can be considerable. The vertical component of ground motion records can cause the brittle collapse of columns resulting in global collapse of structures. This effect is more crucial for near fault ground motions with larger vertical accelerations. Nevertheless, the effect of seismic vertical excitations is neglected in time-history analysis procedures on common structural systems. This may result in unconservative results in dynamic analyses. Therefore, it is very important to evaluate the damaging effects of vertical component of seismic excitations. In this paper, the effect of vertical excitations on the seismic response of steel moment frames with regular and irregular configurations along the height. Incremental dynamic analysis is employed to consider the effect of seismic excitations with various intensities. In IDA analysis, the seismic loads are applied to the structures with increasing intensities. In this paper, the seismic loads are applied to the structures in two manners, once considering only the horizontal component and secondly considering vertical and horizontal components simultaneously. The IDA curves are compared for two cases to find the effect of vertical excitations on global seismic demands. Also, the evaluations are made separately for regular and irregular frames to find the effect of vertical irregularity. The observed results revealed that the vertical components may increase the nonlinear displacements, especially for large intensities. The investigations demonstrate that the increase of column axial forces causes brittle buckling of columns and expedites the formation of plastic hinges leading to global collapse of structure. In irregular frames with soft stories, the buckling of slender columns is more crucial than regular structures. Therefore, it is suggested that the vertical components are considered for analyzing steel moment frame structures against near fault ground motions.

ARTICLE INFO

Received: 25/08/2017

Revised: 17/12/2017

Accepted: 02/01/2018

Keywords:

Seismic vertical component, Steel moment frame, Incremental dynamic analysis, Vertical irregularity, Seismic behavior.

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: 10.22065/JSCE.2018.96337.1302

*Corresponding author: Hamid saberi
Email address: Saberi.hamid@gmail.com

۱- مقدمه

در دهه‌های اخیر، پیامدهای مخرب حاصل از زلزله‌های نزدیک به گسل پژوهشگران را بر آن داشته است تا با انجام تحقیقات گسترده پیرامون نحوه‌ی تأثیرگذاری این نوع از تحریکات لرزه‌ای، در پی یافتن راهکارهایی جهت کاهش آسیب‌پذیری سازه‌ها در مقابل زلزله‌های نزدیک به گسل برآیند [۱]. یکی از روشهای متداول جهت برآورد پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای، استفاده از تحلیل‌های کامپیوتری و مدل‌سازی‌های عددی می‌باشد. این روش با پیشرفت علوم کامپیوتری و توسعه صنعت ساخت‌افزار به سرعت رشد نمود و در حال حاضر امکان انجام پیچیده‌ترین تحلیل‌های سازه طی زمان کوتاهی امکان‌پذیر شده است. با توجه به اینکه یکی از مشخصه‌های مهم زلزله‌های نزدیک به گسل دارا بودن مؤلفه قائم قابل ملاحظه می‌باشد، بنابراین به نظر می‌رسد لحاظ این مؤلفه از بار لرزه‌ای در برآورد پاسخ واقعی سیستم‌های سازه‌ای در مقابل تحریکات حوزه‌ی نزدیک به گسل حائز اهمیت باشد [۲]. در این مقاله، تأثیر اعمال مؤلفه قائم زلزله‌های نزدیک به گسل بر نیاز تغییرمکانی و نیز نیاز نیروی محوری در ستون‌های قاب‌های خمشی منظم و نامنظم در ارتفاع از طریق انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار می‌گیرد تا مشخص شود که اعمال مؤلفه قائم زلزله تا چه میزان باعث تغییر در پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی می‌شود. برای رسیدن به این هدف، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی با استفاده از ۱۰ رکورد شناخته‌شده در حوزه‌ی نزدیک به گسل که دارای مؤلفه قائم شدید می‌باشند در دو حالت مختلف انجام شده و از مقایسه‌ی نتایج این دو حالت، میزان تأثیرگذاری مؤلفه قائم بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها برآورد گردیده است. برای این منظور، تحلیل‌های دینامیکی یک بار بدون لحاظ مؤلفه قائم و بار دیگر به صورت اعمال هم‌زمان مؤلفه افقی و قائم زلزله انجام شده و پارامترهای نیاز لرزه‌ای سازه‌ها در این دو حالت مورد مقایسه قرار می‌گیرد. این فرآیند یک بار برای قاب نمونه ۱۲ طبقه منظم و بار دیگر برای دو قاب ۱۲ طبقه نامنظم تکرار می‌شود، تا اثر وجود طبقه نرم (ستون‌های بلند) بر میزان تأثیرگذاری مؤلفه قائم زلزله نیز ارزیابی شود. در ادامه به پیشینه نظری تحقیقات انجام شده پیرامون اثر مؤلفه قائم زلزله پرداخته می‌شود و سپس با تشریح مراحل انجام تحقیق به ارائه نتایج و جمع‌بندی آنها پرداخته می‌شود.

۲- پیشینه نظری تحقیق

بررسی و مطالعه اثرات حرکات زمین در حوزه نزدیک بر سازه‌هایی که در مجاورت این گونه زمین‌لرزه‌ها قرار گرفته‌اند، از موضوعات تحقیقاتی مورد توجه و مطرح در سال‌های اخیر بوده است، به همین دلیل با انجام مطالعات و تحقیقات مستمر آیین‌نامه‌های مختلف در حال تکمیل و تصحیح قرار گرفته‌اند [۳]. در حوزه نزدیک به گسل، مؤلفه افقی عمود بر گسل بیشترین اثر را در پاسخ سازه‌ها دارد و اثر این مؤلفه غالب بر مؤلفه افقی موازی با گسل و مؤلفه قائم به سطح زمین است [۴]. اما در برخی موارد نیز ممکن است ارتعاش قائم بر سطح زمین در نواحی نزدیک به گسل اهمیت یابد. در این حالت، مؤلفه‌ی قائم به سطح زمین نیز باید در تحلیل و طراحی سازه‌ها مورد توجه قرار گیرند [۵]. مطالعه مؤلفه قائم زلزله در حوزه نزدیک نشان می‌دهد کوتاه بودن پیوند ارتعاش قائم سازه‌ها، باعث آسیب‌پذیری آن‌ها در برابر امواج فرکانس بالای مؤلفه قائم زلزله می‌شود [۶]. علاوه بر تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر المان‌های سازه‌ای، این مؤلفه زلزله می‌تواند آثار مخرب دیگری را به همراه داشته باشد. به عنوان مثال، برای آویزه‌هایی که از سقف آویزان هستند، اثر مؤلفه قائم زلزله می‌تواند اثر تخریبی قابل توجهی داشته باشد [۷].

