

برآورد ضرایب عملکرد لرزه‌ای قاب خمشی فولادی به کمک تحلیل بار افزون مرسوم و پیشرفته با نگاه به اثر مودهای بالاتر و زلزله نزدیک گسل پالس گونه

نوید سیاه پلو^{۱*}، محسن گرامی^۲، رضا وهدانی^۳

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

۲- دانشیار، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه سمنان، سمنان، ایران

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

چکیده

شکل‌پذیری، مقاومت افزون، مصالح و نوع روش طراحی عواملی هستند که بر اندازه کاهش نیروی برش پایه سازه با ورود به محدوده غیرخطی تأثیر می‌گذارند. این عوامل در ادبیات فنی با عنوان پارامترهای عملکرد لرزه‌ای معرفی شده‌اند. در اکثر آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ضریب رفتار که متناظر با نوع سیستم باربر جانبی تعریف می‌شود، دربرگیرنده آثار عوامل مذکور است. علی‌الرغم اینکه ضریب رفتار به صورت تجربی پیشنهاد شده است از دیدگاه تحلیلی در دو رده ظرفیت و نیاز قابل‌محاسبه است. در این بین تأثیر زلزله‌های نزدیک گسل پالس گونه بر تخمین ضریب رفتار تحلیلی کمتر مورد توجه قرار گرفته است. به همین دلیل در این مقاله پارامترهای عملکرد لرزه‌ای به کمک روش‌های سنتی و پیشرفته بار افزون محاسبه و با مقادیر پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ مقایسه می‌شوند. در این بین تأثیر الگوهای مختلف بار جانبی بر پارامترهای عملکرد لرزه‌ای و منحنی ظرفیت مدنظر قرار گرفته‌اند. نتایج در حوزه مدل‌های این مطالعه نشان می‌دهد که ضریب رفتار قاب خمشی فولادی ویژه پیشنهادی ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای سازه‌های کوتاه مرتبه محافظه‌کارانه است. با افزایش تعداد طبقات ضریب رفتار ظرفیت کمتر از مقدار آیین‌نامه برآورد شده لذا استفاده از ضریب رفتار آیین‌نامه در این مورد صحیح نیست. الگوهای مختلف بار در روش سنتی تأثیری بر مقدار ضریب رفتار ظرفیت ندارند. همچنین میانگین ضریب شکل‌پذیری کلی در تمامی مدل‌ها در حدود ۲ برآورد شده و مستقل از روش تحلیل است. در نهایت ضریب رفتار نیاز متأثر از زلزله نزدیک پالس گونه بین ۰/۲ تا ۰/۴ مقدار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ بوده و در نتیجه به‌کارگیری ضریب رفتار (R) استاندارد ۲۸۰۰ در طراحی سازه در جهت اطمینان خواهد بود.

کلمات کلیدی: تحلیل بار افزون، ضریب رفتار، نیاز فرا ارتجاعی، زلزله نزدیک گسل، شکل‌پذیری، ضرایب عملکرد لرزه‌ای

Evaluation of Seismic Performance Parameters of Steel Moment Frames Using Conventional and Advanced Pushover Methods with Considering Higher Mode and Near Field Pulse-Type Effects

Navid Siahpolo^{*1}, Mohsen Gerami², Reza Vahdani³

1- Assistant Professor, Department of Civil Engineering, Khuzestan academic center for education, culture and research (ACECR), Ahwaz, Iran

* نویسنده مسئول: نوید سیاه‌پلو، n_siahpolo@yahoo.com

تاریخ دریافت مقاله: ۹۴/۶/۱۴، تاریخ پذیرش مقاله: ۹۴/۱۲/۱۵

2- Associate Professor, Department of Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran
2- Assistant Professor, Department of Earthquake Engineering, Semnan University, Semnan, Iran

Abstract

Ductility, over-strength, material properties and design methodology are the factors affect the reduction rate of the lateral strength of structure in nonlinear region. These factors are introduced as Seismic Performance Parameters, SPP, in technical literature. In seismic codes, the behavior factor, which defines corresponding to the lateral resisting system, covers the aforementioned parameters. Although the R-factor is proposed experimentally, but it could be calculated by means of analytical models in two categories which are demand and capacity R-factor. However, reviewing previous studies reveal that less attention has been paid to the effects of near-fault pulse type earthquakes on R-factor. Therefore, in this study, the SPP is calculated by conventional and advanced pushover methods and the results are compared with the R-factor proposed by Standard 2800-Ver.3. In addition, the effect of load patterns on SPP and capacity curved are considered. The result of this study shows that the proposed R-factor by Standard 2800-3rd for steel special moment frames is conservative for low-rise structures. Increasing the height decreases, the capacity R-factor thus using the R-factor of standard-2800 is inaccurate. The conventional load patterns have no considerable effect on capacity R-factor. In addition, the average of global ductility is about 2 for all models and it is almost independent of the analysis method. At the end, the demand R-factor resulted by near-fault pulse type ground motions is between 0.2 and 0.4 of the value proposed by standard-2800. Therefore, using R-factor introduced by standard-2800 is conservative for the elastic design procedure.

Keywords: Pushover, Behavior factor, Nonlinear demand, Near filed earthquake, Ductility, Seismic Performance Parameters

۱- مقدمه

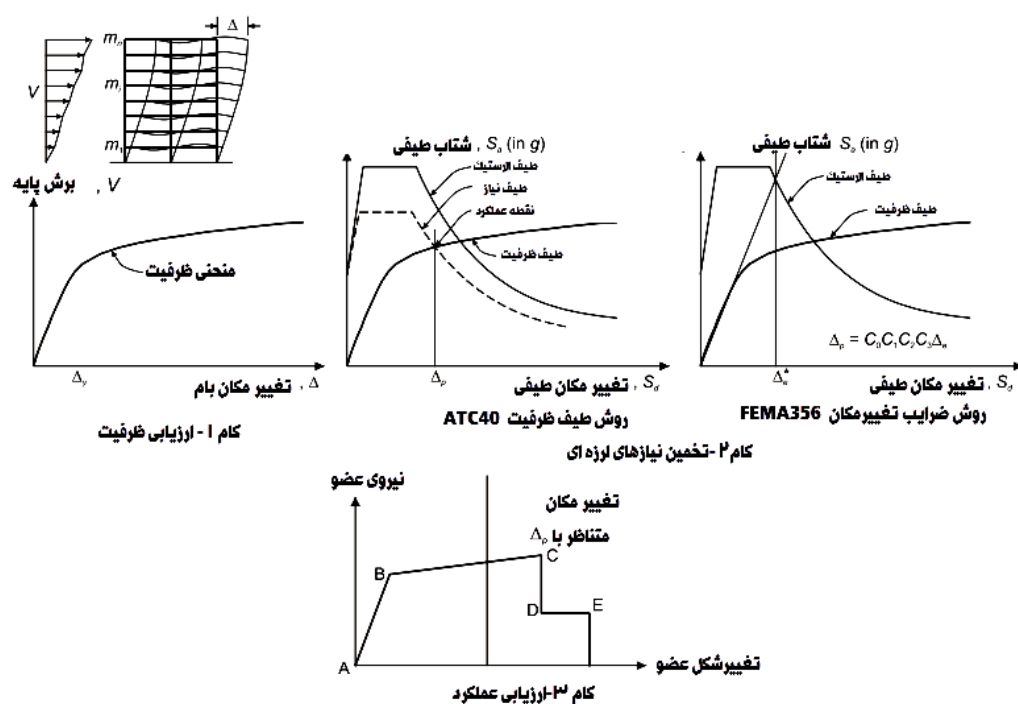
تحلیل ارتجاعی سازه‌ها تحت تأثیر زلزله، باعث می‌شود بازتاب‌هایی در سازه شکل گیرد که به میزان قابل توجهی با پاسخ واقعی آن متفاوت می‌باشند زیرا با ورود به حوزه غیرارتجاعی سازه قادر است، مقدار زیادی از انرژی زلزله را به شکل انرژی چرخه‌ای تلف و با بروز بازتاب غیرخطی در برابر تحریک اعمالی مقاومت کند. بنابراین برای تعیین مقاومت غیرارتجاعی می‌بایست تحلیل غیرخطی انجام پذیرد که البته این تحلیل مستلزم انجام عملیات محاسباتی زمان‌بر و پرحجم است. در بسیاری از کدهای لرزه‌ای به منظور اعمال اثرات غیرخطی در روش تحلیل ارتجاعی و به دلیل اهمیت شکل‌پذیری در جذب انرژی زلزله و در نتیجه تأخیر در تخریب سازه، نیروهای محاسباتی ارتجاعی به کمک ضریب رفتار سازه (ضریب کاهش مقاومت)، R ، کاهش می‌یابند. آنچه به عنوان ضریب رفتار تعریف می‌شود عبارت است از مقاومت (برش پایه) ارتجاعی به مقاومت (برش پایه) غیر ارتجاعی سازه در سطح شکل‌پذیری هدف. مطالعات مختلف نشان می‌دهد پاسخ برش پایه و در نتیجه ضرایب رفتار می‌تواند تحت "اثرات چند درجه آزادی" یا به اختصار "اثرات MDOF" قرار گیرد [۱-۵]. بنابراین منطقی است ضریب R در شرایط یکسان برای سیستم‌های با ارتفاع، دوره تناوب و سطح عملکرد مختلف، متغیر باشد درحالی‌که در کدهای لرزه‌ای ثابت فرض شده است. ضریب R را می‌توان با روش تحلیل بار افزون و یا تحلیل تاریخیچه زمانی غیرخطی محاسبه نمود که به ترتیب به ضریب رفتار ظرفیت و نیاز معروف‌اند. برای محاسبه ضریب R ظرفیت، روش‌های مختلف تحلیل بار افزون سنتی (Conventional Pushover Analysis, CPA) و پیشرفته (Advanced Pushover Analysis, APA) قابل استفاده است. مهم‌ترین ایراد وارد بر CPA عدم اعمال «اثر مدهای بالاتر (Higher Modes)» یا به اختصار «اثرات Modes HM» بر آورد نیازهای غیرالاستیک معرفی شده است. برای رفع این نقیصه ایده استفاده از روش بار افزون چند مودی (Modal Pushover Analysis, MPA) مطرح گردید [۶ و ۷]. یکی از مشهورترین روش‌های چند مودی، روشی است که به MPA مشهور است و توسط چوپرا و گول پیشنهاد گردید. در این روش برای الگوهای بارگذاری متناظر با تعداد مشخصی مود، منحنی ظرفیت سازه به دست آمده سپس نتایج با روش‌های رایج ترکیب آثار مود مانند CQC و یا SRSS ترکیب می‌شوند [۸]. چوپرا و همکاران روش MPA را بر اساس پاسخ طیفی

