



بررسی دقت روش تحلیل استاتیکی در قیاس با روش‌های تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی در سازه‌های فولادی با نامنظمی جرمی

حمید صابری^۱، وحید صابری^{۱*}، فاطمه ولی^۲، نجمه فرج پور^۲، زهرا ساداتی^۲، محبوبه رازگردانی^۲، عباسعلی صادقی^۳

^{۱*} استادیار، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیر انتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران (saberi.vahid@gmail.com)

^۲ کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشگاه غیر انتفاعی ایوان کی، سمنان، ایران

^۳ دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، دانشکده مهندسی، واحد مشهد، دانشگاه آزاد اسلامی، مشهد، ایران

(تاریخ دریافت مقاله: ۱۴۰۰/۰۱/۰۵، تاریخ پذیرش مقاله: ۱۴۰۰/۰۳/۲۵)

چکیده

روش‌های مختلفی برای تحلیل و طراحی سازه وجود دارد که یکی از آن‌ها تحلیل استاتیکی معادل می باشد محدودیت وجود دارد. ۴ مدل در این پژوهش مورد بررسی قرار می گیرد، شکل کلی پلان قاب پنج طبقه، در نمونه اول یک قاب منظم، نمونه دوم نامنظمی جرمی در طبقه اول، نمونه سوم نامنظمی جرمی در طبقه سوم و نمونه چهارم نامنظمی جرمی در طبقه پنجم می باشد که بارگذاری لرزه ای آن با استفاده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰ و برایش چهارم انجام شده، مورد مطالعه قرار گرفته است. نامنظمی جرمی در طبقه اول با اختلافی ۴۵ درصدی نسبت به سایر طبقات بیشتر بود و نامنظمی جرمی در طبقه سوم با ۱۵ درصد نسبت به نمونه منظم کمتر بوده است، آنالیز دینامیکی تاریخچه زمانی با استفاده از شتاب نگاشتهای مختلف در حوزه دور و نزدیک صورت گرفته و پاسخ‌ها تغییر مکان جانبی و نسبی برای طبقات مختلف محاسبه شده و با مقادیر مجاز آیین نامه مقایسه گردید. به عنوان نتیجه قابل استنتاج از این پژوهش می توان به محافظه کارانه بودن روش استاتیکی معادل در برآورد برش وارده و عدم توانایی این روش برای در نظر گرفتن شکل بارگذاری اشاره کرد. نتایج بدست آمده بیانگر کاهش ظرفیت لرزه ای سازه‌های با نامنظمی جرمی در ارتفاع گشته است و بنابراین پیشنهاد می گردد تا حد امکان از ایجاد نامنظمی جرمی در ارتفاع پرهیز شود.

کلمات کلیدی

تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی طیفی، تحلیل تاریخچه زمانی، سازه فولادی، نامنظمی جرمی.



Investigation the Accuracy of Static Analysis Method in Comparison with Spectral Dynamic and Time History Analyses in Steel Structures with Mass Irregularity

*Hamid Saberi*¹, *Vahid Saberi*^{1*}, *Fatemeh Vali*², *Najmeh Farajpour*², *Zahra Sadati*²,

*Mahbube Razgordani*², *Abbasali Sadeghi*³

^{1*} Assistant Professor, Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran
(saberi.vahid@gmail.com).

² M.Sc., Department of Civil Engineering, University of Eyvanekey, Semnan, Iran

³ Ph.D. Candidate, Faculty of Engineering, Department of Civil Engineering, Mashhad Branch, Islamic Azad University, Mashhad, Iran

(Date of received: 25/03/2021, Date of accepted: 15/06/2021)

ABSTRACT

There are several methods for structural analysis and design, one of which is equivalent to static analysis. There are limitations. 4 models are examined in this research, the general shape of the plan of a five-story frame, in the first sample is a regular frame, the second sample is a mass irregularity in the first floor, the third sample is a mass irregularity in the third floor and the fourth sample is a mass irregularity in the fifth floor and Its seismic loading has been studied using the standard design spectrum of 2800 fourth edition. Mass irregularities in the first floor with a difference of 45% were higher than other classes and mass irregularities in the third floor were 15% less than the regular sample. Dynamic time history analysis was performed using different near and far fault earthquakes. Responses of lateral and relative displacement were calculated for different stories and compared with the allowable values of the regulations. As a deductive result of this study, we can point to the conservatism of the equivalent static method in estimating the incision and the inability of this method to consider the shape of the load. The results show a decrease in the seismic capacity of structures with mass irregularities in height and therefore it is recommended to avoid creating mass irregularities in height as much as possible.

Keywords:

Static analysis, Spectral dynamic analysis, Time history analysis, Steel structure, Mass irregularity.