بزرگ‌نیا با اندازه‌گیری فرکانس قائم ۱۲ ساختمان نشان داد که پیوند اصلی قائم این ساختمان‌ها بین ۰/۰۷۶۰ تا ۰/۲۶ ثانیه است [۶]. همچنین، کلایر و الناشای در سال ۲۰۰۱ پیوند اصلی قائم ۴ قاب ساختمانی را حدود ۰/۰۷ تا ۰/۰۷ ثانیه به دست آوردند [۸]. این مقادیر نشان می‌دهد که دوره تناوب قائم ساختمان‌ها معمولاً کوتاه است و دقیقاً نزدیک به فرکانس ارتعاشات قائم بر سطح زمین در زلزله‌های نزدیک به گسل است. همین عامل می‌تواند باعث بروز پدیده‌ی هم‌نوایی در ارتعاشات قائم زلزله و بروز آسیب به سازه گردد. مؤلفه قائم زلزله علاوه بر اینکه می‌تواند باعث خستگی کم‌چرخه در اتصالات شود، درعین‌حال با افزایش نیروی محوری ستون‌ها موجبات شکست طرد در این المان‌ها را فراهم آورده و تخریب کلی سازه را موجب می‌شود [۹]. با جمع‌بندی مسائل ذکر شده می‌توان دریافت که تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله‌های نزدیک به گسل بر پاسخ لرزه‌ای سیستم‌های سازه‌ای می‌تواند حائز اهمیت باشد.

به طور معمول اثر تخریبی مؤلفه‌ی قائم زلزله نسبت به مؤلفه‌ی افقی آن کمتر است. با این دیدگاه، در بسیاری از موارد از اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله روی پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها صرف نظر می‌شود. دلیل ناچیز فرض نمودن اثر مؤلفه‌ی قائم نسبت به مؤلفه‌ی افقی این است که اغلب دامنه‌ی تحریکات مؤلفه‌ی قائم نسبت به مؤلفه‌ی افقی کمتر است و از طرف دیگر سختی و مقاومت سازه در راستای قائم بسیار بیشتر از سختی و مقاومت در راستای جانبی می‌باشد. با دنبال نمودن این استنباط نه-چندان دقیق، آیین‌نامه‌های لرزه‌ای در طراحی سازه‌ها توجه کمتری به تأثیر مؤلفه‌ی قائم داشته‌اند. تنها در برخی موارد خاص نظیر دهانه‌های بلند و یا سازه‌های پیش‌تنیده به اثرات مؤلفه‌ی قائم توجه صورت گرفته است [۱۰]. علیرغم توجه اندکی که آیین‌نامه‌ها به مقوله تأثیر مؤلفه‌ی قائم بر رفتار سازه‌ها تحت بارهای زلزله داشته‌اند، تجربیات حاصل از مطالعه‌ی الگوهای خرابی‌های حاصل از زلزله‌های سال‌های گذشته، شامل زلزله ۱۹۸۹ لوما پریه‌تا، زلزله ۱۹۹۴ نورث‌ریج، زلزله ۱۹۹۵ کوبه ژاپن، زلزله ۱۹۹۹ چی‌چی تایوان و زلزله ۲۰۱۱ کریست چرچ (که شتاب مؤلفه‌ی قائم آن برابر ۲/۲ برابر گرانث زمین ثبت شد)، بیانگر تأثیر قابل توجه مؤلفه‌ی قائم زلزله بر خرابی‌های ساختمان‌ها به‌ویژه تحت زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک به گسل می‌باشد. بنابراین نمی‌توان به آسانی از تأثیرات مؤلفه‌ی قائم زلزله در طراحی سازه‌ها صرف نظر نمود [۹].

مطالعات گسترده‌ای که توسط محققین به تازگی انجام شده نشان داده است که در بسیاری از مودهای خرابی خمشی، کششی و فشاری در اجزای سازه‌ای اثر نیروهای محوری بزرگ حاصل از بارهای قائم زلزله آشکار است [۱۱]. به‌عنوان مثال، در ساختمان‌های فولادی، خستگی‌های شدید تحت چرخه‌های اندک بارگذاری در اتصالات می‌تواند ناشی از تأثیرات مؤلفه‌ی قائم در این اجزای سازه‌ای باشد. در ساختمان‌های بتنی نیز اثر مؤلفه‌ی قائم زلزله می‌تواند به کاهش نیروی فشاری در ستون منجر شود که این عامل به کاهش ظرفیت خمشی ستون‌ها و نهایتاً رفتار غیرشکل‌پذیر و شکست آن‌ها منجر می‌شود.

از دیدگاه دیگر، با توجه به سازوکارهای تولیدکننده‌ی میرایی در سازه‌ها، میزان میرایی برای ارتعاش در راستای قائم بسیار کمتر از میرایی نوسانات افقی سازه است [۶]. از سویی دیگر، سختی زیاد سازه‌ها در راستای قائم (که عمدتاً وابسته به سختی محوری ستون‌ها است)، باعث می‌شود فرکانس نوسانات سازه در راستای قائم بسیار بزرگ باشد و رفت‌وبرگشت‌های زیاد باعث ایجاد خستگی در اجزای سازه‌ای شود. به‌طور مثال در ساختمان‌های بتنی، پیوند ارتعاش سازه در راستای قائم بین ۰/۰۵ تا ۰/۲۵ ثانیه می‌باشد و تغییر در ارتفاع سازه و یا تغییر در سختی افقی سازه تأثیر چندانی بر آن ندارد [۱۸]. از آنجایی که طیف فرکانسی مذکور منطبق بر بازه‌ی فرکانسی فعال مؤلفه‌ی قائم زلزله‌ها است، امکان رخداد پدیده‌ی هم‌نوبی (رزونانس) برای ارتعاش در این راستا کم نیست [۱۲].

مقدار PGA قائم در زلزله‌های نزدیک به گسل با استفاده از روابط کاهندگی بر اساس بزرگا و فاصله تخمین زده می‌شود. در نواحی نزدیک به گسل موج‌های S و V تقریباً به‌طور هم‌زمان به پای سازه می‌رسند. فاصله‌ی زمانی بین رسیدن این دو موج بسته به فاصله چشمه لرزه‌زا [۱۳] از سازه متغیر است [۴۸]. بر اساس تئوری انتشار امواج زلزله، امواج P (موج طولی) عمدتاً باعث ارتعاشات قائم زلزله با فرکانس بالا و امواج S (برشی) عمدتاً موجب ارتعاشات افقی با فرکانس پایین می‌شوند. بنابراین، در فواصل نزدیک به گسل که امواج S و P به‌طور هم‌زمان وجود دارند، بررسی تأثیرات مؤلفه‌ی قائم اهمیت بیشتری دارد.

تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله بر المان‌های سازه‌ای مختلف تفاوت دارد. ستون‌ها که وظیفه‌ی اصلی آن‌ها باربری در راستای قائم است، بیشترین تأثیرپذیری را از مؤلفه‌ی قائم زلزله دارند. همچنین، تیرهای دهانه بلند و کلیه اعضای که بار در راستای گرانث را تحمل می‌کنند، تحت تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله قرار می‌گیرند. البته، با توجه به اینکه مؤلفه‌ی قائم زلزله باعث تغییر در پاسخ کلی سیستم سازه‌ای می‌شود می‌توان گفت تقریباً تمامی اجزای سازه‌ای تحت تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله قرار دارند [۱۴].