الاستیک اصلاح نمودند [۹]. اصلی‌ترین اشکال وارد بر روش MPA عدم‌تغییر در ماتریس سختی به دلیل پلاستیک شدن اعضای سازه و به دنبال آن ثابت ماندن الگوی بار جانبی متناظر با هر مود در خلال بارگذاری است. بنابراین محققین مختلف روش‌هایی را پیشنهاد کردند که به کمک آن الگوی بار جانبی متناظر با تغییرات ماتریس سختی، تغییر می‌کند و به روش بار افزون تطبیقی یا (APA) شهرت یافته است [۱۰-۱۲]. تمامی روش‌های تطبیقی به‌جز روشی که توسط آیندینوقلو پیشنهاد گردید، نمی‌توانند به‌خوبی اندرکنش بین پاسخ مودهای مختلف را که به اثرات مودهای بالاتر (Higher Mode Effects, HME) مشهور است، در نظر بگیرند [۱۱]. نکته مهم اینکه با ورود پاسخ سازه به ناحیه پلاستیک امکان تجزیه پاسخ سازه به مودهای مختلف وجود ندارد. به‌همین جهت برخی محققین ایده روش‌های بار افزون مودال تک‌مرحله‌ای را بر اساس ترکیب مودی نیروها پیشنهاد نمودند [۱۳-۱۵]. در این بین روش‌های تطبیقی تک‌مرحله‌ای مودال نیز پیشنهاد شده است [۱۶ و ۱۷]. امروزه یکی از رایج‌ترین روش‌های تحلیل بار افزون توسط پینهو پیشنهاد شده است که در دو فرم نیرویی (Force-Displacement-based Adaptive Pushover Analysis) و تغییرمکانی (FAPA based Adaptive Pushover Analysis) انجام می‌گیرد [۱۸ و ۱۹]. شاخص‌ترین مطالعه سال‌های اخیر در خصوص تأثیر روش‌های مختلف بار افزون بر ضریب رفتار قاب‌های خمشی توسط ایزدی نیا و همکاران (۲۰۱۱) انجام گرفته است. نتایج به‌دست‌آمده نشان می‌دهد که ضریب رفتار و شکل‌پذیری کلی محاسبه‌شده از روش‌های مختلف بار افزون می‌توانند باهم اختلاف داشته باشد. بعلاوه بیشترین تغییر شکل تسلیم مربوط به روش DAPA است. از طرفی تغییر در الگوی بارگذاری روش CPA تغییر چندانی را بر ضریب رفتار نخواهد گذاشت [۲۰].

مطالعه پارامتریک عوامل مؤثر بر محاسبه ضریب رفتار قاب‌های خمشی فولادی در اثر زلزله‌های نزدیک گسل موضوعی است که در مطالعات پیشین کمتر بدان پرداخته شده است. بنابراین وجه تمایز این مطالعه با تحقیقات قبلی تمرکز ویژه بر اثر زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه بر نیاز و ظرفیت مقاومت ارتجاعی و غیرارتجاعی تعریف می‌گردد. به‌همین دلیل در این مقاله برآورد ضریب رفتار موجود (ظرفیت) سازه با سیستم قاب خمشی فولادی ویژه به کمک روش‌های بار افزون مرسوم و پیشرفته هدف اصلی و مقایسه نتایج حاصل با ضریب رفتار نیاز در اثر زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده و مؤلفه عمود بر گسل به‌عنوان هدف دوم معرفی شده است. برای انجام تحلیل CPA از الگوهای توزیع بار یکنواخت (UN)، مثلث وارونه (TR)، آیین‌نامه (Code2800)، مود اول (M1) و SRSS (بار جانبی توزیع یافته متناظر با هر مود به روش SRSS ترکیب‌شده و بر سازه وارد می‌شود) و برای انجام تحلیل تطبیقی DAPA و FAPA از طیف پاسخ الاستیک شتاب و تغییرمکان زلزله‌های نزدیک گسل استفاده می‌شود. بدین ترتیب می‌توان اثر زلزله نزدیک را در تحلیل بار افزون وارد نموده و توانمندی روش‌های سنتی و پیشرفته را ارزیابی نمود.

۲- روش بار افزون (مبانی)

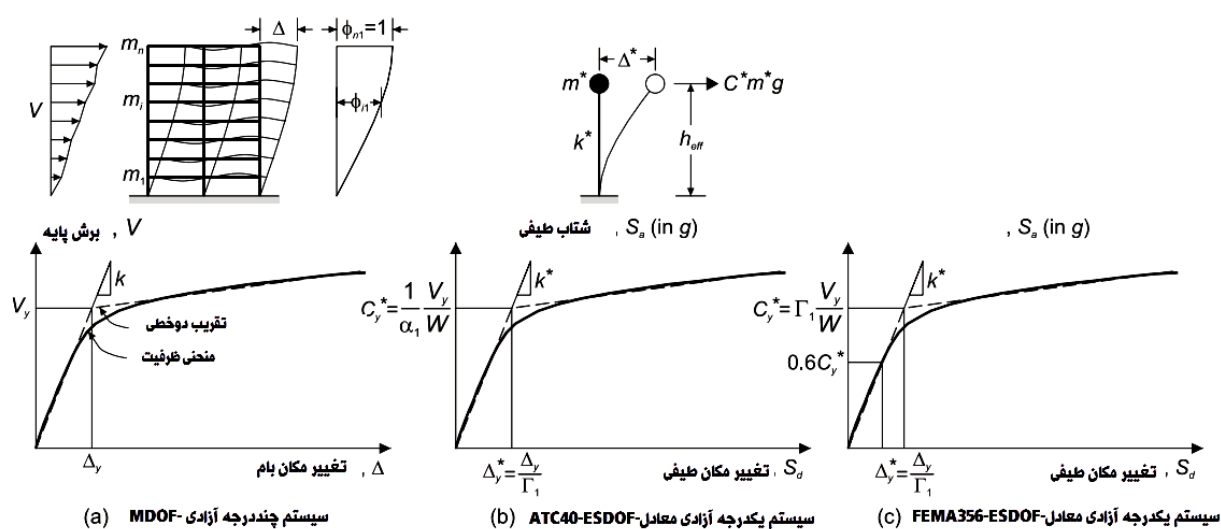
تحلیل استاتیکی غیرخطی (NSP, (Nonlinear Static Procedure)، از سه مرحله تشکیل شده است که عبارت‌اند از: (۱) ارزیابی ظرفیت، (۲) تخمین نیاز لرزه‌ای و (۳) ارزیابی عملکرد. این سه مرحله به‌صورت شماتیک در شکل ۱ بر اساس FEMA356 و ATC40 نمایش داده‌شده است [۲۱ و ۲۲].