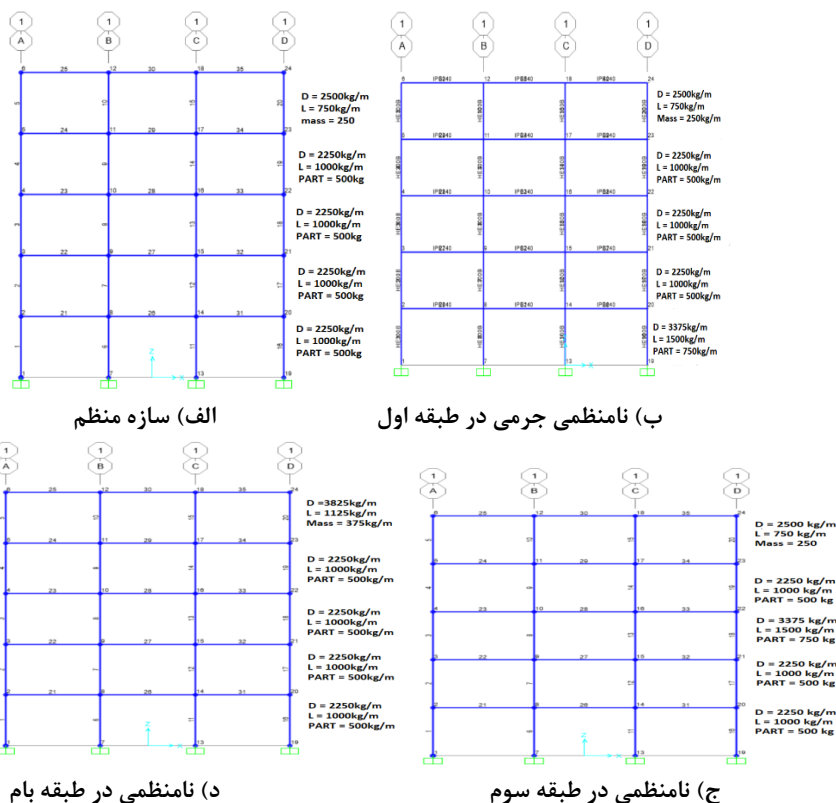
۱- مقدمه

امروزه در جهان، تعداد زیادی از ساختمان ها در هنگام بهره برداری با تغییر کاربری مواجهه می گردند. مثلاً ممکن است. در طبقات بالاتر، ادارات و یا انبارها به کار روند که به دنبال این تغییر کاربری ها جرم طبقات دچار تغییر می گردد. بنابراین احتمال نامنظمی جرمی در پلان و طبقات ساختمان وجود دارد. این نوع نامنظمی ها ممکن است به دلیل قید های موجود در معماری یا نوع کاربرد ساختمان و یا دلایل اقتصادی اتفاق بیفتد. نامنظمی جرمی در ارتفاع یکی از حالت های نامنظمی سازه می باشد. برای بررسی سازه های فوق باید رفتار لرزه ای آنها مد نظر قرار گیرد. از سوی دیگر نظر به لرزه خیزی کشور ایران و گرایش به ساختمان سازی با طبقات بالا و با کاربری های متفاوت در طبقات مختلف و از طرفی ناشناخته بودن آسیب های احتمالی وارد بر سازه، لزوم ارزیابی آسیب پذیری لرزه ای ساختمان ها و بررسی شاخص خسارت را در سازه های فوق ضروری می نماید. در یک ساختمان چند طبقه، توزیع غیریکنواخت جرم، سختی و یا مقاومت در ارتفاع، از عوامل تحریک کننده مودهای بالاتر است که فرض طراحی بر اساس مد اول در روش آیین نامه های را نقض می نماید. تغییر کاربری بعضی از طبقات ساختمان، تغییر در معماری داخلی، حذف و اضافه کردن جداگرها و یا عدم استفاده و خالی از سکنه بودن بعضی از طبقات معمولاً از جمله عواملی هستند که سبب شکل گیری نامنظمی جرمی در ارتفاع می شوند. بررسی ها نشان می دهد که این پدیده عامل خرابی و انهدام برخی از ساختمانها در زلزله های گذشته بوده است. فرضیات اساسی روش تحلیل استاتیکی خطی عبارتند از: ۱- رفتار مصالح خطی است. ۲- بارهای ناشی از زلزله ثابت (استاتیکی) است. ۳- کل نیروی وارد بر سازه برابر ضریبی از وزن ساختمان است. در این روش نیروی جانبی ناشی از زلزله طوری انتخاب می شود که برش پایه حاصل از آن برابر نیروی برش پایه مطابق روابط آیین نامه شود. مقدار برش پایه در این روش چنان انتخاب شده است که حداکثر تغییر شکل سازه با آنچه که در زلزله سطح خطر مورد نظر پیش بینی می شود مطابقت داشته باشد. چنانچه تحت اثر بار وارده، سازه به طور خطی رفتار کند، نیروهای بدست آمده برای اعضای سازه نیز نزدیک به مقادیر پیش بینی شده هنگام زلزله خواهند بود، ولی اگر سازه رفتار غیر خطی داشته باشد، نیروهای محاسبه شده از این طریق بیش از مقادیر جاری شدن مصالح خواهند بود. به همین جهت هنگام بررسی معیارهای پذیرش نتایج حاصل از تحلیل خطی برای سازه هایی که هنگام زلزله رفتار غیر خطی دارند، اصلاح می گردد. در روش تحلیل طیفی تعداد مودهای ارتعاشی در تحلیل طیفی چنان باید انتخاب شود که جمع درصد مشارکت جرم مؤثر برای هر امتداد تحریک زلزله در مودهای انتخاب شده حداقل ۹۰٪ باشد. بعلاوه در هر امتداد، حداقل باید سه مود اول نوسان و حداقل تمام مودهایی که دارای زمان تناوب بیش از ۴٪ ثانیه هستند در نظر گرفته شوند. طیف طرح مورد استفاده در این روش باید مطابق آیین نامه انتخاب شود. نتایج حاصل از هر مود نوسان باید با روشهای آماری شناخته شده مانند جذر مربعات *SRSS* روش ترکیب مربعی کامل (*CQC*) و یا روش های دقیق تر که اندرکنش بین مودها را دقیقتر در نظر می گیرد، انجام شود. اثر زلزله در امتداد عمود بر امتداد مورد نظر در صورت لزوم باید در نظر گرفته شود. در تحلیل تاریخچه زمانی، پاسخ سازه با استفاده از روابط دینامیکی در گام های زمانی کوتاه محاسبه می شود. در این روش باید پاسخ سازه تحت تحریک شتاب زمین بر اساس حداقل سه شتاب نگاشت محاسبه شود. چنانچه کمتر از هفت شتابنگاشت برای تحلیل انتخاب شود باید بیشینه اثر آنها برای کنترل تغییر شکل ها و نیروهای داخلی منظور شود. چنانچه از هفت شتابنگاشت یا بیشتر استفاده شود می توان مقدار متوسط اثر آنها را برای کنترل تغییر شکل ها و نیروهای داخلی در نظر گرفت [۱-۹]. هدف از این پروژه آنالیز ساختمان به سه روش آنالیز استاتیکی معادل، آنالیز مودال (طیفی) و آنالیز تاریخچه زمانی و در نهایت پاسخ سازه به این سه نوع آنالیز می باشد. پاسخ سازه شامل تغییر مکان و برش طبقات می باشد.



۲- طراحی و مدلسازی

سازه مورد نظر یک قاب فولادی ۵ طبقه می باشد. مطابق شکل (۱)، ۴ مدل در این پژوهش مورد بررسی قرار می گیرد. شکل کلی پلان قاب پنج طبقه، در نمونه اول یک قاب منظم، نمونه دوم نامنظمی جرمی در طبقه اول، نمونه سوم نامنظمی جرمی در طبقه سوم و نمونه چهارم نامنظمی جرمی در طبقه پنجم می باشد و ارتفاع طبقات ۳،۲ متر می باشد. سیستم سازه ای قاب مورد نظر قاب خمشی فولادی ویژه، خاک از نوع سه و در شهر تهران می باشد. قاب سازه در ادامه نشان داده شده است. برای مدل سازی و تحلیل از *SAP2000* استفاده شده است. برای استخراج پارامترهای لرزه ای از نرم افزار *SeismoSignal* استفاده شده است. مشخصات خاک نوع سه هم در جدول ۱ آورده شده است. برای تیرها از *IPE240* و برای ستون ها *IPB300* استفاده شده است. بارگذاری هم به طور پیش فرض در شکل آورده شده است. برای محاسبه نیروی زلزله از اینب نامه ۲۸۰۰ ویرایش چهارم استفاده شده است. مصالح به کار رفته شده نیز در جدول ۲ ارائه شده است. هر مدل با سه تحلیل استاتیک، تحلیل طیفی و تحلیل تاریخچه زمانی انجام شده است. در این پروژه *EZ* لحاظ شده است و بار *MASS* جهت جبران نقص جرم در بام نوع *other* معرفی و طبق بارگذاری ارائه شده در هر قاب لحاظ می شود. در تعریف تحلیل طیفی نوع زلزله را *RSP* در نظر می گیریم. در تحلیل تاریخچه زمانی به تعداد ۸ رکورد با عنوان *Q* استفاده شده است.