در رابطه با تأثیرات مخرب مؤلفه‌ی قائم بر رفتار لرزه‌ای ستون‌ها باید به این نکته اشاره نمود که ستون‌های گوشه کمتر از ستون‌های داخلی قاب‌ها تحت تأثیر مؤلفه‌ی قائم قرار می‌گیرند. نیروی محوری ستون‌های گوشه عمدتاً تحت مؤلفه‌ی افقی بار زلزله و به سبب عمل کنسولی (مقابله با واژگونی سازه) افزایش می‌یابد. با توجه به اینکه تأثیر لنگر واژگونی بر ستون‌های داخلی کمتر است و از طرف دیگر میزان بار گرانثی آن‌ها نسبت به ستون‌های گوشه بیشتر است، لذا افزایش نیروی محوری ستون‌های داخلی نسبت به ستون‌های گوشه تحت مؤلفه‌ی قائم زلزله بیشتر است. همچنین، با توجه به مشخصات مود اول رفتار ارتعاشی سازه در راستای قائم، ستون‌های طبقات بالایی بیشتر از ستون‌های طبقات پایینی تحت شتاب‌های قائم زلزله قرار می‌گیرند. به‌عبارت‌دیگر، تغییرات نیروی محوری در ستون‌های طبقات بالا بیش از تغییرات نیروی محوری در ستون‌های پایینی است [۱۵].

در رابطه با تیرها نیز وضعیت مشابهی وجود دارد. تیرهایی که سطح بارگیر کمتری دارند و در باربری لرزه‌ای افقی هم سهم کمتری دارند، کمتر تحت تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله قرار می‌گیرند. به‌طور کلی تیرهایی که دارای دهانه بلندتر باشند و در طبقات بالایی و دهانه‌های میانی واقع شوند، بیشتر تحت تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله قرار می‌گیرند. هرچند، تأثیرپذیری تیرهایی که دارای دهانه کوتاه تا متوسط هستند نسبت به مؤلفه قائم زلزله در حدی نیست که خطر فروریزش کلی سازه را به همراه داشته باشد؛ بنابراین به‌طور خلاصه می‌توان گفت تأثیر مؤلفه‌ی قائم زلزله بر قاب‌های خمشی فولادی عمدتاً به موارد زیر مرتبط می‌شود:

۱- افزایش نیروی محوری ستون‌ها و طرد شدن رفتار آن‌ها در اثر کمناش

۲- افزایش لنگر در تیرهای دهانه میانی و تیرهای دهانه بلند

۳- خستگی اتصالات در اثر چرخه‌های متعدد ارتعاش قائم

اثر مؤلفه قائم در استاندارد ۲۸۰۰ ایران تنها برای طراحی دهانه‌های بزرگ و طره‌ها مورد توجه قرار گرفته است. آیین‌نامه‌ی طراحی سازه‌ی کالیفرنیا [۱۶] بیان می‌دارد که لحاظ اثر مؤلفه قائم باید در تحلیل و طراحی تقریباً تمام اجزای سازه‌ای مدنظر قرار گیرد. در عین حال، آیین‌نامه‌های [۱۷] ASCE 41-06 و [۱۸] ASCE 07-10 بیان می‌دارند که اثر مؤلفه‌ی قائم تنها در سازه‌هایی باید در نظر گرفته شود که دارای دهانه‌ی بلند یا المان‌های پیش‌تنیده باشند یا اینکه میزان بار ثقلی در آن‌ها قابل توجه باشد. در این مقاله، به این موضوع پرداخته می‌شود که تأثیر لحاظ مؤلفه قائم زلزله بر نیاز تغییرمکان غیرارتجاعی قاب‌های خمشی و نیز تقاضای نیروی محوری در ستون‌ها به چه میزان می‌باشد و اثر وجود طبقه نرم بر این پدیده تا چه میزان اهمیت دارد.

۳- روش تحقیق

در این مقاله، برای ارزیابی تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر پاسخ سازه‌های قاب خمشی مراحل زیر دنبال می‌شود:

۱- انتخاب ۳ قاب نمونه ۱۲ طبقه با پیکربندی‌های منظم و نامنظم در ارتفاع

۲- انتخاب ۱۰ رکورد نزدیک به گسل با مؤلفه قائم شدید

۳- انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای قاب‌های نمونه تحت هر یک از رکوردهای انتخابی در دو حالت:

(الف) اعمال مؤلفه افقی رکورد زلزله به تنهایی

(ب) اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه زلزله

۴- مقایسه نتایج تحلیل‌های حالت (الف) و (ب) در گام قبلی برای دو پارامتر پاسخ لرزه‌ای: (الف) نیاز حداکثر تغییرمکان نسبی

طبقات و (ب) حداکثر نیروی محوری ستون‌ها

۵- مقایسه نتایج به دست آمده برای سازه‌های منظم و نامنظم جهت ارزیابی تأثیر طبقه نرم بر آیب‌پذیری سازه‌ها تحت مؤلفه قائم

زلزله

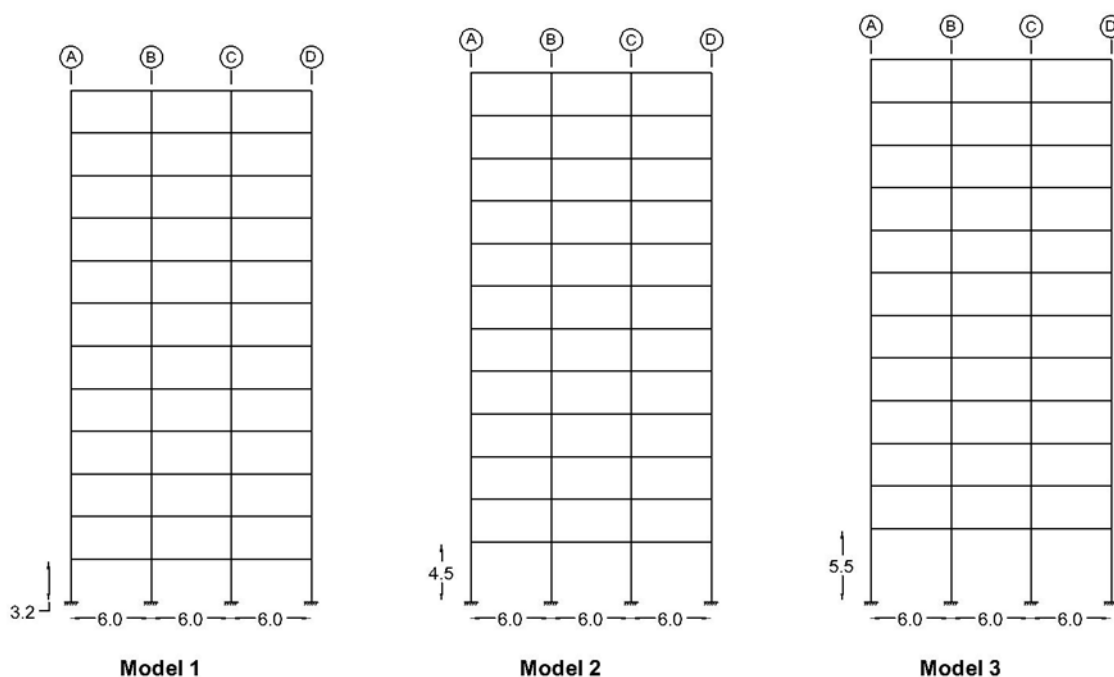
به این ترتیب، اثر مؤلفه قائم بر نیاز لرزه‌ای قاب‌های منظم و نامنظم با استفاده از تحلیل دینامیکی افزایشی مورد ارزیابی قرار

می‌گیرد.