شکل ۱: گام‌های اساسی در روش استاتیکی غیرخطی

۱-۲- ارزیابی ظرفیت

در این بخش، منحنی ظرفیت که نمودار نیروی برش پایه در برابر تغییر مکان نقطه کنترلی (عموماً تغییر مکان نقطه‌ای در مجاورت مرکز جرم طبقه بام) به کمک تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه شده و ترسیم می‌گردد. برای تولید این نمودار می‌بایست مدل سازه‌ای به کمک یک بارگذاری افزایشی تا رسیدن به تغییر مکان هدف از پیش تعریف شده قرار گیرد. مدل سازه می‌بایست اثرات غیرخطی شدن اجزا را به خوبی در نظر بگیرد. این موضوع توسط تعریف مفاصل پلاستیک متمرکز یا استفاده از المان‌های با رفتار غیرخطی امکان‌پذیر است. برای تولید منحنی ظرفیت الگوهای مختلف بار قابل تعریف است. این الگوهای بار عموماً با جرم و تغییر مکان متناظر با شکل مود ارتعاشی متناسب است. به طور نمونه در ATC-40 الگوهای بارگذاری زیر پیشنهاد شده است؛ (۱) بار متمرکز، (۲) توزیع آیین‌نامه، (۳) مود اول، (۴) تطبیقی و (۵) چند مودی. در روش FEMA356 دو نوع تحلیل غیرخطی با دو بردار شکل متفاوت تعریف شده است. در بردار شکل حالت اول توزیع بار عبارت است از؛ (۱) توزیع آیین‌نامه، (۲) مود اول و (۳) SRSS. نوع دوم توزیع بار عبارت است از؛ (۱) یکنواخت و (۲) تطبیقی. برای تعیین عملکرد سازه، حداکثر پاسخ به دست آمده از توزیع بارهای مختلف مدنظر قرار می‌گیرد. سپس منحنی ظرفیت حاصل به طیف ظرفیت تبدیل می‌گردد. برای آشنایی با این معادل‌سازی، فرآیند پیشنهاد شده در FEMA356 و ATC-40 در شکل ۲ نمایش داده شده‌اند. به این روند، معادل‌سازی با سازه تک درجه آزادی معادل (Equivalent Single-Degree-of-Freedom, ESDOF) گفته می‌شود.



شکل ۲: تعریف سازه تک درجه آزادی معادل - ESDOF

۲-۲- تخمین نیاز لرزه‌ای

در این مرحله تغییر مکان هدف، حداکثر تغییر مکان گره کنترل در طبقه بام به کمک طیف الاستیک هموار شده برای میرایی مشخص (۳ یا ۵ درصد میرایی) محاسبه می‌گردد. به طور نمونه در فرمت تغییر مکان طیفی - شتاب طیفی، نمودار طیف الاستیک نماینده سطح خطر ساختگاه است. این مرحله از تحلیل استاتیکی غیرخطی، روش ارائه شده در ATC-40 با FEMA356 تفاوت دارد. در روش ATC-40 از طیف الاستیک کاهش یافته به دلیل میرایی غیرخطی استفاده می‌شود. این طیف نماینده انرژی چرخه‌ای تلف شده در رفتار غیرخطی در اثر میرایی است. نتیجه حاصل تغییر مکان هدف است که در شکل ۱ با Δ_p نمایش داده شده است. طیف الاستیک میرا شده معادل را معمولاً به کمک روش نیومارک-هال و از طیف الاستیک (برای میرایی ۲ و ۵ درصد) محاسبه می‌کنند. در FEMA356 از روش ضرایب تغییر مکان برای محاسبه تغییر مکان هدف Δ_p استفاده می‌شود. این تغییر مکان به کمک اعمال ضرایب اصلاح به تغییر مکان الاستیک ESDOF، Δ_e ، به دست می‌آید. برای محاسبه تغییر مکان طیفی ESDOF از دوره تناوب متناظر با سختی مؤثر سیستم SDOF استفاده می‌شود. دوره تناوب مؤثر را عموماً دوره تناوب اصلی سازه MDOF در نظر می‌گیرند. لازم به ذکر است استفاده از طیف الاستیک با میرایی بالا در روش ATC-40 توسط محققین مختلفی به نقد کشیده شده است؛ زیرا تا به حال هیچ‌گونه قضاوت فیزیکی قابل قبولی برای استفاده از میرایی ویسکوز معادل در به تصویر کشیدن انرژی چرخه‌ای تلف شده متناظر با بیشینه تغییر مکان ارائه نشده است. از طرفی نمی‌توان یک ارتباط واضح بین دوره تناوب سکانتی متناظر با نقطه عملکرد و پاسخ دینامیکی سیستم غیرخطی بیان نمود. به همین دلیل تلاش‌های گسترده‌ای برای بهبود نیازهای لرزه‌ای پیشنهاد شده است. البته لازم به ذکر است ضرایب پیشنهادی در FEMA356 نیز همچنان نیازمند بازنگری است چنانکه در FEMA440 اصلاحاتی روی این ضرایب انجام گرفته است [۲۳].

۲-۳- ارزیابی عملکرد

پس از آنکه تغییر مکان هدف (نقطه توقف تحلیل) محاسبه شد، تعیین بازتاب‌های مورد نیاز امکان‌پذیر می‌گردد. سپس این بازتاب‌ها با معیارهای عملکردی متناظر که بر اساس اهداف عملکردی تعیین شده‌اند، مقایسه می‌گردد. این موضوع در شکل ۱ قسمت سوم ارائه شده است.

۳- روش بار افزون تطبیقی (مبانی)

روش بار افزون تطبیقی (APA) به گونه‌ای ارائه گردید تا هم‌زمان اثر مودهای بالاتر به همراه تغییر در الگوی بارگذاری متناسب با تغییر ماتریس سختی کلی سازه به دلیل رفتار غیرخطی در نظر گرفته شوند. روش APA به دو فرم قابل اجراست. از آنجاکه در این مقاله از هر دو روش برای محاسبه ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری کلی استفاده شده است، بنابراین منطقی است که مبانی این دو روش به همراه روابط موردنیاز به اختصار تشریح شوند.

۳-۱- روش بار افزون تطبیقی بر اساس نیرو - FAPA

در این روش در ابتدا لازم است بردار نیروی جانبی اسمی و جرم طبقات مختلف تعریف شوند. این مقادیر تنها یک‌بار در اولین مرحله تحلیل تعریف می‌شوند. با تعریف بردار نیروی اسمی، P_0 ، مقدار بردار نیروی تطبیقی عبارت است از:

$$P_t = \lambda_t \bar{F}_t P_0 \quad (1)$$

در رابطه فوق اندیس t ، معرف شماره گامی است که افزایش بار جانبی در آن صورت می‌گیرد. از طرفی، λ_t ضریب افزایش بار در هر گام بارگذاری و \bar{F}_t ، نیروی هم‌پایه شده طبقه i در گام t است که به کمک رابطه (۲) تعریف می‌گردد:

$$\bar{F}_i = \frac{F_i}{\sum_{i=1}^N F_i} \quad (2)$$

شایان‌ذکر است F_i نیروی ترکیب یافته مودی تراز طبقه i است که از ترکیب CQC یا SRSS در مودهای مختلف در شروع هر گام بارگذاری از طریق انجام یک تحلیل مودال وابسته به شرایط سختی سازه در آخرین گام بارگذاری محاسبه می‌شود. برای محاسبه نیروی تراز طبقه i ضروری است نیروی تراز هر طبقه متناظر با مود موردنظر، F_{ij} ، محاسبه گردد.

$$F_{ij} = \Gamma_j \varphi_{ij} M_i S_{aj} \quad (3)$$

در رابطه فوق Γ_j و M_i به ترتیب ضریب مشارکت مود j و جرم طبقه i است. همچنین، φ_{ij} مؤلفه مودی طبقه i در مود j -ام است که لازم است در هر گام بارگذاری با حل مسئله مقدار ویژه و با در نظر گرفتن نرخ تغییرات ماتریس سختی کلی سازه محاسبه گردد. لازم به ذکر است این روش می‌تواند باگذشت زمان نادرست باشد (خطاها به صورت تجمعی می‌باشند)؛ زیرا در جمع آثار مودی در هر مرحله به‌روش SRSS، به جهت اینکه همواره علامت مثبت نتایج مودی در تولید الگوی بار استفاده می‌شود، به‌نوعی اثرات مودهای بالاتر نادیده گرفته شده و کم‌رنگ می‌گردد [۲۱]. به همین دلیل آنتونیو و پینهو روش بار افزون تطبیقی بر اساس تغییر مکان را پیشنهاد نمودند.