شکل ۱: هندسه کلی مدل های مورد بررسی



جدول ۱: مشخصات خاک نوع سه.

T_0	T_s	S
۰/۱۵	۰/۷	۱/۷۵

جدول ۲: مشخصات مصالح.

0.8 TON/M ³	: جرم واحد حجم M
7.85 TON/M ³	: وزن واحد حجم W
2.1x10 ⁷ TON/M ³	: مدول الاستیسیته E
24000 TON/M ³	: تنش تسلیم فولاد FY
37000 TON/M ³	: مقاومت نهایی فولاد FU

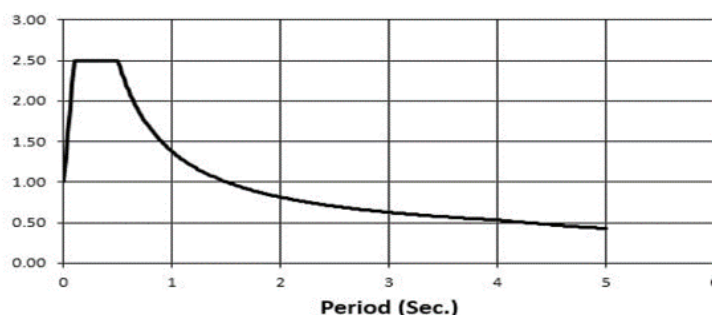
۳- روش تحلیل استاتیکی

روش های مختلفی برای تحلیل و طراحی سازه وجود دارد که یکی از آن ها تحلیل استاتیکی معادل می باشد. هنگامیکه زمین لرزه ای رخ می دهد، انرژی ناشی از زلزله در هر سه راستا بر سازه شتاب وارد کرده و این موضوع در نهایت باعث ایجاد نیروهای اضافی در اعضای سازه می شود که اعضا باید توانایی تحمل آن را داشته باشند. چگونگی اعمال این نیروها به سازه ما را با روش های مختلف تحلیل آشنا می کند. با توجه به ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰، دو موضوع در طراحی یک ساختمان در برابر نیروی جانبی زلزله باید در نظر گرفته شود: برای طراحی یک ساختمان به جز در موارد خاص، تحلیل سازه ها باید در هر یک از امتداد های X و Y به طور مجزا و بدون در نظر گرفتن نیروی زلزله در امتداد دیگر انجام شود. از طرفی نیروی زلزله در هر امتداد، به صورت رفت و برگشت بر سازه اعمال می شود. برای اعمال نیروی زلزله به ساختمان، ضریب زلزله را به برنامه وارد نموده و برنامه به صورت خودکار برش پایه را محاسبه و آن را بین طبقات توزیع می نماید. ضریب زلزله بر اساس مبحث ششم مقررات ملی ساختمان به صورت زیر محاسبه می شود. با توجه به موقعیت ساختمان (شهر تهران) بر اساس پیوست ۶-۴ مبحث ششم ساختمان در پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد قرار دارد. که از جدول ۶-۷-۲ مبحث ششم مبنای طرح ($A=0.35$) برداشت می شود. با توجه به اینکه کاربری ساختمان مسکونی است. بر اساس بند ۶-۷-۱-۷ مبحث ششم ساختمان در گروه ۳ ساختمان های با اهمیت متوسط قرار می گیرد که ضریب اهمیت ساختمان (I) از جدول ۶-۷-۵ مبحث ششم برابر است با 1.0، سیستم های مورد استفاده قاب خمشی ویژه می باشد، ضریب رفتار سازه از جدول شماره ۶-۷-۶ مبحث ششم برداشت می شود ($R=6.5$) طبقه بندی نوع زمین محل پروژه بر اساس جدول ۶-۷-۴ مبحث ششم انجام می شود که نوع زمین محل ساختمان مورد نظر از تیپ ۳ در نظر گرفته می شود. حال با توجه به نوع زمین و خطر نسبی زلزله پارامترهای محاسبه نیروی زلزله از جدول ۶-۷-۳ مبحث ششم برداشت می شود که عبارتند از، $T_0=0.15$ و $S=1.75$ و $T_s=0.7$. زمان تناوب اصلی ساختمان بر اساس بند ۶-۷-۲-۵-۶ مبحث ششم و با توجه به نوع سیستم سازه ای تعیین می گردد ($T=0.4$ sec). ضریب بازتاب ساختمان (B) بر اساس بند ۶-۷-۲-۴ مبحث ششم محاسبه می شود ($N=1.02121$, $B=2.45729$). ضریب زلزله برای قاب ساختمانی ($C=0.1323$) محاسبه می گردد.



۴- روش تحلیل دینامیکی طیفی

روش تحلیل طیفی روشی به نسبت ساده در مقایسه با سایر روش های جایگزین می باشد. اما این سادگی نسبی است و درک مفاهیم مربوط به تحلیل طیفی نیاز به دقت بسیار دارد. می دانیم که ضریب زلزله در روش استاتیکی معادل، بر مبنای "دوره تناوب اصلی" محاسبه می شد. اما در تحلیل- دینامیکی طیفی چندین مد مختلف در محاسبات وارد می- شوند؛ که هر مد، زمان تناوب خاص خود را دارد و هر دوره تناوب، ضریب بازتاب (B) متفاوتی خواهد داشت. بنابراین به یک تابع نیاز است که به ازای هر زمان تناوب مشخص، ضریب بازتاب B نظیر را برای ما مشخص نماید. باتوجه به اینکه پاسخ حداکثر سازه در هر مد، در زمان های مختلفی اتفاق می افتد؛ جمع جبری حداکثر پاسخ مودها به منظور یافتن حداکثر پاسخ سازه کار درستی نخواهد بود. لذا مطابق آیین- نامه می بایست در هر مد، نیروهای داخلی اعضا، تغییرمکان- ها، نیروی طبقات و عکس العمل پایه ها تعیین و سپس با استفاده از روش های آماری شناخته شده ترکیب شوند.



شکل ۲: نمودار طیف.