۳-۱- سازه‌های نمونه

این مطالعه روی قاب‌های خمشی فولادی ویژه انجام می‌شود. برای این منظور، یک قاب ۱۲ طبقه منظم با ۳ دهانه ۶ متری و با ارتفاع طبقات ۳/۲ متر به عنوان قاب منظم انتخاب گردیده است. این قاب در واقع قاب پیرامونی یک ساختمان ۱۲ طبقه است که قاب‌های خمشی در هر دو سمت وظیفه تحمل بارهای جانبی را بر عهده دارند. بار مرده کف تمامی طبقات برابر ۵۰۰ کیلوگرم بر مترمربع و بار زنده برابر ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع برای تمامی طبقات مفروض گردید. همچنین بار دیوارهای پیرامونی نیز معادل ۵۰۰ کیلوگرم بر متر در نظر گرفته شد. با توجه به اینکه امکان تعریف بار مثلثی و دوزنقه‌ای برای تعریف بار گسترده روی تیرها در محیط نرم‌افزار SeismoStruct وجود ندارد، ناگزیر از بار خطی معادل آن برای تعریف بار ثقلی سازه استفاده شد و در طراحی نیز همین الگو برای قاب‌ها در نظر گرفته شد. بر این

اساس، بار ثقلی تیرها که حاصل جمع بار مرده و زنده سهم آن تیر می‌باشد با احتساب بار مرده و زنده کفها و دیوارهای پیرامونی در تمامی طبقات برابر 11000 نیوتن بر متر مفروض گردید. همچنین برای لحاظ بارهای منتقل شده از طرف تیرهای عمود بر صفحه قاب، بارهای نقطه‌ای معادل 50766 نیوتن و 66218 نیوتن به ترتیب به ستون‌های کناری و میانی تمامی طبقات اعمال گردید. برای تهیه مدل‌های نامنظم و مطالعه تأثیر طبقه نرم، ارتفاع طبقه اول به ترتیب به $4/5$ و $5/5$ متر افزایش یافت. با توجه به اینکه سختی طبقه اول نسبت به طبقات بالایی کمتر است، مدل‌های دوم و سوم دارای نامنظمی در ارتفاع می‌باشند. با توجه به اینکه افزایش ارتفاع طبقه اول باعث ایجاد ستون‌های بلند در طبقه اول سازه می‌شود، انتظار می‌رود مکانیسم طبقه نرم در این سازه‌ها رخ دهد. پیکربندی سه قاب مورد مطالعه در شکل زیر نشان داده شده است.



شکل ۱: نمای سازه‌های نمونه

مطابق پیکربندی‌های نشان داده شده در شکل (۱)، مدل (۱) با عبارت قاب منظم، مدل (۲) با عبارت قاب نامنظم ۱ و مدل ۳ با عبارت قاب نامنظم ۲ در این مقاله مورد اشاره قرار می‌گیرند.

تحلیل تمامی قاب‌ها با استفاده از روش تحلیل استاتیکی خطی معادل انجام پذیرفته است و مقطع المان‌ها برای سازه‌های نامنظم بدون تغییر باقی مانده است. پس از بارگذاری سازه‌های نمونه، تحلیل این قاب‌ها در محیط نرم‌افزار ETABS صورت پذیرفت و تغییر مکان‌های نسبی طبقات بر اساس ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ حاکم بر طراحی المان‌های سازه‌ای شد. به عبارت دیگر، کنترل مقاومت المان‌ها بر اساس ضوابط طراحی مقررات ملی ساختمان نسبت تنش‌های کمتر از واحد را نتیجه می‌دهد. مقاطع طراحی قاب‌های نمونه در جدول (۱) ارائه گردیده است.

جدول ۱: مقاطع طراحی تیرها و ستون‌ها برای قاب‌های نمونه

تیرها	ستون‌های میانی	ستون‌های گوشه	طبقه	قاب نمونه
IPE 550	Box 400x400x30	Box 360x360x28	1-3	تمامی قاب‌ها
IPE 550	Box 360x360x28	Box 320x320x25	4-6	
IPE 550	Box 340x340x25	Box 280x280x20	7-10	
IPE 500	Box 340x340x25	Box 260x260x2	11	
IPE 450	Box 320x320x20	Box 240x240x20	12-13	
IPE 360	Box 240x240x16	Box 220x220x14.5	14-15	

مصالح به‌کاررفته در تمامی مقاطع از نوع ST37 با تنش تسلیم ۲۴۰ مگاپاسکال و مدول ارتجاعی ۲۱۰ گیگا پاسکال می‌باشد. از آنجا که این سازه‌ها در شهر تهران قرار دارند که در ناحیه‌ی با خطر لرزه‌خیزی خیلی زیاد قرار دارد، مقدار شتاب مبنای طرح برابر 0.35g در نظر گرفته شده است. تمامی سازه‌های نمونه روی خاک نوع ۳ قرار دارند و ضریب اهمیت آن‌ها نیز برابر ۱ در نظر گرفته می‌شود.

از آنجا که در مدل‌های فیبری امکان مدل‌سازی کمانش موضعی در اجزای المان‌های باربر وجود ندارد و توجه به اینکه مطابق ضوابط مقررات ملی ساختمان برای قاب‌های ویژه فولادی استفاده از مقاطع فشرده لرزه‌ای الزامی است، تمامی مقاطع تیرها و ستون‌ها شرایط فشرده‌گی لرزه‌ای را تأمین می‌نمایند. بنابراین نتایج به‌دست‌آمده از این تحلیل‌ها با این فرض انجام پذیرفته است که مکانیسم‌های خرابی موضعی رخ ندهد. همچنین ضریب رفتار سازه‌ها برای قاب خمشی فولادی برابر ۷/۵ در نظر گرفته شد.

مدل‌سازی غیرخطی سازه‌های نمونه به‌صورت دوبعدی و در محیط نرم‌افزار SeismoStruct به انجام رسیده است [۱۹]. برای این منظور از المان‌های فیبری با رفتار غیرخطی گسترده استفاده شده است [۲۰]. در این نوع مدل‌سازی رفتار غیرخطی بدون استفاده از مفاصل متمرکز انجام می‌شود و مقطع سازه به فیبرهایی تقسیم‌بندی می‌شود که در امتداد طول عضو گسترش یافته و المان کلی را شکل می‌دهند. نحوه‌ی مدل‌سازی رفتار غیرخطی در این نوع المان‌ها عمدتاً وابسته به دو پارامتر است: مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح سازه و فرمول‌بندی اجزاء محدود رفتار غیرخطی المان. در این مطالعه برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی مصالح از منحنی‌های تنش‌کرنش دوخطی با خاصیت سخت‌شدگی کرنشی معادل ۳ درصد استفاده شده است. همچنین برای فرمول‌بندی رفتار غیرخطی در طول المان از مدل فیبری با رفتار غیرخطی گسترده در دو انتهای المان استفاده می‌شود [۲۰]. در این نوع مدل‌ها، رفتار غیرخطی به شکلی است که اندرکنش بین لنگر خمشی و نیروی محوری در تمامی المان‌ها با دقت مناسب تخمین زده می‌شود. نرم‌افزار SeismoStruct قادر است تا رفتار غیرخطی هندسی را نیز در تحلیل‌های دینامیکی در نظر بگیرد و این نوع رفتار در مدل‌سازی کلی سازه‌ها لحاظ گردیده است. بنابراین، تیرها و ستون‌ها با استفاده از مدل‌های فیبری مدل‌سازی شده‌اند. برای افزایش دقت در مدل‌سازی المان‌ها، مقطع هر یک از المان‌های قابی به ۱۵۰ فیبر تقسیم‌بندی شده است.