۳-۲- روش بار افزون تطبیقی بر اساس تغییر مکان - DAPA

در این روش، u_0 که نماینده بردار نیروی جانبی اسمی بر اساس توزیع تغییر شکل مطلق یا نسبی طبقات در ارتفاع است، تعریف شده و به کمک آن بردار نیروی تطبیقی با استفاده از رابطه ۴ محاسبه می‌شود:

$$u_t = \lambda_t \bar{D}_t u_0 \quad (4)$$

در رابطه فوق اندیس t ، معرف شماره گامی است که افزایش بار جانبی در آن صورت می‌گیرد. از طرفی، ضریب افزایش بار در هر گام بارگذاری یا به تعبیری شکل بردار نیرو در انتهای آخرین گام تحلیل یا ابتدای گام جدید، \bar{D}_t ، به صورت هم‌پایه شده برابر است با:

$$\bar{D}_i = \frac{D_i}{D_i^{\max}} \quad (5)$$

در رابطه فوق D_i تغییر مکان سازه در طبقه i و D_i^{\max} حداکثر تغییر مکان طبقات سازه است. در حقیقت در این روش شکل بردار نیروی جانبی در هر گام زمانی بر اساس تغییر مکان هم‌پایه شده طبقات (رابطه ۵) به دست می‌آید. برای محاسبه D_i دو روش وجود دارد: ۱- D_i متناظر با تغییر مکان طیفی طبقه i که به‌روش SRSS باهم ترکیب شده است.

$$D_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (D_{ij})^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j \varphi_{ij})^2} \quad (6)$$

۲- D_i متناظر با تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (دریفت طبقه) که به روش SRSS باهم ترکیب شده است.

$$\Delta_i = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Delta_{ij})^2} = \sqrt{\sum_{j=1}^n (\Gamma_j (\varphi_{i,j} - \varphi_{i-1,j}) S_{dj})^2} \quad (7)$$

$$D_i = \sum_{k=1}^i \Delta_k \quad (8)$$

علت اینکه از تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای استفاده شده است این است که نتایج مطالعات مختلف نشان می‌دهند که شاخص تغییر مکان نسبی می‌تواند به عنوان یک معیار خرابی بسیار مفید در ارزیابی لرزه‌ای ساختمان‌ها استفاده گردد. در حقیقت در این روش تغییر مکان نسبی هر طبقه در اثر مودهای مختلف به کمک رابطه ۷ محاسبه شده و سپس تغییر مکان مطلق طبقه i از جمع جبری تغییر مکان نسبی طبقات به کمک رابطه ۸ در طبقه i به دست می‌آید. نکته اینکه این روش همچنان تقریبی است زیرا وقوع هم‌زمان حداکثر تغییر شکل‌های بین طبقه‌ای در یک‌زمان مشابه دور از واقعیت است. لازم به ذکر است در روابط ۳ و ۷، S_{aj} و S_{dj} به ترتیب شتاب طیفی و تغییر مکان طیفی است که از طیف الاستیک با میرایی ۵٪ برای رکوردهای نزدیک گسل محاسبه شده است. در این مقاله برای انجام تحلیل‌های CPA و APA از نرم‌افزار SEISMOSTRUCT v.6.5 استفاده شده است [۲۴]. در این نرم‌افزار نحوه محاسبه بردار بار از دو روش ارتقا کلی و افزایشی قابل تعیین است. در این تحقیق از روش ارتقاء افزایشی استفاده شده است. همچنین جهت تولید بردار نیروی طیفی در هر گام بارگذاری از ترکیب به روش CQC استفاده گردید. ماتریس میرایی مودال بر اساس روش رایلی متناظر با دوره تناوب اصلی مودهای اول و دوم تعریف شد. بر این اساس برای انجام تحلیل مقدار ویژه در هر گام بارگذاری ضریب استهلاک ۵٪ فرض شده است. برای محاسبه ضریب افزایش بار جانبی از دو الگوریتم «کنترل شونده توسط نیرو» و «کنترل شونده توسط پاسخ» استفاده می‌شود. برای روش FAPA از روش اول و برای روش CPA و DAPA از روش دوم استفاده شده است.

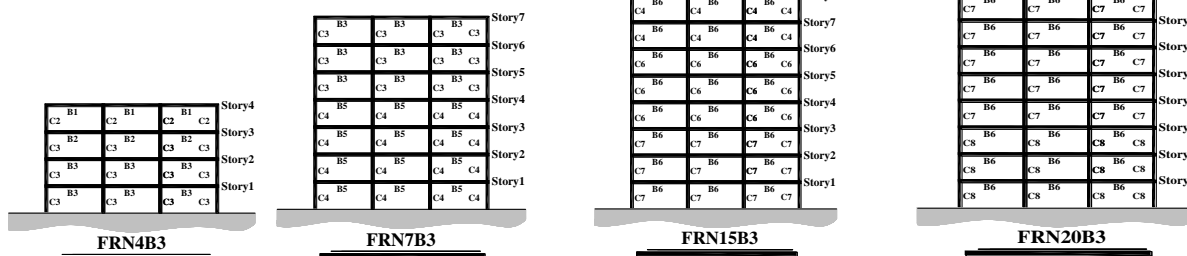
۴- معرفی مدل‌ها، سناریوی زلزله و روند تحقیق

در قاب‌های مورد مطالعه، ارتفاع کلیه طبقات ثابت و برابر ۴ متر و طول دهانه‌ها برابر ۵ متر در نظر گرفته شده است. برای قاب‌های خمشی فولادی دوبعدی مورد استفاده در این مطالعه شکل‌پذیری از نوع ویژه انتخاب گردید. به منظور سهولت در معرفی قاب‌ها، هر قاب با نام FRNiBj معرفی گردیده است که نماینده، قاب i طبقه و j دهانه است. تعداد دهانه، B برای کلیه قاب‌ها ثابت و برابر ۳ در نظر گرفته شده است. مقادیر N نیز عبارت است از ۲۰ و ۱۵ و ۷ و ۴. قاب‌ها مطابق مبحث ۶ مقررات ملی ساختمان ایران بارگذاری ثقلی و لرزه‌ای شده‌اند. در بارگذاری ثقلی، بار مرده طبقات، بار معادل تیغه بندی و بار متوسط زنده طبقات به ترتیب مقادیر ۵۵۰، ۲۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع و عرض بارگیر قاب در هر طبقه ۵ متر در نظر گرفته شد. در بارگذاری لرزه‌ای جرم طبقات برابر با مجموع بار مرده و ۲۰ درصد بار زنده منظور گردید. خاک محل احداث، نوع III، منطقه با خطرپذیری بسیار زیاد و نوع کاربری مسکونی با درجه اهمیت متوسط در نظر گرفته شده است. کلیه قاب‌های مذکور با استفاده از نرم‌افزار Etabs2013 تحلیل استاتیکی معادل (در برخی مدل‌ها تحلیل شبه دینامیکی و همسان‌سازی برش پایه طراحی) و به روش ضرایب بار و مقاومت (AISC360-05-LRFD)، طراحی شده‌اند [۲۵]. برای تیرها از مقطع تیرورق و برای ستون‌ها از مقطع جعبه‌ای استفاده گردید. کلیه مقاطع فشرده لرزه‌ای در نظر گرفته شد خلاصه نتایج طراحی قاب‌ها در شکل ۳ نمایش داده شده است. برای مود اول و کلیه مودهایی که ضریب مشارکت جرمی جمع‌ی آنها بیشتر از ۹۵٪ است، میرایی رایلی معادل ۵٪ تعریف گردید. رفتار چرخه‌ای تنش - کرنش فولاد به صورتی دوخطی با سخت‌شدگی کرنش ۳٪ مدل‌سازی گردید. جهت تعیین پاسخ دینامیکی غیرارتجاعی سازه‌ها از زمین‌لرزه‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت‌پذیری پیش‌رونده و مؤلفه عمود بر گسل استفاده

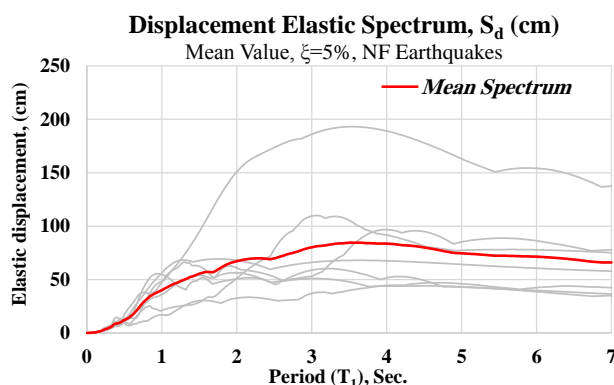
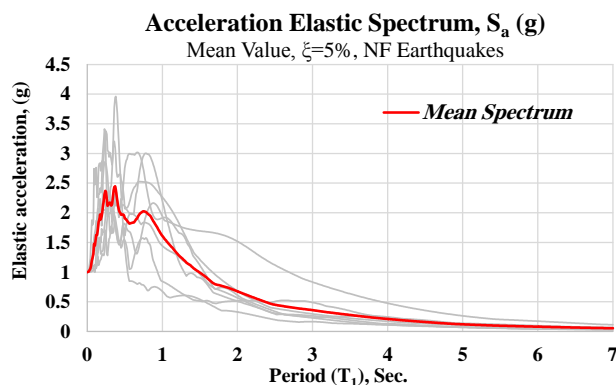
شد. مشخصات این زمین‌لرزه‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. بعلاوه نمودار طیف الاستیک شتاب و تغییر مکان زلزله‌های حوزه نزدیک مورد استفاده در این تحقیق در شکل ۴ نمایش داده شده‌اند.