روش های ترکیب اثر مدها صرفاً آماری بوده و مبنای استدلال مهندسی ندارند. همین موضوع سبب شده، برخی مهندسیین، به این روش خُرده بگیرند. در این مورد مطالعه ی یادداشت " پایان روش طیف پاسخ RSM از زبان یکی از مخترعین آن " خالی از لطف نیست. ولی این را هم باید در نظر بگیریم که این روش، نسبت به روش تحلیل استاتیکی معادل خطی، دقیق تر است. این طیف برای میرایی ۵ درصد، برای زلزله طرح آیین- نامه ساخته شده است. در نمودار فوق می توان پارامتر A_{ig}/R را ضرب نمود و طیف شتاب را برای دوره تناوب های مختلف به دست آورد. در این حالت چون یک عدد را در تابع ضرب می کنیم، شکل کلی نمودار تغییر نخواهد کرد.

۵- روش تحلیل تاریخچه زمانی

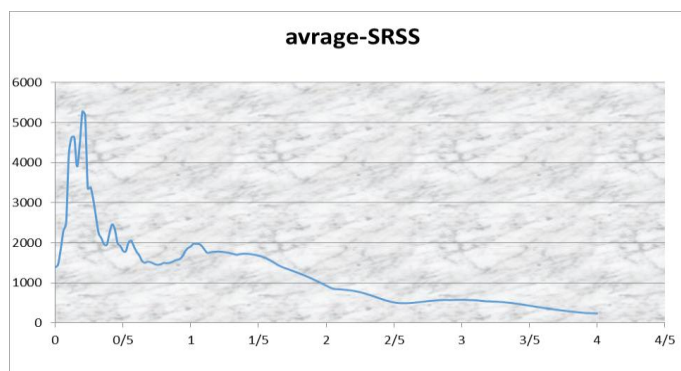
به منظور بررسی عملکرد لرزه ای سازه های موجود و طراحی لرزه ای سازه های مقاوم در برابر زلزله، باید نیروی ناشی از زلزله با روشی مناسب به سازه اعمال شده و با انجام تحلیل غیرخطی پاسخ های لرزه ای سازه محاسبه شوند. روش تحلیل دینامیکی تاریخچه ی زمانی با اثر دادن شتاب زمین به صورت تابعی از زمان در تراز پایه ی ساختمان، واقعی ترین رفتار را از وقوع زلزله شبیه سازی می کند و به عنوان دقیق ترین روش در این زمینه شناخته می شود. فایل های مربوط به زلزله های مختلف از سایت *PEER* دریافت شده و در نرم افزار *SeismoSignal* با فراخوانی رکورد های مورد نظر شتاب نگاشت های ذخیره شده را به یک فایل که تمامی رکورد ها در یک ستون است تبدیل می کنیم. شتاب نگاشت هایی که در تعیین اثر حرکت زمین مورد استفاده قرار می گیرند باید تا حد امکان نمایانگر حرکت واقعی زمین باشد. این روش نیازمند تعدادی شتاب نگاشت زلزله است که پس از انتخاب، برای هماهنگ شدن با طرح مورد نظر مقیاس سازی شده و به عنوان ورودی تحلیل مورد استفاده قرار گیرند. دقت نتایج حاصل از این روش کاملاً



به مشخصات این شتاب نگاشت‌ها و روش مقیاس سازی آن‌ها وابسته است. از این رو انتخاب و مقیاس سازی شتاب نگاشت‌ها یک بحث مهم و جدی در مهندسی سازه و زلزله است که در چهار دهه‌ی اخیر بسیار مورد توجه بوده است. رکوردهای زلزله در نظر گرفته شده برای اعمال به سازه آورده شده است. در ابتدا کلیه شتاب‌ها باید به حداکثر مقدار خود مقیاس شوند. که برای این کار تمامی رکورد‌ها باید در ۹،۸۱ ضرب شود. بر طبق این نام ۲۸۰۰ طیف‌های پاسخ ترکیبی (SRSS) سه شتاب نگاشت متوسط گیری می‌شود. پس از این کار طیف‌های پاسخ ترکیبی (SRSS) طبق این نام ۲۸۰۰ برای متوسط گیری و رسم نمودار طیف‌های پاسخ ترکیبی شتاب نگاشت‌ها براساس تعداد زلزله در نظر گرفته شده بدین شکل عمل می‌کنیم. لازم به ذکر است که تمامی رکورد‌های انتخابی بر روی یک نوع خاک مشخص (خاک نوع سه) انتخاب شده‌اند. همچنین، به جهت مقایسه، طیف شبه شتاب و طیف میانگین هر یک از دسته رکورد‌های نزدیک و دور از گسل برای میرایی ۰.۵٪ به صورت مقیاس نشده نشان داده شده است.

جدول ۳: مشخصات زلزله‌های مورد مطالعه.

نام	بزرگا (Ms)	بیشینه شتاب (g)	تاریخ وقوع	مولفه	ایستگاه ثبت نگاشت
Cape Mendocino	۷/۱	۰/۱۷۸۲	۱۹۹۲/۰۴/۲۵	۹۰	Eureka - Myrtle & West
Northridge	۶/۷	۰/۳۴۵۵	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۱۸۰	Hollywood - Willoughby Ave
Northridge-01	۶/۷	۰/۸۴۳۳	۱۹۹۴/۰۱/۱۷	۳۶۰	Sylmar - Hospital
Reverse	۶/۸	۰/۶۳۲۱	۱۹۷۶/۰۶/۱۴	۹۰	Gazli USSR
Strike-Slip	۷/۲	۰/۳۶۵۲	۱۹۹۹/۰۹/۲۳	۹۰	Landers
Reverse-Oblique	۶/۱	۰/۶۵۲۱	۱۹۸۹/۱۲/۰۷	۹۰	Loma Prieta
Strike-Slip	۶/۱	۰/۲۱۶۰	۱۹۸۴/۰۶/۱۲	۹۰	Morgan Hill
Reverse-Oblique	۶/۰	۰/۷۴۲۵	۱۹۸۷/۰۴/۰۳	۲۷۰	Whittier Narrows



شکل ۳: نمودار طیف پاسخ SRSS.



۶- بحث و تفسیر

نتایج مربوط به تحلیل های تحلیل استاتیکی، روش تحلیل دینامیکی طیفی و روش تحلیل تاریخچه زمانی آورده شده است. به طور کلی، دو نوع روش تخمین تغییر مکان هدف در تحلیل های استاتیکی غیرخطی متداول عبارتند از روش طیف ارائه شده است. سازه های مورد استفاده در این تحقیق قاب های دوبعدی سه دهانه، با تعداد طبقات ۵ و به صورت منظم، نامنظمی جرمی در طبقه اول، سوم و بام هستند که محدوده ی کم و بیش وسیعی از پیوندهای غالب را تحت پوشش قرار می دهند طراحی گردیده و مورد استفاده قرار گرفته است. پس از تحلیل تغییر مکان های بدست آمده به صورت جداول زیر آورده شده است. منظور از تغییر مکان جانبی گذرا حداکثر تغییر مکان نسبی جانبی طبقات است. پیش بینی می شود در طول وقوع زلزله تغییر مکان جانبی در ساختمان ایجاد شود. این تغییر مکان پس از وقوع زلزله به دلیل رفتار خمیری یا ترک خوردگی در سازه باقی می ماند.