شرایط تکیه‌گاهی به‌صورت صلب در نظر گرفته شده است و از اثرات اندرکنش خاک و سازه نیز صرف‌نظر گردیده است. در بخش بارگذاری سازه، بارهای مرده و زنده به‌صورت گسترده به تیرهای تراز هر طبقه اختصاص یافته است و جرم لرزه‌ای به‌صورت جرم متمرکز به گره‌های تراز هر طبقه اختصاص یافته است. میزان میرایی کل سازه به‌صورت میرایی رایلی، برای مود اول برابر ۲ درصد و برای مود دوم ارتعاش برابر ۵ درصد در نظر گرفته شده است.

بارهای زلزله به‌صورت نگاشت لرزه‌ای با مؤلفه افقی و یا اثر توأم مؤلفه افقی و قائم (بسته به مورد) به سازه اعمال گردیده است. در تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA)، انتخاب ضرایب مقیاس به نحوی است که برای هر رکورد زلزله مقدار PGA رکوردها در مراحل مختلف مقیاس‌سازی به ترتیب برابر ۰/۰۵، ۰/۱۵، ۰/۳۵، ۰/۵، ۰/۷ و ۱/۰ برابر شتاب گرانش گردید. در مواردی که تغییر مکانهای نسبی برای این مقادیر به حدود از پیش تعیین‌شده نرسید، از ضرایب مقیاس بزرگ‌تری نیز استفاده شد تا سازه به حد فروپاشی برسد.

۳-۲- رکوردهای انتخابی

با توجه به موضوع این تحقیق، برای انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی از ۱۰ رکورد نزدیک به گسل استفاده شده است که همگی روی خاک نوع ۳ ثبت شده و دارای خاصیت جهت‌داری پیش‌رونده می‌باشند. این رکوردها توسط بیکر و همکارانش به‌عنوان رکورد نزدیک به گسل معرفی شده‌اند [۲۱] و برای دریافت نگاشت مربوط به آن‌ها به همراه مؤلفه‌ی قائم به سایت PEER رجوع شد. این رکوردها همگی دارای مؤلفه قائم قابل توجه بوده و به همین دلیل علاوه بر خاصیت مخرب پالسی آن‌ها، مؤلفه قائم نیز بر قدرت تخریبی رکوردها می‌افزاید. مشخصات رکوردهای انتخاب شده شامل بزرگا، فاصله از گسل، پریود پالس و ایستگاه محل ثبت آن در جدول (۲) نمایش داده شده است.

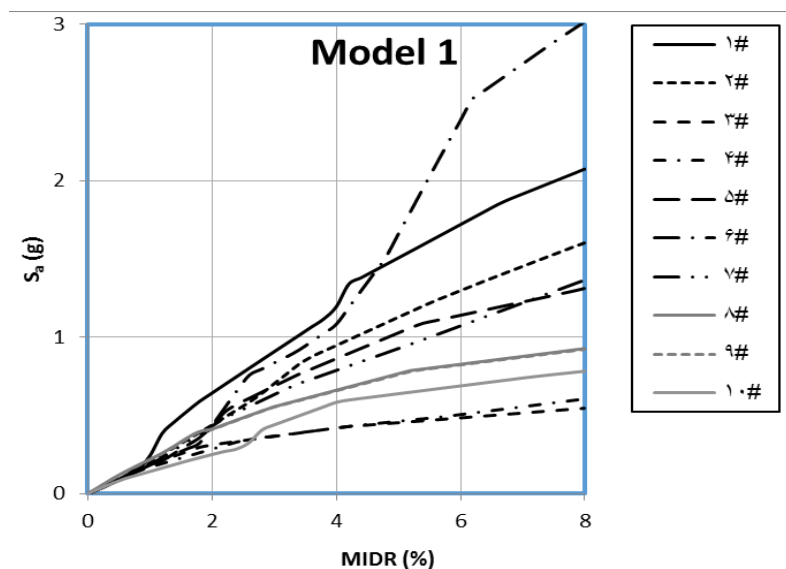
جدول ۲: مشخصات رکوردهای انتخابی

شماره	زلزله و سال وقوع	M_w	R (km)	T_p (s)	T_m (s)	PGV (cm/s)	PGV/PGA (s)
1	1979 Imperial Valley-06, El Centro, Array #3	6.5	0.34	2.4	0.92	44	0.13
2	1979 Imperial Valley-06, El Centro Array #6	6.5	1.35	3.8	1.69	112	0.26
3	1980 Irpinia, Italy-01, Sturmo	6.9	10.48	3.1	1.21	41	0.19
4	1981 Westmorland, Parachute Test Site	5.9	16.66	3.6	0.91	36	0.21
5	1987 Superstition Hills-02, Parachute Test Site	6.5	0.95	2.3	1.17	107	0.26
6	1989 Loma Prieta, Alameda Naval Air Stn Hanger	6.9	71	2	1.07	32	0.15
7	1992 Erzincan, Turkey, Erzincan	6.7	4.58	2.72	1.55	95	0.2
8	1992 Cape Mendocino, Petrolia	7	8.18	3	0.75	82	0.14
9	1994 Northridge-01, Jensen Filter Plant	6.7	5.43	3.5	1.07	67	0.13
10	1994 Northridge-01, Newhall - W Pico Canyon Rd	6.7	5.48	2.4	1.63	88	0.21

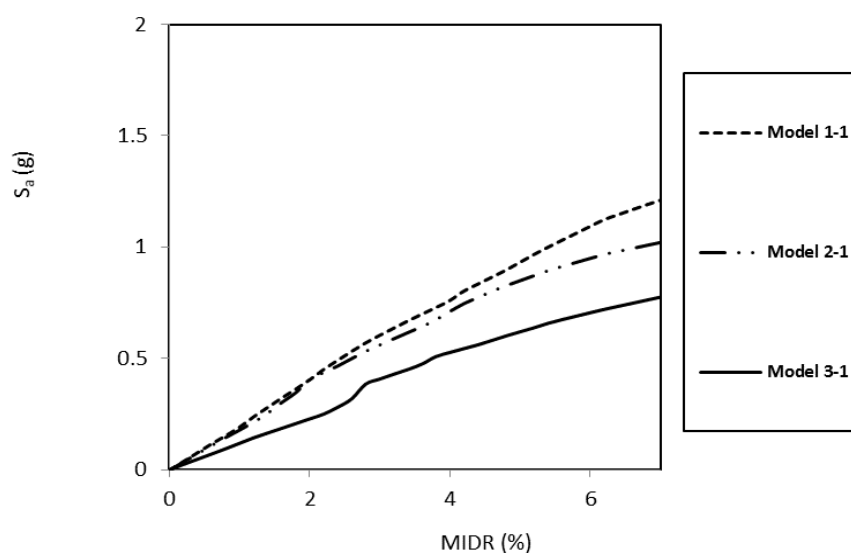
۴- تحلیل‌ها و نتایج

تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای قاب‌های نمونه تحت رکوردهای انتخابی انجام شده و نتایج به صورت منحنی‌های IDA بر حسب شتاب طیفی (S_a) در مقابل حداکثر دریفت طبقات (MIDR) ارائه می‌شود. برای نمونه منحنی‌های مربوط به قاب منظم تحت مؤلفه افقی رکوردهای انتخابی در شکل (۲) نشان داده شده است.