نقطه توقف تحلیل‌های بار افزون و تاریخچه زمانی متناظر با تغییر مکان بام زمانی که بیشینه زاویه دررفت یکی از طبقات با بیشینه زاویه دررفت بین طبقه‌ای مجاز مندرج در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم یکی گردد، تعریف شد [۲۶]. بدین منظور در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، ضریب مقیاس زلزله با سعی و خطا آن‌چنان تغییر داده شد تا نقطه توقف فوق حادث شود. در تحلیل بار افزون نیز با تغییر مقدار تغییر مکان هدف، معیار ارائه شده تأمین گردید. بدین ترتیب می‌توان نتایج تحلیل استاتیکی و دینامیکی غیرخطی را باهم مقایسه نمود.

Section ID	Name	b_f	t_f	h_w	t_w
C1	BOX 200X15	200	15	200	15
C2	BOX 250X15	250	15	250	15
C3	BOX 300X25	300	25	300	25
C4	BOX 350X30	350	30	350	30
C5	BOX 400X30	400	30	400	30
C6	BOX 450X30	450	30	450	30
C7	BOX 500X40	500	40	500	40
C8	BOX 550X40	550	40	550	40
B1	TW300F150TH15	15	15	300	15
B2	TW350F150TH15	15	15	350	15
B3	TW400F200TH15	200	15	400	15
B4	TW450F200TH15	200	15	450	15
B5	TW500F250TH15	250	20	500	20
B6	TW550F250TH20	250	20	550	20



شکل ۳: جزییات مدل‌های سازه‌ای مورد استفاده در فرآیند تحلیل بار افزون و تاریخچه زمانی



شکل ۴: نمودار طیف الاستیک شتاب و تغییر مکان زلزله‌های حوزه نزدیک (هر رکورد و میانگین آن‌ها)

جدول ۱: ویژگی‌های زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه مورد استفاده در این مقاله

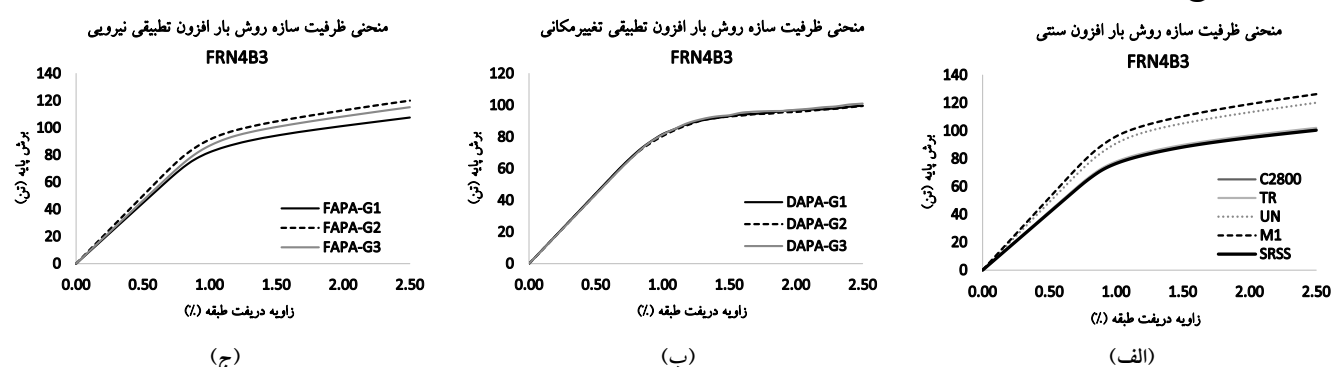
شماره رکورد بر اساس NGA	نام زلزله	نام ایستگاه	PGV (cm/sec)	M_w	نزدیک‌ترین فاصله (Km)	پریود پالس (Sec)	V_{s30} (m/s)
۱۰۴۴	G1 Northridge-01	Newhall Fire Sta	۱۲۰/۲۶	۶/۶۹	۵/۹۲	۱/۰۳۶	۲۶۹/۱

۱۰۴۵	G2 Northridge-01	Newhall W Pico Canyon.	۸۲/۸۸	۶/۶۹	۵/۴۸	۲/۴۰۸	۲۸۵/۹
۱۱۱۹	G3 Kobe, Japan	Takarazuka	۷۲/۶۴	۶/۹۰	۰/۲۷	۱/۴۲۸	۳۱۲/۰

۵- بحث و بررسی

۵-۱- محاسبه ضرایب عملکرد لرزه‌ای به کمک روش‌های مختلف بار افزون

از آنجاکه نتایج تحلیل بار افزون وابسته به نوع الگوی بارگذاری و اثرات مودهای بالاتر می‌باشند، بنابراین به نظر می‌رسد بین ضرایب R روش‌های مختلف بار افزون می‌بایست اختلافاتی موجود باشد. نکته دیگر اینکه از آنجاکه روش‌های بار افزون پیشرفته تطبیقی مانند روش DAPA و FAPA از طیف شتاب و تغییر مکان الاستیک برای بهبود دقت روش استفاده می‌نمایند، بنابراین نوع زلزله اعم از نزدیک یا دور از گسل در این روش نمود می‌یابد. به عبارتی ضریب R ظرفیت حاصل از روش‌های بار افزون تطبیقی به نوع نگاهت وابسته است. از طرفی ضریب R نیاز که مستقیماً از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی محاسبه می‌گردد به شدت وابسته به محتوا و نوع زلزله است. برای محاسبه این دو ضریب، این مقاله در دو بخش جداگانه ساماندهی شده است. در بخش اول کلیه قاب‌های موردنظر به کمک الگوهای بار جانبی روش CPA تحلیل شدند. در این خصوص از الگوهای بارگذاری مندرج در مقدمه مقاله استفاده گردید. در بخش دوم برای انجام تحلیل بار افزون تطبیقی از دو روش DAPA و FAPA استفاده شد. در ادامه نمودارهای ظرفیت مربوط به قاب‌های موردنظر ارائه شده‌اند. نتایج به دست آمده از تحلیل قاب ۴ طبقه با تعداد ۳ دهانه در ادامه تشریح می‌گردد. با مراجعه به شکل ۵-الف مشخص می‌گردد که بین منحنی‌های ظرفیت حاصل از الگوهای مختلف CPA اختلاف وجود دارد. بیشترین و کمترین منحنی ظرفیت به ترتیب از الگوی M1 و SRSS محاسبه گردید. به علاوه براساس شکل ۵-ب منحنی ظرفیت روش تطبیقی DAPA متأثر از نوع نگاهت زلزله نیست. به علاوه به استناد شکل ۵-ج، بیشترین منحنی ظرفیت روش‌های تطبیقی نیز برای FAPA-G2 محاسبه گردید.