جدول ۴: تغییر مکان (تحلیل استاتیکی).

	نامنظمی جرمی در بام	نامنظمی جرمی در طبقه سوم	نامنظمی جرمی در طبقه اول	منظم
طبقات	EX تغییر مکان تحت	EX تغییر مکان تحت	EX تغییر مکان تحت	EX تغییر مکان تحت
STORY1	۰/۰۲۶۵۴	۰/۰۱۶۲۳۹	۰/۰۱۹۸۵۲	۰/۰۱۵۱۷۸
STORY2	۰/۰۵۹۸۴۷	۰/۰۴۶۸۹۸	۰/۰۳۹۸۴۲	۰/۰۳۶۸۹۵
STORY3	۰/۰۸۲۰۱	۰/۰۷۸۵۰۸	۰/۰۶۳۲۱۴	۰/۰۵۲۱۴۷
STORY4	۰/۱۲۳۴۵	۰/۱۰۴۷۱۶	۰/۱۰۳۲۱	۰/۰۲۱۵۳۵
STORY5	۰/۱۴۲۳۵	۰/۱۲۳۲۲۶	۰/۱۰۱۲۷	۰/۰۶۳۲۱۴

جدول ۵: تغییر مکان (تحلیل دینامیکی طیفی).

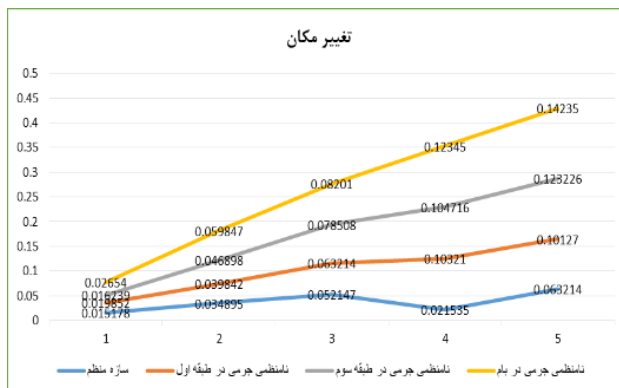
	نامنظمی جرمی در بام	نامنظمی جرمی در طبقه سوم	نامنظمی جرمی در طبقه اول	منظم
طبقات	RSP تغییر مکان تحت	RSP تغییر مکان تحت	RSP تغییر مکان تحت	RSP تغییر مکان تحت
STORY1	۰/۰۰۵۲۱	۰/۰۰۵۷۸۹	۰/۰۰۷۵۴۱	۰/۰۰۴۱۲۴
STORY2	۰/۰۱۳۰۱۴	۰/۰۱۶۴۷۶	۰/۰۲۱۴۵	۰/۰۳۶۱۴
STORY3	۰/۰۲۲۱۴۷	۰/۰۲۷۲۷۳	۰/۰۳۲۱۴	۰/۰۴۲۱۵
STORY4	۰/۰۳۳۱۰۴	۰/۰۳۶۱۳۵	۰/۰۴۶۲۰	۰/۰۵۳۲۱
STORY5	۰/۰۴۰۰۱۴	۰/۰۴۲۴۳۳	۰/۰۵۳۲۲	۰/۰۷۶۵۴



جدول ۶: تغییر مکان (تحلیل تاریخچه زمانی).