اختلاف بین منحنی‌های IDA برای رکوردهای مختلف حاکی از این مطلب است که پاسخ سازه به رکوردهای مختلف زلزله برای شتاب طیفی یکسان، برابر نیست. به طور مثال، اگر پاسخ حداکثر دریفت نسبی معادل ۸ درصد مورد نظر باشد، مشاهده می‌شود که یکی از رکوردها با شتاب طیفی 0.5 g این میزان پاسخ را در قاب ۱۲ طبقه ایجاد نموده است، در حالی که رکورد دیگری با شتاب طیفی 3g این پاسخ را برای آن سازه تولید کرده است. دلیل این اختلاف زیاد بین پاسخ قاب ۱۲ طبقه تحت رکوردهای مختلف آن است که علاوه بر شتاب طیفی، پارامترهای متعدد دیگری نیز وجود دارند که بر پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها تأثیرگذار هستند. از جمله این موارد می‌توان به مدت‌زمان مؤثر زلزله، شکل طیف رکورد زلزله، مشخصات پالس اصلی زلزله نظیر شکل پالس و پریود پالس آن، اشاره نمود [۲۲]. در ادامه، تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای نمونه‌های قاب نامنظم نیز به انجام رسید. برای انجام مقایسه بین رفتار قاب‌های منظم و نامنظم، میانگین منحنی IDA برای این سه قاب تحت مؤلفه افقی رکوردهای انتخابی در شکل (۳) نشان داده شده است.



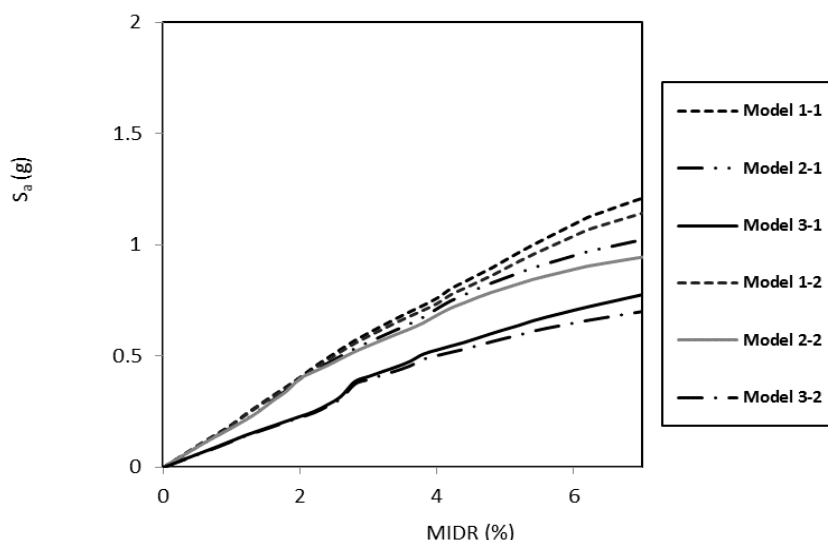
شکل ۲: منحنی‌های IDA برای قاب منظم تحت رکوردهای نزدیک به گسل



شکل ۳: منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های نمونه تحت مؤلفه افقی رکوردهای انتخابی

نمودارهای ارائه شده در شکل (۳) بیان می‌دارد که منحنی IDA برای مدل ۱ بالاتر از منحنی مربوط به مدل ۲ و ۳ قرار دارد. همچنین منحنی مربوط به مدل ۳ که بیشترین نامنظمی را دارد، پایین بقیه منحنی‌ها جای می‌گیرد. این منحنی‌ها نشان می‌دهند که وجود طبقه نرم می‌تواند به میزان زیادی باعث کاهش ظرفیت باربری سازه شود، زیرا هر چه منحنی IDA به سمت پایین حرکت کند به معنای تخریب بیشتر آن خواهد بود. بر اساس پیشنهاد کرنل و وامواتسیکوس زمانی که شیب منحنی IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه برسد، سازه دچار فروپاشی می‌شود، البته حتی اگر شیب منحنی به این حد نرسد ولی پاسخ دررفت سازه از مقادیر مجاز تجاوز کند، خرابی سازه مفروض می‌گردد [۲۲].

تحلیل‌های دینامیکی افزایشی برای قاب‌های نمونه بار دیگر با اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه زلزله انجام می‌شود. در شکل (۴) منحنی میانگین IDA برای قاب‌های نمونه، در حالت اعمال مؤلفه افقی و حالت اعمال هم‌زمان دو مؤلفه زلزله ارائه می‌شود.



شکل ۴: منحنی‌های میانگین IDA قاب‌های نمونه تحت مؤلفه افقی رکوردهای انتخابی در دو حالت اعمال مؤلفه افقی (حالت ۱) و اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه (حالت ۲)

مطابق آنچه در شکل (۴) نشان داده شده است، اختلاف بین منحنی‌های IDA در حالت اعمال هم‌زمان مؤلفه افقی و قائم با حالتی که تنها مؤلفه افقی وارد می‌شود، آشکار است. این اختلاف برای قاب‌های نامنظم بارزتر است. همچنین مشاهده می‌شود که اختلاف بین دو منحنی برای تمامی قاب‌ها در شدت‌های لرزه‌ای بزرگ‌تر افزایش می‌یابد. این پدیده به دلیل کماتش ستون‌ها در شدت‌های لرزه‌ای بزرگ‌تر رخ می‌دهد.

در ادامه، میانگین پاسخ حداکثر دریافت نسبی طبقات (MIDR) برای دو شدت لرزه‌ای مختلف معادل $PGA=0.05g$ و $PGA=0.35g$ مورد مقایسه قرار می‌گیرد.

برای این منظور شتاب طیفی معادل این دو PGA از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$S_a = A \times B \quad (1)$$

در این رابطه B ضریب بازتاب برای قاب‌های نمونه است که از رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$B = N \times B_1 \quad (2)$$

در این رابطه، N ضریب اصلاح طیف است که بر اساس پیروید سازه و مطابق ضوابط ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ برای مناطق با لرزه‌خیزی خیلی زیاد از رابطه (۳) به دست می‌آید.

$$N = \frac{0.7(T-T_s)}{(4-T_s)} + 1 \quad \text{and} \quad 1 < N < 1.7 \quad (3)$$

در این رابطه T_s پیروید پوشه مربوط به خاک محل احداث سازه است که برای خاک نوع ۳ برابر ۰/۷ است. T نیز پیروید ارتعاش سازه است. همچنین B_1 ضریب بازتاب اولیه است که از روابط زیر به دست می‌آید.

$$\text{if } T < T_0 B_1 = S_0 + (S - S_0 + 1) \left(\frac{T}{T_0} \right) \quad (4)$$