شکل ۵: منحنی ظرفیت برای قاب FRN4B3: (الف) روش CPA، (ب) روش DAPA، (ج) روش FAPA

از اهداف اساسی این مقاله محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای همچون ضریب اضافه مقاومت، Ω ، ضریب کاهش نیرو در اثر شکل پذیری، R_{μ} و ضریب شکل پذیری، μ ، تعریف شده‌اند. این ضرایب به ترتیب با روابط زیر محاسبه می‌شوند [۲۷]:

$$\Omega = \frac{V_y}{V_s} \quad (9)$$

$$R_{\mu} = \frac{V_e}{V_y} \quad (10)$$

$$\mu = \frac{\Delta_{r,max}}{\Delta_{r,y}} \quad (11)$$

در روابط فوق V_e ، V_y و V_s به ترتیب نیروی برش پایه ارتجاعی، تسلیم و متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک است. ضمناً $\Delta_{r,max}$ و $\Delta_{r,y}$ نیز نماینده تغییر مکان نهایی طبقه بام و تغییر مکان تسلیم عمومی سازه است. برای محاسبه ضریب رفتار سازه، R ، نیز از رابطه زیر استفاده شده است:

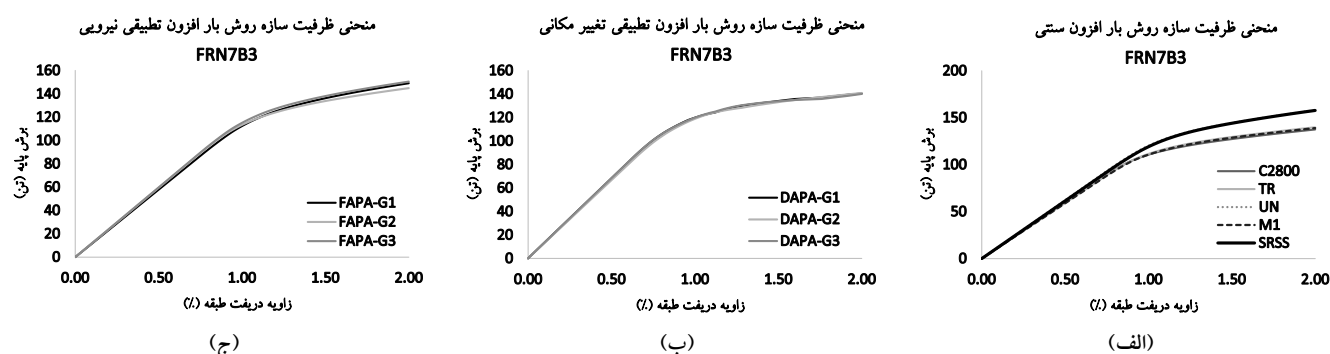
$$R = \Omega \times R_{\mu} \times Y \quad (12)$$

در رابطه ۱۲، Y به ضریب کاهش مقاومت متناظر با روش طراحی تنش مجاز است که به طور میانگین $1/4$ در نظر گرفته شده است. در ادامه برای مدل FRN4B3 در جدول ۲ مقادیر متناظر با روابط ۹ تا ۱۲ محاسبه شده‌اند. مطالعه جدول ۲ نشان داد که ضریب رفتار تمامی روش‌های بار افزون بیشتر از مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ (۱۰ برای قاب خمشی ویژه) است. ضریب اضافه مقاومت نیز به طور میانگین $1/53$ به دست آمد. همچنین بین ضرایب رفتار محاسبه شده با روش‌های مختلف بار افزون اختلاف محسوسی وجود ندارد و ضریب کاهش شکل پذیری (R_{μ}) به مراتب کمتر از ضریب رفتار کلی سازه است. بعلاوه میانگین ضریب شکل پذیری کلی (بام) $2/5$ محاسبه شده است.

جدول ۲: محاسبه Ω ، μ ، R_{μ} و ضریب R در قاب FRN4B3 با روش‌های مختلف بار افزون سستی و تطبیقی

	Code	TR	UN	M1	SRSS	FAPA G1	FAPA G2	FAPA G3	DAPA G1	DAPA G2	DAPA G3
Ω	۱/۱۷	۱/۴۱	۱/۵۴	۱/۵۷	۱/۴۱	۱/۴۸	۴/۵۱	۱/۵۰	۱/۴۰	۱/۴۰	۱/۴۴
μ	۲/۴۶	۲/۴۵	۲/۴۱	۲/۴۵	۲/۴۴	۲/۵۷	۲/۴۵	۲/۴۳	۲/۵۵	۲/۵۶	۲/۴۹
R_{μ}	۳/۱۹	۳/۱۷	۳/۱۱	۳/۱۷	۳/۱۶	۳/۳۷	۳/۱۸	۳/۱۵	۳/۳۳	۳/۳۴	۳/۲۳
R	۱۱/۷۵	۱۱/۸۰	۱۳/۶۱	۱۴/۵۴	۱۱/۵۷	۱۳/۰۴	۱۳/۴۵	۱۳/۱۸	۱۲/۵۲	۱۲/۴۴	۱۲/۲۷

در ادامه نتایج مربوط به سازه ۷ طبقه در شکل ۶ ارائه شده است. بررسی منحنی ظرفیت قاب ۷ طبقه در شکل ۶-الف نشان داد که بیشترین منحنی ظرفیت روش CPA مربوط به الگوی UN است. به علاوه به استناد شکل ۶-ب بین منحنی‌های ظرفیت به دست آمده از طیف‌های مختلف مورد استفاده در روش DAPA اختلاف محسوسی دیده نشد. این موضوع برای منحنی ظرفیت روش تطبیقی FAPA نیز صادق است (به استناد شکل ۶-ج). در ادامه مشابه قاب ۴ طبقه برای مدل FRN7B3 نیز پارامترهای عملکرد لرزه‌ای محاسبه و در جدول ۳ ارائه شده است. با توجه به جدول ۳ ضریب رفتار قاب ۷ طبقه به طور میانگین $8/5$ برآورد گردید که از مقدار پیشنهاد شده توسط استاندارد ۲۸۰۰، ۱۵٪ کمتر است. از طرفی میانگین ضریب اضافه مقاومت $1/5$ بوده که نسبت به قاب ۴ طبقه افزایش یافته است. در جدول ۳ مشاهده می‌شود که به جز روش DAPA، ضریب رفتار روش‌های مختلف بار افزون نزدیک به هم برآورد شده است. بیشترین ضریب رفتار ناشی از DAPA-G2 است که به دلیل نزدیکی پرورد پالس غالب نگاشت سرعت زلزله مذکور به پرورد اصلی سازه است.

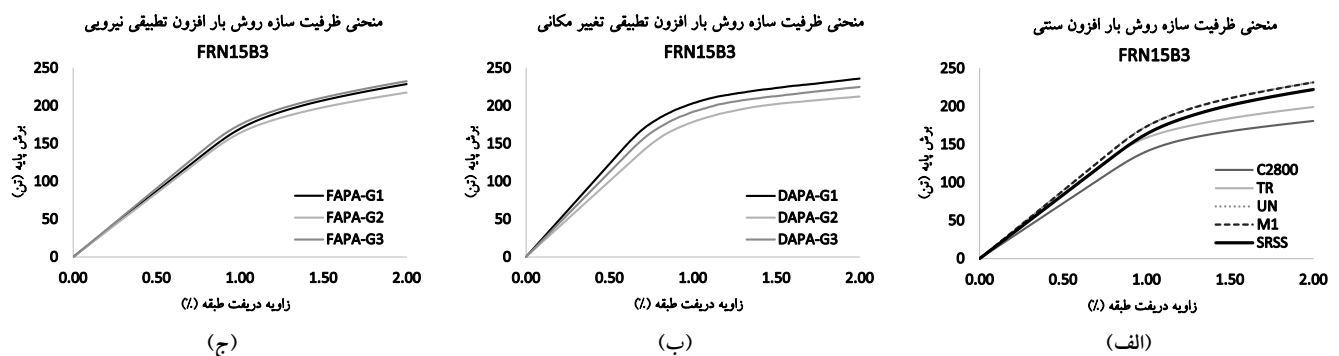


شکل ۶: منحنی ظرفیت برای قاب FRN7B3: (الف) روش CPA، (ب) روش DAPA، (ج) روش FAPA

جدول ۳: محاسبه Ω ، μ ، R_{μ} و ضریب R در قاب FRN7B3 با روش‌های مختلف بار افزون سنتی و تطبیقی

Code	TR	UN	M1	SRSS	FAPA G1	FAPA G2	FAPA G3	DAPA G1	DAPA G2	DAPA G3	
Ω	۱/۲۲	۱/۴۳	۱/۵۷	۱/۲۴	۲/۳۱	۱/۵۲	۱/۴۸	۱/۵۲	۱/۳۶	۱/۴۴	۱/۳۴
μ	۲/۰۰	۱/۹۴	۱/۸۰	۱/۹۴	۱/۷۷	۱/۷۷	۱/۸۷	۱/۸۱	۲/۲۲	۲/۱۷	۱/۸۱
R_{μ}	۲/۳۴	۲/۲۶	۲/۰۶	۲/۲۶	۲/۰۳	۲/۰۲	۲/۱۶	۲/۰۸	۲/۶۴	۲/۵۷	۲/۰۸
R	۸/۶۴	۸/۵۲	۸/۸۱	۸/۴۷	۸/۶۸	۸/۱۷	۸/۴۹	۸/۴۷	۱۰/۰۵	۹/۷۹	۹/۴۷