منظم	تغییر مکان									
	گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
			U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)
v1	5	۵/۲۱۴۵۷	۵/۰۷۹۳۶۹	۴/۳۲۱۴۷	۳/۶۳۲۲۵۵	۲/۹۰۸۶۹۸	۲/۱۵۰۱۴۱	۱/۵۶۱۵۸۵	-۰/۷۳۸۰۲۸	
v2	4	۵/۳۲۱۴۷	۵/۰۱۷۵۵۹	۴/۳۲۲۴۷	۳/۵۸۸۰۵۵	۲/۴۱۷۸۳	۲/۱۶۸۵۵۱	۱/۵۲۳۷۹۹	-۰/۷۲۹۰۴۷	
v3	3	۵/۵۴۱۷	۴/۹۰۹۰۵۵	۴/۲۱۴۷۸	۳/۵۱۰۴۶۴	۲/۳۲۱۴۷	۲/۱۱۶۵۳	۱/۵۷۲۵۷۷	-۰/۷۱۳۲۸۲	
v4	2	۵/۶۳۲۱	۴/۸۰۵۲۹۵	۴/۱۳۲۱۴	۳/۴۳۶۱۹۴	۲/۵۱۴۷۶	۲/۰۶۷۲۱۲	۱/۵۲۱۴۸۱	-۰/۶۹۸۱۹۱	
v5	1	۵/۷۴۱۲۴	۴/۷۲۴۸۸۵	۴/۱۲۴۷۸	۳/۳۷۸۷۶۴	۲/۶۳۲۱۴	۲/۰۳۲۶۴۳	۱/۵۵۹۵۸۲	-۰/۶۸۶۵۲۲	
نا منظمی جرمی در طبقه اول	گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
			U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)
	v1	5	۶/۲۳۵۵۷	۵/۰۷۹۳۶۹	۴/۳۴۱۴۷	۳/۶۳۲۲۵۵	۲/۹۰۸۶۹۸	۲/۱۵۰۱۴۱	۱/۵۶۱۵۸۵	-۰/۷۳۸۰۲۸
v2	4	۶/۵۴۱۴۷	۵/۰۱۷۵۵۹	۴/۳۲۲۴۷	۳/۵۷۴۰۵۵	۲/۴۱۷۸۳	۲/۱۶۸۵۵۱	۱/۵۲۳۷۹۹	-۰/۷۲۹۰۴۷	
v3	3	۶/۵۴۰۱۷	۵/۹۰۹۰۵۵	۴/۲۱۴۷۸	۳/۵۲۲۶۴	۲/۳۲۱۴۷	۲/۱۱۶۵۳	۱/۵۷۲۵۷۷	-۰/۷۱۳۲۸۲	
v4	2	۶/۶۰۳۲۱	۵/۸۰۵۲۹۵	۴/۲۶۵۱۴	۳/۴۳۶۱۹۴	۲/۵۱۴۷۶	۲/۰۶۷۲۱۲	۱/۵۲۱۴۸۱	-۰/۶۹۸۱۹۱	
v5	1	۶/۷۲۱۲۴	۵/۷۲۴۸۸۵	۴/۱۲۴۷۸	۳/۳۳۲۷۶۴	۲/۶۳۲۱۴	۲/۰۳۲۶۴۳	۱/۵۵۹۵۸۲	-۰/۶۸۶۵۲۲	
نا منظمی جرمی در طبقه سوم	گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
			U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)
	v1	5	۵/۸۰۲۹۲۵	۵/۰۷۹۳۶۹	۴/۳۵۵۸۱۲	۳/۶۳۲۲۵۵	۲/۹۰۸۶۹۸	۲/۱۸۵۱۴۱	۱/۴۶۱۵۸۵	-۰/۷۳۸۰۲۸
v2	4	۵/۷۳۲۲۱	۵/۰۱۷۵۵۹	۴/۳۰۲۸۰۷	۳/۵۸۸۰۵۵	۲/۸۷۳۳۰۳	۲/۱۵۸۵۵۱	۱/۴۴۳۷۹۹	-۰/۷۲۹۰۴۷	
v3	3	۵/۶۰۸۳۵۱	۴/۹۰۹۰۵۵	۴/۲۰۹۷۶	۳/۵۱۰۴۶۴	۲/۸۱۱۱۶۸	۲/۱۱۱۸۷۳	۱/۴۱۲۵۷۷	-۰/۷۱۳۲۸۲	
v4	2	۵/۴۸۹۶۹۶	۴/۸۰۵۲۹۵	۴/۱۲۰۶۹۴	۳/۴۳۶۱۹۴	۲/۷۵۱۶۹۳	۲/۰۶۷۱۹۲	۱/۳۸۲۶۹۱	-۰/۶۹۸۱۹۱	
v5	1	۵/۳۹۷۹۴۵	۴/۷۲۴۸۸۵	۴/۰۵۱۸۲۴	۳/۳۷۸۷۶۴	۲/۷۰۵۷۰۳	۲/۰۳۲۶۴۳	۱/۳۵۹۵۸۲	-۰/۶۸۶۵۲۲	
نا منظمی جرمی در طبقه پنجم	گروه	طبقات	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
			U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)	U1(M)
	v1	5	۷/۲۳۵۵۷	۶/۰۷۹۳۶۹	۵/۳۴۱۴۷	۴/۶۳۲۲۵۵	۳/۹۰۸۶۹۸	۲/۱۵۰۱۴۱	۱/۵۶۱۵۸۵	-۰/۷۳۸۰۲۸
v2	4	۷/۵۴۱۴۷	۶/۰۱۷۵۵۹	۵/۳۲۲۴۷	۴/۵۷۴۰۵۵	۳/۴۱۷۸۳	۲/۱۶۸۵۵۱	۱/۵۳۳۷۹۹	-۰/۷۲۹۰۴۷	
v3	3	۷/۵۴۰۱۷	۶/۹۰۹۰۵۵	۵/۲۱۴۷۸	۴/۵۲۲۶۴	۳/۳۲۱۴۷	۲/۱۱۶۵۳	۱/۵۷۲۵۷۷	-۰/۷۱۳۲۸۲	
v4	2	۷/۶۰۳۲۱	۶/۸۰۵۲۹۵	۵/۲۶۵۱۴	۴/۴۳۶۱۹۴	۳/۵۱۴۷۶	۲/۰۶۷۲۱۲	۱/۵۲۱۴۸۱	-۰/۶۹۶۵۴۱	
v5	1	۷/۷۲۱۲۴	۶/۷۲۴۸۸۵	۴/۱۲۴۷۸	۴/۳۳۲۷۶۴	۳/۶۳۲۱۴	۲/۰۳۲۶۴۳	۱/۵۵۰۱۸۲	-۰/۶۸۶۵۲۲	

تغییر مکان هدف سیستم چند درجه آزادی، در واقع تقاضای تغییر مکان سیستم یک درجه آزادی معادل با استفاده از بردار تغییر شکل مد اول می باشد. این فرض، در حقیقت یک تقریب است و نکته ی مهم در این تقریب، چشم پوشی از اثر مدهای بالاتر در سیستمهای چند درجه آزادی است و از بردار شکل مربوط به مد اول استفاده می شود.



شکل ۴: تغییر مکان (تحلیل استاتیکی).



شکل ۵: تغییر مکان (تحلیل دینامیکی طیفی).

با در نظر گرفتن مدهای بالاتر نسبت به مد اول در الگوی بار جانبی نتایج نشان دهنده روش جدید برای محاسبه نیروهای جانبی بر اساس برش طبقه از طریق آنالیز استاتیکی، طیفی و تاریخچه زمانی با در نظر گرفتن مدهای بالاتر ارائه شده است. مبنای طراحی سازه‌هایی که بر اساس آیین نامه‌های لرزه‌ای طراحی می‌شوند، مقاومت یا نیرو (برش پایه) است. پخش نیروی جانبی برای لحاظ کردن آثار زلزله در این آیین نامه‌ها تقریباً بر اساس نخستین مد سازه در حالت خطی در نظر گرفته می‌شود، حال آنکه در زلزله‌های قوی، بیشتر سازه‌ها وارد ناحیه غیرخطی شده و دچار تغییرات زیادی در مدهای ارتعاشی می‌شوند. در سازه‌هایی که زمان تناوب سازه افزایش پیدا می‌کند، ضریب بازتاب که عدد کوچکی به دست خواهد آمد، بنابراین ضریب زلزله (C) یک عدد کوچکی خواهد شد. در نهایت برشی که به پای سازه وارد خواهد شد ممکن است بسیار کوچک شود که البته در واقعیت اینطور نیست. به همین دلیل یک مقدار حداقلی برای برش پایه در نظر گرفته می‌شود. با رعایت نکات آیین نامه‌ای مقدار برش پایه در تحلیل استاتیکی، تحلیل دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی به صورت جداولی در زیر آورده شده است.



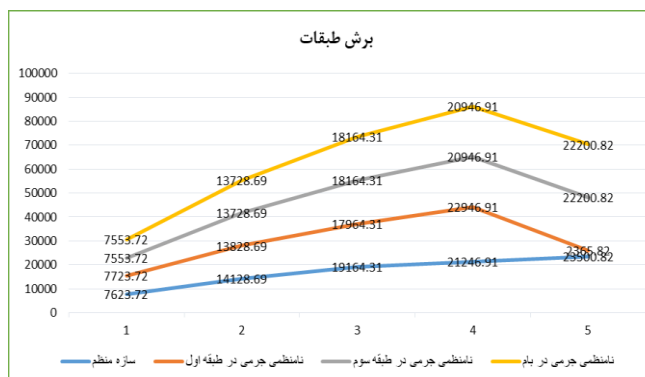
جدول ۷: برش طبقات (تحلیل دینامیکی استاتیکی).