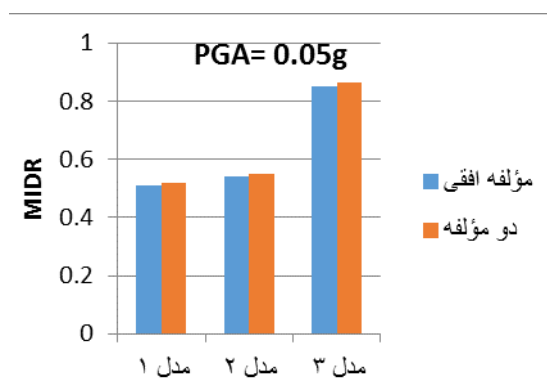
$$\text{if } T_0 < T < T_s B_1 = S + 1 \quad (5)$$

$$\text{if } T > T_s B_1 = (S + 1) (T_s / T) \quad (6)$$

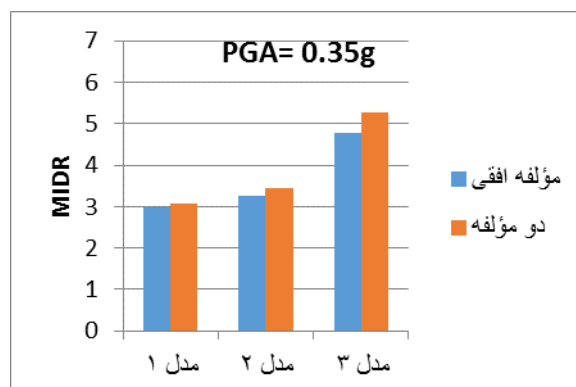
در این روابط، پارامترهای S و S_0 وابسته به نوع خاک و میزان لرزه‌خیزی منطقه می‌باشند که مقدار آن‌ها برای خاک نوع ۳ و منطقه با لرزه‌خیزی خیلی زیاد به ترتیب برابر ۱/۷ و ۱/۱ است. T نیز دوره تناوب اصلی ارتعاش سازه است که برای قاب ۱۲ طبقه منظم مقدار آن برابر ۱/۲۳ ثانیه محاسبه می‌شود. به این ترتیب مقدار S_a برای $PGA=0.05g$ و $PGA=0.35g$ به ترتیب برابر ۰.۰۸۶g و ۰.۶g حاصل می‌شود.

پس از تعیین S_a برای دو سطح خطر ذکرشده، مقدار میانگین پاسخ MIDR برای قاب‌های نمونه مورد مقایسه قرار می‌گیرد. میانگین MIDR برای قاب‌های نمونه در دو حالت اعمال مؤلفه افقی (حالت ۱) و اعمال هم‌زمان دو مؤلفه (حالت ۲) در شکل‌های (۵) و (۶) نشان داده شده است.

بر اساس این نتایج، برای سطح خطر معادل $PGA=0.05g$ اختلاف بین پاسخ دریافت قاب‌های نمونه در حالت (۱) و (۲) اندکی کمتر از ۲ درصد است. از این رو می‌توان گفت در ناحیه‌ی رفتار ارتجاعی، مؤلفه قائم زلزله تأثیر چندانی بر پاسخ تغییرمکانی سازه‌ها ندارد. اما در شدت لرزه‌ای معادل $PGA=0.35g$ که رفتار سازه در ناحیه‌ی غیرخطی قرار می‌گیرد، اختلاف بین پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها در حالت اعمال مؤلفه افقی به تنهایی و اعمال هم‌زمان دو مؤلفه زلزله آشکار می‌شود. به عنوان مثال، میانگین پاسخ MIDR برای قاب منظم در دو حالت (۱) و (۲) در شدت لرزه‌ای $0.35g$ به ترتیب برابر $2/97$ و $3/07$ درصد می‌باشد. این مقادیر برای قاب نامنظم ۱ به ترتیب برابر $2/27$ و $3/43$ درصد است که برای قاب نامنظم ۲ به $4/79$ و $5/28$ می‌رسد. بنابراین، نتیجه می‌شود که اعمال مؤلفه قائم زلزله باعث افزایش ۱۰ درصدی پاسخ تغییرمکانی غیرخطی قاب نامنظم ۲ می‌شود. هرچند برای قاب منظم این اختلاف برابر ۳ درصد و برای قاب نامنظم ۱ برابر ۵ درصد است که نسبت به قاب نامنظم ۲ مقدار کمتری دارد. بنابراین، لحاظ مؤلفه قائم زلزله برای قاب‌هایی که دارای طبقه نرم هستند در ناحیه‌ی نزدیک به گسل می‌تواند در برآورد پاسخ تغییرمکانی مؤثر باشد و برای قاب‌های منظم نیز باعث افزایش دقت در تحلیل‌ها شود. البته باید به این نکته اشاره شود که تأثیر مؤلفه قائم زلزله ممکن است بیش از آن چیزی باشد که پاسخ تغییرمکانی سازه آن را نشان دهد. به عبارت دیگر، بروز شکست ترد در اتصالات، گسیختگی وصله‌ستون‌ها و موده‌های گسیختگی دیگری که در مدل‌سازی فیبری مورد توجه قرار نگرفته‌اند هر یک می‌توانند باعث گسیختگی موضعی و کلی سازه شوند. برای بررسی این موضوع، در بخش بعدی به ارزیابی تغییرات نیروی محوری ستون‌ها تحت اعمال مؤلفه قائم زلزله پرداخته می‌شود.

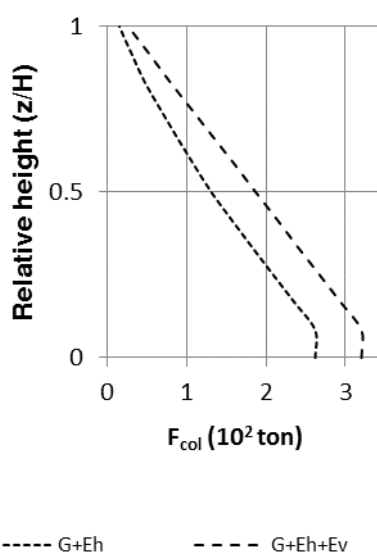


شکل ۵: مقایسه پاسخ دررفت قاب‌های نمونه در حالت ۱: اعمال مؤلفه افقی و حالت ۲: اعمال هم‌زمان مؤلفه‌های افقی و قائم، برای شدت لرزه‌ای معادل $PGA=0.05g$



شکل ۶: مقایسه پاسخ در یفت قاب‌های نمونه در حالت ۱: اعمال مؤلفه افقی و حالت ۲: اعمال هم‌زمان مؤلفه‌های افقی و قائم، برای شدت لرزه‌ای معادل $PGA=0.35g$

در ادامه تغییر نیروی محوری در ستون‌های میانی قاب‌ها تحت اثر مؤلفه قائم زلزله مورد بررسی قرار می‌گیرد. همان‌طور که پیش‌تر ذکر شد، ستون‌های میانی نسبت به ستون‌های گوشه بیشتر تحت تأثیر مؤلفه قائم خواهند بود، زیرا اولاً سطح بارگیر ثقلی آن‌ها بیشتر است و ثانیاً اینکه ستون‌های گوشه بیشتر تحت تأثیر عمل طره‌ای قاب تحت مؤلفه افقی زلزله قرار دارند. بر این اساس، میزان تغییرات حداکثر نیروی محوری ستون‌های میانی در قاب ۱۲ طبقه منظم برای دو حالت اعمال مؤلفه افقی (حالت ۱) و اعمال هم‌زمان دو مؤلفه (حالت ۲) در شکل زیر نشان داده شده است. این مقدار نیرو در شدت لرزه‌ای معادل $PGA=0.35g$ قرائت شده است.