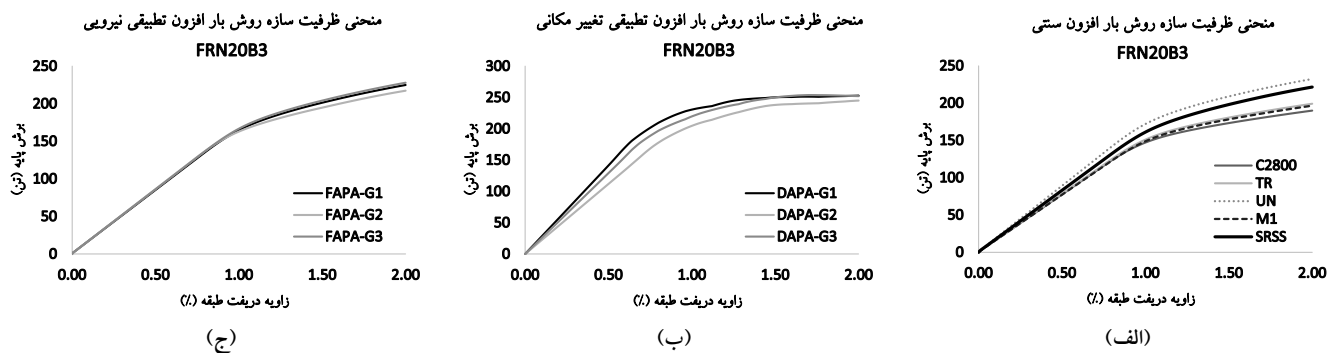
به‌طور مشابه ضمن بررسی منحنی ظرفیت قاب ۱۵ طبقه ارائه در شکل ۷ مشاهده گردید، بیشترین نمودار ظرفیت مربوط به الگوی UN بوده و کمترین آن حاصل از الگوی بار استاندارد ۲۸۰۰ است. در این بین منحنی‌های ظرفیت حاصل از روش FAPA و DAPA نیز بایکدیگر اختلاف دارند. در این خصوص بررسی اجمالی جدول ۴ نشان داد، افزایش ارتفاع سازه باعث گردید ضریب رفتار در تمامی روش‌های بار افزون نسبت به مدل ۴ و ۷ طبقه کاهش یابد. این ضریب نسبت به پیشنهاد استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، ۳۳٪ کمتر است. تنها الگوی DAPA-G1 انطباق خوبی با استاندارد ۲۸۰۰ دارد. بیشترین ضریب رفتار مربوط به روش DAPA و کمترین آن براساس روش CPA محاسبه شده است. همچنین با افزایش تعداد طبقات، ضریب اضافه مقاومت نسبت به مدل ۴ و ۷ طبقه افزایش یافته اما شکل پذیری در تمامی روش‌های بار افزون کاهش یافته است. از آنجاکه روند نتایج در سازه ۲۰ طبقه نیز مشابه با سازه ۱۵ طبقه است در ادامه نتایج آن در شکل ۸ و جدول ۵ ارائه شده‌اند.



شکل ۷: منحنی ظرفیت برای قاب FRN15B3: (الف) روش CPA، (ب) روش DAPA، (ج) روش FAPA

جدول ۴: محاسبه Ω ، μ ، R_{μ} و ضریب R در قاب FRN15B3 با روش‌های مختلف بار افزون سنتی و تطبیقی

Code	TR	UN	M1	SRSS	FAPA G1	FAPA G2	FAPA G3	DAPA G1	DAPA G2	DAPA G3	
Ω	۱/۷۲	۱/۱۹	۱/۳۲	۱/۳۴	۱/۳۱	۱/۹۲	۱/۶۸	۱/۷۴	۱/۳۳	۱/۲۵	۲/۱۷
μ	۱/۸۲	۱/۹۴	۱/۷۶	۱/۷۶	۱/۷۲	۱/۷۴	۲/۰۹	۱/۷۷	۲/۴۳	۲/۱۵	۲/۳۰
R_{μ}	۱/۸۴	۱/۹۷	۱/۷۸	۱/۷۸	۱/۷۹	۱/۷۵	۲/۱۲	۱/۷۹	۲/۴۹	۲/۱۹	۲/۳۵
R	۶/۲۲	۷/۲۲	۷/۶۱	۷/۵۹	۷/۱۱	۷/۳۹	۷/۸۲	۷/۶۳	۱۰/۶۲	۸/۶۱	۹/۶۶



شکل ۸: منحنی ظرفیت برای قاب FRN15B3: (الف) روش CPA، (ب) روش DAPA، (ج) روش FAPA

جدول ۵: محاسبه Ω ، μ ، R_{μ} و ضریب R در قاب FRN20B3 با روش‌های مختلف بار افزون سستی و تطبیقی

	Code	TR	UN	M1	SRSS	FAPA G1	FAPA G2	FAPA G3	DAPA G1	DAPA G2	DAPA G3
Ω	۱/۱۵	۱/۲۰	۱/۳۲	۱/۱۵	۱/۲۷	۱/۴۳	۱/۴۴	۱/۴۵	۱/۷۶	۱/۸۸	۱/۲۵
μ	۱/۸۴	۱/۸۰	۱/۹۵	۱/۸۰	۱/۹۲	۱/۸۶	۱/۸۵	۴/۷۳	۲/۴۵	۲/۰۸	۲/۲۸
R_{μ}	۱/۸۱	۱/۷۸	۱/۹۲	۱/۷۷	۱/۸۹	۱/۸۳	۱/۸۲	۱/۷۱	۲/۴۲	۲/۰۵	۲/۲۵
R	۵/۵۰	۵/۶۳	۶/۴۱	۵/۵۴	۵/۹۷	۶/۵۲	۶/۲۰	۶/۱۸	۱۰/۲۲	۸/۰۷	۹/۳۳

در ادامه برای مقایسه دقیق‌تر بین مقادیر ضریب رفتار و شکل‌پذیری کلی مدل‌ها به روش بار افزون سستی و تطبیقی، جدول ۶ ارائه شده‌اند. لازم به ذکر است حداقل ضریب رفتار حاصل از روش‌های مختلف مدنظر قرار گرفته است. مشاهده می‌گردد که ضریب رفتار محاسبه شده برای کلیه مدل‌ها به‌طور میانگین بین ۸ تا ۹/۴ در تغییر است. در این بین با افزایش تعداد طبقات ضریب رفتار کاهش می‌یابد. همچنین بیشترین ضریب رفتار به روش DAPA به دست آمده است. این موضوع از این منظر قابل تأیید است که در زلزله‌های نزدیک توزیع دررفت بین طبقه‌ای و تغییر مکان مطلق طبقه به شدت متأثر از اثر مودهای بالاتر بوده و همچنین نسبت به زلزله‌های دور مقادیر قابل توجهی تری را به همراه دارد؛ بنابراین از آنجاکه روش DAPA، الگوی بار را بر اساس تغییر مکان بین طبقه‌ای تولید می‌کند، اثرات زلزله نزدیک گسل در این روش به خوبی نمود داشته است. به همین ترتیب میانگین ضریب شکل‌پذیری کلی محاسبه شده برای مدل‌ها بین ۲ تا ۲/۲ در تغییر است و اختلاف آن بین روش‌های مختلف بار افزون چندان قابل توجه نیست (حداکثر ۹٪ اختلاف در نتایج).

جدول ۶: حداقل و میانگین ضریب رفتار و ضریب شکل‌پذیری کلی مدل‌های مورد استفاده با روش‌های مختلف بار افزون

نام مدل	ضریب رفتار، R			ضریب شکل‌پذیری بام، μ		
	CPA	FAPA	DAPA	CPA	FAPA	DAPA
FRN4B3	۱۱/۷۵	۱۳/۰۴	۱۲/۲۷	۲/۴۱	۲/۴۳	۲/۴۹
FRN7B3	۸/۴۷	۸/۱۷	۸/۴۷	۱/۸۰	۱/۷۷	۱/۸۱
FRN15B3	۶/۲۲	۶/۳۹	۸/۶۱	۱/۷۲	۱/۷۴	۲/۱۵
FRN20B3	۵/۵۰	۶/۱۸	۸/۰۷	۱/۸۰	۱/۷۳	۲/۰۸
میانگین	۷/۹۸	۸/۶۹	۹/۳۶	۱/۹۵	۱/۹۲	۲/۱۳

۲-۵- مقایسه ضریب رفتار نیاز و ظرفیت

از دیگر مواردی که در این پژوهش مدنظر قرار گرفت مقایسه ضریب رفتار نیاز (ضریب رفتار دینامیکی R_{dyn}) و مقایسه آن با ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش سوم مربوط به قاب‌های خمشی فولادی ویژه است (R_{2800V3}). برای محاسبه ضریب رفتار نیاز کلیه مدل‌های این