نامنظمی جرمی در بام		نامنظمی جرمی در طبقه سوم	نامنظمی جرمی در طبقه اول	منظم	
مقدار برش پایه تحت EX	مقدار برش پایه تحت EX	مقدار برش پایه تحت EX	مقدار برش پایه تحت EX	گروه برش	طبقات
-7553/72	-7553/72	-7723/72	-7623/72	V1	STORY1
-13728/69	-13728/69	-13828/69	-14128/69	V2	STORY2
-18164/31	-18164/31	-17964/31	-19164/31	V3	STORY3
-20946/91	-20946/91	-22946/91	-21246/91	V4	STORY4
-22200/82	-22200/82	-2365/82	-23500/82	V5	STORY5

جدول ۸: برش طبقات (تحلیل طیفی).

نامنظمی جرمی در بام		نامنظمی جرمی در طبقه سوم	نامنظمی جرمی در طبقه اول	منظم	
مقدار برش پایه تحت RSP	مقدار برش پایه تحت RSP	مقدار برش پایه تحت RSP	مقدار برش پایه تحت RSP	گروه برش	طبقات
-0/123226	-0/123226	-0/143376	-0/133546	V1	STORY1
-0/123226	-0/123226	-0/143376	-0/133546	V2	STORY2
-0/123226	-0/123226	-0/143376	-0/133546	V3	STORY3
-0/123226	-0/123226	-0/143376	-0/133546	V4	STORY4
-0/123226	-0/123226	-0/143376	-0/133546	V5	STORY5

از مطالبی که بررسی آن می تواند مفید باشد، الگوی پخش برش طبقات در سازه است. پس از بهینه یابی سازه ها، نمودار برش طبقات سازه بهینه شده در زلزله مورد نظر مشخص می شود.

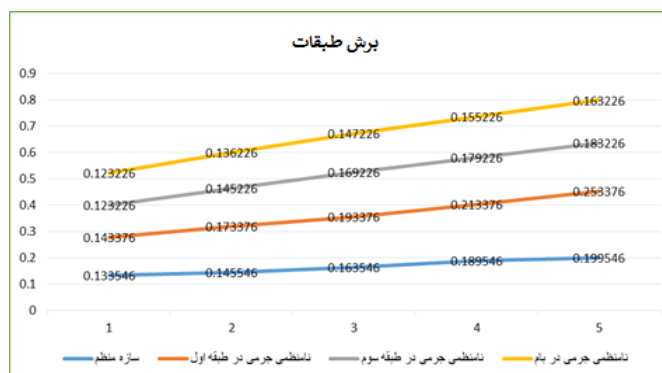


شکل ۶: نمودار برش طبقات (تحلیل دینامیکی استاتیکی).

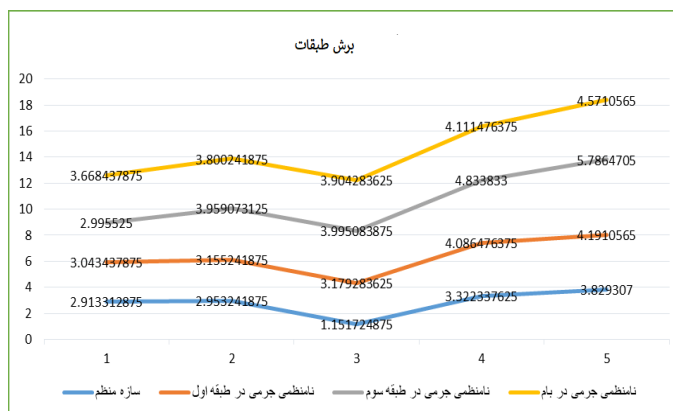


جدول ۹: برش طبقات (تحلیل تاریخچه زمانی).

		برش پایه								
گروه برش	طبقات	Q1 ton.f.m	Q2 ton.f.m	Q3 ton.f.m	Q4 ton.f.m	Q5 ton.f.m	Q6 ton.f.m	Q7 ton.f.m	Q8 ton.f.m	
منظم	v1	5	-11/8477	-12/275	-8/6603	-9/0556	-5/4509	-4/8462	-4/2415	-2/6868
	v2	4	-21/8448	-21/8249	-16/891	-15/9631	-10/9572	-8/9752	-7/5033	-3/0714
	v3	3	-29/9653	-28/3596	-22/9039	-21/0082	-15/0125	-12/0368	-9/0811	-5/0654
	v4	2	-33/878	-33/9134	-27/2349	-24/5064	-17/8879	-14/1894	-10/4909	-6/7425
	v5	1	-39/4603	-34/4533	-30/3772	-26/3302	-18/0851	-15/2391	-11/183	-7/1047
نامنظمی جرمی در طبقه اول	گروه برش	طبقات	Q1 ton.f.m	Q2 ton.f.m	Q3 ton.f.m	Q4 ton.f.m	Q5 ton.f.m	Q6 ton.f.m	Q7 ton.f.m	Q8 ton.f.m
	v1	5	-9/0556	-4/8462	-11/8477	-8/0556	-11/265	-7/265	-11/265	-6/8462
	v2	4	-15/9631	-8/9752	-21/8448	-14/9191	-20/8629	-9/8629	-15/8629	-8/9752
	v3	3	-21/0082	-12/0368	-29/9653	-20/0082	-27/9796	-11/9796	-17/9796	-9/0368
	v4	2	-24/5064	-14/1894	-33/878	-23/5864	-32/9834	-15/9834	-19/9834	-9/1894
v5	1	-26/3302	-15/2391	-39/4603	-25/3312	-35/4233	-17/4233	-23/4233	-8/2391	
نامنظمی جرمی در طبقه سوم	گروه برش	طبقات	Q1 ton.f.m	Q2 ton.f.m	Q3 ton.f.m	Q4 ton.f.m	Q5 ton.f.m	Q6 ton.f.m	Q7 ton.f.m	Q8 ton.f.m
	v1	5	-12/8697	-11/265	-9/6603	-8/0556	-6/4509	-4/8462	-3/2415	-1/6368
	v2	4	-23/8348	-20/8629	-17/891	-14/9191	-11/9472	-8/9752	-6/0033	-3/0314
	v3	3	-31/9653	-27/9796	-23/9939	-20/0082	-16/0225	-12/0368	-8/0511	-4/0654
	v4	2	-37/6818	-32/9834	-28/2849	-23/5864	-18/8879	-14/1894	-9/4909	-4/7925
v5	1	-40/4693	-35/4233	-30/3772	-25/3312	-20/2851	-15/2391	-10/193	-5/147	
نامنظمی جرمی در طبقه پنجم	گروه برش	طبقات	Q1 ton.f.m	Q2 ton.f.m	Q3 ton.f.m	Q4 ton.f.m	Q5 ton.f.m	Q6 ton.f.m	Q7 ton.f.m	Q8 ton.f.m
	v1	5	-8/6603	-18/6603	-10/6603	-11/265	-6/4509	-11/8477	-7/265	-7/8462
	v2	4	-16/891	-20/891	-11/891	-20/8629	-11/9472	-21/8448	-9/8629	-8/9752
	v3	3	-22/9039	-22/9039	-17/9039	-27/9796	-16/0225	-29/9653	-11/9796	-9/0368
	v4	2	-27/2349	-29/2349	-19/2349	-32/9834	-18/8879	-33/878	-15/9834	-9/1894
v5	1	-30/3772	-35/3772	-23/3772	-34/4233	-20/2851	-39/4603	-17/4233	-12/2391	



شکل ۷: نمودار برش طبقات (تحلیل طیفی).