شکل ۷: تقاضای نیروی محوری ستون‌های قاب منظم در دو حالت اعمال مؤلفه افقی و اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه رکورد زلزله

همان‌طور که مشاهده می‌شود، اعمال مؤلفه قائم می‌تواند نیروی محوری ستون‌ها را تا دو برابر افزایش دهد. این میزان افزایش در نیروی محوری ستون‌ها می‌تواند باعث شکست ترد و فروریزش کلی سازه در شدت‌های لرزه‌ای کمتر شود. البته افزایش نیروی محوری در ستون‌های قوی با مقطع فشرده لرزه‌ای در قاب‌های خمشی ویژه نسبت به قاب‌های خمشی متوسط و معمولی که دارای ستون‌های ضعیف‌تری هستند و کمانش در آنها محتمل‌تر است، اهمیت کمتری دارد. بنابراین، پیشنهاد می‌شود در مطالعات آتی بحث کمانش در مدلسازی ستون‌ها لحاظ شود و از قاب‌های خمشی با شکل‌پذیری کم و متوسط به عنوان سازه‌های نمونه استفاده شود.

۵- نتیجه‌گیری و جمع‌بندی

در این مقاله، تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر پاسخ لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی منظم و نامنظم از طریق انجام تحلیل‌های دینامیکی افزایشی (IDA) مورد ارزیابی قرار گرفت. برای این منظور از یک قاب ۱۲ طبقه منظم در ارتفاع و دو قاب ۱۲ طبقه با طبقه نرم در اولین تراز، استفاده گردید. پس از تحلیل و طراحی سازه‌ها، مدل غیرخطی قاب‌های نمونه تحت تحریکات زلزله‌های نزدیک به گسل قرار گرفتند. ۱۰ رکورد نزدیک به گسل با خاصیت جهت‌داری پیش‌رونده و مؤلفه قائم قابل‌ملاحظه انتخاب شدند و با ضرایب مقیاس مختلف روی سازه‌های نمونه اعمال شدند. پاسخ غیرخطی سازه‌های نمونه تحت این بارهای دینامیکی در شدت‌های مختلف و در دو حالت اعمال مؤلفه افقی به تنهایی و اعمال هم‌زمان هر دو مؤلفه رکورد زلزله ارزیابی شده و مورد مقایسه قرار گرفتند.

بر اساس نتایج به‌دست‌آمده از این مطالعه مشخص شد که:

- ۱- اعمال مؤلفه قائم زلزله می‌تواند باعث افزایش دو برابری نیروی محوری ستون‌ها شود و بدین ترتیب با کماتش ستون‌ها یا تشکیل مفاصل پلاستیک در این المان‌ها، تغییر مکان‌های غیرارتجاعی خصوصاً در شدت‌های لرزه‌ای بزرگ افزایش یابد.
 - ۲- اعمال مؤلفه قائم زلزله باعث می‌شود در شدت لرزه‌ای معادل $g=0.35$ میزان نیاز تغییر مکان نسبی در قاب منظم حدود ۳ درصد افزایش یابد. این میزان افزایش برای قاب نامنظم ۱ که ارتفاع طبقه اول آن برابر $4/5$ است حدود ۵ درصد و برای قاب نامنظم ۲ با ارتفاع $5/5$ متر در طبقه اول، برابر ۱۰ درصد می‌باشد.
 - ۳- همچنین بر اساس نتایج به‌دست‌آمده مشخص شد که تأثیر مؤلفه قائم زلزله بر پاسخ تغییر مکانی سازه عمدتاً در شدت‌های لرزه‌ای زیاد که کماتش ستون‌ها محتمل‌تر است، اهمیت بیشتری پیدا می‌کند.
- بر این اساس، می‌توان نتیجه گرفت که در سازه‌هایی که دارای نامنظمی در ارتفاع و به‌ویژه طبقه نرم و ستون‌های لاغر می‌باشند، در انجام تحلیل‌های دینامیکی برای رسیدن به دقت کافی بهتر است هر دو مؤلفه زلزله به‌صورت هم‌زمان به سازه اعمال شود، در غیر این صورت پاسخ تغییر مکانی سازه کمتر از مقدار واقعی تخمین زده خواهد شد.

مراجع

- [1] Somerville, P.G. (2005). Engineering characterization of near fault ground motions. *In: Proc., NZSEE 2005 Conf.*
- [2] Bozorgnia, Y.; Bertero, V.V. (2004). Earthquake engineering: from engineering seismology to performance-based engineering. *CRC press.*
- [3] Stewart, J.P., et al. (2002). Ground motion evaluation procedures for performance-based design. *Soil dynamics and earthquake engineering*, 22(9): 765-772.
- [4] Shahi, S.K.; Baker, J.W. (2014). An efficient algorithm to identify strong-velocity pulses in multicomponent ground motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 104(5): 2456-2466.
- [5] Kadid, A.; Yahiaoui, D.; Chebili, R. (2010). Behaviour of reinforced concrete buildings under simultaneous horizontal and vertical ground motions. *Asian Journal of Civil Engineering*, 463-476.
- [6] Bozorgnia, Y.; Campbell, K.W.; Niazi, M. (2000). Observed spectral characteristics of vertical ground motion recorded during worldwide earthquakes from 1957 to 1995. *In: Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering*. New Zealand:[sn].
- [7] Choi, I.-K., et al. (2008). Probabilistic seismic risk analysis of CANDU containment structure for near-fault earthquakes. *Nuclear Engineering and Design*, 238(6): 1382-1391.
- [8] Papazoglou, A.; Elnashai, A. (1996). Analytical and field evidence of the damaging effect of vertical earthquake ground motion. *Earthquake engineering and structural dynamics*, 25(10): 1109-1138.
- [9] Dana, M.¹ et al. (2014) Effects of the seismic vertical component on structural behaviour-An analytical study of current code practices and potential areas of improvement.
- [10] Standard No, 2800 (2005). Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings. Third Revision, *Building and Housing Research Center*, Tehran, Iran.

- [11] Sultana, and Youssef, M.A. (2016) Prediction of local seismic damage in steel moment resisting frames. *Journal of Constructional Steel Research*, 122: 122-137.
- [12] Gülerce, Z.; Abrahamson, N.A. (2011). Site-specific design spectra for vertical ground motion. *Earthquake Spectra*, 27(4): 1023-1047.
- [13] Elgamal, A.; He, L. (). Vertical earthquake ground motion records: an overview. *Journal of Earthquake Engineering*, 8(05): 663-697.
- [14] Salazar, A.R.; A. Haldar (2000). Structural responses considering the vertical component of earthquakes. *Computers & Structures*, 74(2): 131-145.
- [15] Shih, T.Y.; Lin, Y. (1982). Vertical seismic load effect on hysteric columns. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108(2): 242-254.
- [16] CBC, (2013). California Building Code 1. Sacramento, CA.
- [17] ASCE/SEI 41-06. (2010). Seismic Rehabilitation of Existing Buildings, *American Society of Civil Engineers*. Reston, VA;
- [18] ASCE/SEI 7-10. (2010). Minimum design loads for buildings and other structures. *American Society of Civil Engineers*. Reston, VA; 2010.
- [19] SeismoSoft. SeismoStruct. (2006). A computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures. Disponíbel online em: <http://www.seismosoft.com>.
- [20] Scott, M.H.; Fenves, G.L. (2006). Plastic hinge integration methods for force-based beam-column elements. *Journal of Structural Engineering*, 132(2): 244-252.
- [21] Baker, J.W. (2007). Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 97(5): 1486-1501.
- [22] Vamvatsikos, D.; Cornell, C.A. (2002). Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3): 491-514.