شکل ۸: نمودار برش طبقات (تحلیل تاریخچه زمانی).

۷- جمع بندی و نتیجه گیری

همانطور که انتظار میرفت تحلیل استاتیکی معادل بیشترین برش و روش تاریخچه زمانی کمترین برش را ایجاد کرده است. به عنوان نتیجه قابل استنتاج از این پژوهش می توان به محافظه کارانه بودن روش استاتیکی معادل در برآورد برش وارده و عدم توانایی این روش برای در نظر گرفتن شکل بارگذاری اشاره کرد. از آنجایی که در تحلیل دینامیکی، حالت کاملاً ایده آلی برای سازه در نظر گرفته می شود که در عمل وجود ندارند؛ (مثلاً عدم لحاظ کردن جداگرهای میانقابی و ...) و از طرفی برش پایه استاتیکی، به واسطه ی وزن سازه برآورد قابل اطمینان تری از برش پایه می دهد؛ لذا باید با ضرابی این مورد را اصلاح کنیم تا در نهایت برش حاصل از تحلیل دینامیکی به برش حاصل از تحلیل استاتیکی نزدیک شود. به عبارتی با این روش، تحلیل طیفی بر اساس نیروهای سازه مورد نظر کالیبره شده و شرایط ایده آل تحلیل طیفی، به واقعیت نزدیک می شود. لازم به ذکر است در صورتی که برش حاصل از تحلیل دینامیکی بیشتر از تحلیل استاتیکی شود لازم نیست ضرابی اعمال شود. از مقایسه گرافهای رسم شده برای جابجائی طبقات مشخص شده است که فرم تغییر شکل (جابجائی) طبقات در تحلیل طیفی به استاتیکی نزدیک است ولی تحلیل طیفی نسبت به استاتیکی مقادیر کمتری را برای جابجائی حداکثر طبقات نشان می دهد و در تحلیل دینامیکی این مقدار کمتر می شود. از بررسی های انجام گرفته در بالا می توان نتیجه گرفت که برای قاب ۵ طبقه مد نظر جواب های آنالیز استاتیکی و دینامیکی طیفی و دینامیکی با یک نسبت خطی نسبت به هم تغییر می کنند. که البته می توان تحقیق کرد که با تغییرات طبقات در قاب این نسبت بحرانی شود و در صد اختلاف بین تحلیل طیفی و استاتیکی بیشتر شود و به احتمال زیاد نیروهای حاصل از یکی از رکوردها در تحلیل تاریخچه زمانی به عنوان نیروی طراحی غالب باشد. نامنظمی جرمی در طبقه اول با اختلافی ۴۵ درصدی نسبت به سایر طبقات بیشتر بود و نامنظمی جرمی در طبقه سوم با ۱۵ درصد نسبت به نمونه منظم کمتر بوده است. بیشترین تغییر مکان مربوط به نامنظمی جرمی در طبقه اول و کمترین تغییر مکان مربوط به سازه منظم است. بیشترین برش پایه مربوط به نامنظمی جرمی در بام و کمترین برش پایه مربوط به سازه منظم است. نتایج بدست آمده بیانگر کاهش ظرفیت لرزه ای سازه های با نامنظمی جرمی در ارتفاع گشته است و بنابراین پیشنهاد می گردد تا حد امکان از ایجاد نامنظمی جرمی در ارتفاع احتراز شود.



۸- مراجع

- [1]- Standard No. 2800, 2005, **Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Third Revision**, Building & Housing Research Center, Iran.
- [2]- Park, Y. J., Ang, A. and Wen, Y. K., 1984, **Seismic Damage Analysis and Damage Limiting Design of Reinforced Concrete Building**, University of Illinois at Urbana-Champaign.
- [3]- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. and Lobo, R. F., 1992, **IDARC 2D Ver.3.0: A Program for the Inelastic Damage Analysis of Reinforced Concrete Structures**, Report No. NCEER-92-0022, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo.
- [4]- Papageorgiou, A. S., 1998, **The Character of Near Source Ground Motion and Related Seismic Design Issues**, Proc. of the Structural Engineers World Congress, San Francisco California, 18-23.
- [5]- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. and Aoyama, H., 1983, **Analysis of the Full-scale Seven-story Reinforced Concrete Test Structure**, The Faculty of Engineering, University of Tokyo, Vol. XXXVII, No. 2, 432-478.
- [۶]- انصاری، ح.، قاسمی، ا.ع.، و روحانی منش، م. ص.، ۱۳۹۷، **ارزیابی قابلیت اطمینان عملکرد لرزه ای قاب های خمشی ویژه فولادی با در نظر گرفتن نامنظمی در ارتفاع**، کنفرانس بین المللی امنیت، پیشرفت و توسعه پایدار مناطق مرزی، سرزمینی و کلانشهرها، راهکارها و چالش ها با محوریت پدافند غیر عامل و مدیریت بحران، تهران، دانشگاه افسری امام علی (ع).
- [۷]- شهبازی، ا.، صابری، و.، و صابری، ح.، ۱۳۹۶، **بررسی دقت روش تحلیل استاتیکی در قیاس با روش دینامیکی طیفی و تاریخچه زمانی در سازه های میان مرتبه فولادی**، چهارمین کنفرانس بین المللی معماری و شهرسازی پایدار - دبی و مصدر، دبی، دانشگاه آزاد اسلامی واحد امارات.
- [۸]- حسینی مهر، م.، موسوی نژاد، س.، ۱۳۹۷، **مقایسه اثرات استفاده از جداگرهای LRB و میراگرهای ADAS در سازه قاب خمشی فولادی ویژه نامنظم جرمی**، تحت اثر مولفه افقی و عمودی زلزله های نزدیک گسل، سومین کنفرانس بین المللی یافته های نوین عمران معماری و صنعت ساختمان ایران، تهران- دانشگاه تهران، دبیرخانه دائمی کنفرانس.
- [۹]- امیری، م.، یخچالیان، م.، ۱۳۹۷، **بررسی کارایی سنجه های شدت مختلف برای ارزیابی ظرفیت فروریزش قابهای خمشی فولادی دارای نامنظمی جرمی در ارتفاع**، نهمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، تهران، انجمن سازه های فولادی ایران.