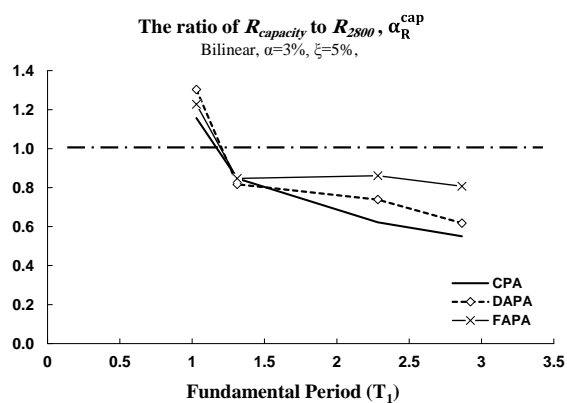
تحقیق بر اساس معیار توقف مندرج در بخش ۴ به صورت غیرخطی تحلیل شدند. برای هر مدل برش پایه متناظر با تشکیل اولین مفصل پلاستیک (V_y) در روش تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی محاسبه و به عنوان نقطه تسلیم عمومی دینامیکی سازه انتخاب گردید. البته می توان نقطه تسلیم عمومی سازه را از تحلیل بار افزون نیز محاسبه نمود و بررسی های اولیه این مقاله نشان می دهد که بین نتیجه دو روش اختلاف قابل توجهی دیده نمی شود (حداکثر ۱۰٪ اختلاف). آنگاه با تغییر در ضریب مقیاس رکوردها، کلیه مدل ها به گونه ای تحلیل شدند تا شکل پذیری کلی هر یک برابر با یک شود ($\mu=1.0$). بدین ترتیب تضمین می شود سازه مورد نظر هرگز وارد ناحیه غیرخطی نشده است. نیروی برش پایه متناظر با این حالت نیز محاسبه گردید ($V(\mu=1.0) = V_e$). از تقسیم V_e بر ضریب رفتار دینامیکی (ضریب R نیاز) محاسبه شد. در نهایت α_R^{dyn} به صورت زیر تعریف گردید:

$$\alpha_R^{dyn} = \frac{R_{dyn}}{R_{2800V3}} \quad (13)$$

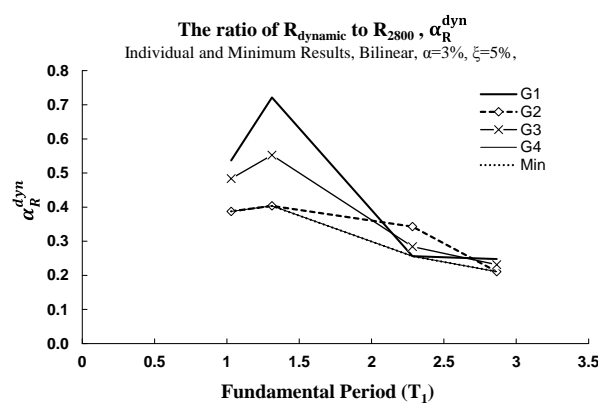
از نتایج به دست آمده به کمک رابطه ۱۳ نشان می دهد که بین ضریب رفتار نیاز متأثر از زلزله نزدیک گسل با ماهیت پالس گونه و ضریب رفتار پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم چه ارتباطی وجود دارد. اگر نسبت مذکور بزرگتر از یک به دست آید نشان می دهد که استفاده از ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ بجای ضریب رفتار نیاز زلزله نزدیک در جهت اطمینان است در حالی که نسبت کوچکتر از یک مؤید این نکته است که استفاده از R استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم بجای R زلزله نزدیک گسل در خلاف جهت اطمینان است. از طرفی ضریب رفتار ظرفیت (R_{cap}) به کمک تحلیل بار افزون برای سه روش DAPA, CPA و FAPA محاسبه و از تقسیم آن بر ضریب رفتار استاندارد ۲۸۰۰ ضریب α_R^{Cap} معرفی گردید.

$$\alpha_R^{Cap} = \frac{R_{cap}}{R_{2800V3}} \quad (14)$$

نسبت معرفی شده در رابطه ۱۴ دارای این مزیت است که در صورت آن ضریب R متناظر با سطح عملکرد استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم محاسبه شده است زیرا نقطه توقف تحلیل ها متناظر با وقوع بیشینه زاویه دررفت مجاز بین طبقه ای تعریف شده در این استاندارد است؛ بنابراین نسبت مذکور نشان می دهد که ضریب R پیشنهادی در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش ۳ برای قاب های خمشی فولادی ویژه ($R=10$) تا چه اندازه می توانند نیروی برش پایه غیر ارتجاعی متناظر با سطح عملکرد این آیین نامه را برآورد نمایند. بدیهی است که نسبت بزرگتر از یک نشان می دهد که استفاده از نیروی برش پایه به دست آمده با R پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ مستقل از سطح عملکرد محافظه کارانه و نسبت کمتر از یک مؤید غیر محافظه کارانه بودن نیروی برش پایه است. در ادامه نتایج این دو ضریب در شکل های ۹-الف و ۹-ب به تصویر درآمده است.



(ب)



(الف)

شکل ۹: نسبت ضریب رفتار تحلیلی به ضریب رفتار ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ (الف) نیاز، (ب) ظرفیت

با عنایت به شکل ۹-الف در تمامی حالات α_R^{dyn} کمتر از یک برآورد شده است که نشان می‌دهد ضریب رفتار دینامیکی در اثر زلزله‌های نزدیک به مراتب کوچک‌تر از مقادیری است که در استاندارد ۲۸۰۰ پیشنهاد شده است. در توجیه این موضوع می‌توان به افزایش قابل توجه تقاضای غیرارتجاعی نیروی برش پایه در زلزله نزدیک اشاره نمود. نتایج این پژوهش نشان داد α_R^{dyn} بین ۰/۴ تا ۰/۲ در تغییر است که با افزایش پیوند از مقدار آن کم می‌شود. با توجه به شکل ۹-ب، به جز در سازه ۴ طبقه، در بقیه حالات ضریب رفتار ظرفیت حاصل از تحلیل بار افزون کمتر از مقدار پیشنهاد شده در استاندارد ۲۸۰۰ است. از طرفی بهترین تخمین در تعیین این ضریب مربوط به روش DAPA است که الگوی توزیع دررفت زلزله نزدیک گسل به‌خوبی در آن تعریف می‌گردد.

۶- نتیجه گیری

محاسبه ضریب رفتار قاب خمشی فولادی به روش‌های تحلیلی مدت‌هاست که مدنظر پژوهشگران بوده است. در این بین به دلیل توسعه روش‌های بار افزون سنتی و پیشرفته، ابزارهای قدرتمندتری برای برآورد این ضریب فراهم آمده است. از طرفی ضریب رفتار نیاز (حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی) و مقایسه آن با ضریب رفتار ظرفیت (حاصل از تحلیل بار افزون) از دیگر موضوعات قابل بحث است. اینکه ضریب رفتار نیاز متأثر از نوع زلزله است و ممکن است برای زلزله‌های نزدیک گسل با ضریب رفتار ظرفیت تحلیلی یا آنچه در کدهای لرزه‌ای معتبر ارائه شده است، اختلافاتی داشته باشند، از دیگر محورهای است که کمتر به آن پرداخته شده است. به همین دلیل در این پژوهش تلاش شده است تا ضمن محاسبه پارامترهای عملکرد لرزه‌ای اعم از ضریب شکل‌پذیری، ضریب اضافه مقاومت و ضریب کاهش نیرو در اثر شکل‌پذیری با روش‌های مختلف بار افزون سنتی و پیشرفته، مقادیر ضریب رفتار ظرفیت محاسبه شده با مقدار پیشنهاد شده در ویرایش سوم استاندارد ۲۸۰۰ برای قاب خمشی فولادی ویژه (R=10) مقایسه گردد. در این بین اثرات زلزله نزدیک گسل بر این پارامتر ارزیابی گردد. بررسی منحنی ظرفیت مدل‌ها در حوزه فرضیات این تحقیق نشان داد نمودار ظرفیت سازه متأثر از نوع الگوی بار جانبی (مرسوم و تطبیقی) است. به علاوه نمودار ظرفیت روش بار افزون تطبیقی بر اساس تغییر مکان (DAPA) در سازه‌های کوتاه مستقل از ارتفاع سازه است در حالی که با افزایش تعداد طبقات بین نتایج DAPA متناظر با طیف مختلف زلزله‌های نزدیک اختلاف ایجاد شده است. این در حالی است که چنین نتیجه‌ای برای روش بار افزون تطبیقی بر اساس نیرو (FAPA) عیناً برعکس DAPA به دست آمده است. از منظر ضریب رفتار و شکل‌پذیری نتایج نشان می‌دهد که این دو ضریب تابع ارتفاع، الگوی بار جانبی و نوع روش بار افزون است. به‌طور نمونه اختلاف ضریب R برای روش‌های مختلف بار افزون سنتی ناچیز بوده و در بیشترین حالت ۲۵٪ محاسبه گردید. از طرفی استفاده از R پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ برای تأمین سطح عملکرد متناظر با دررفت مجاز، به شرط آنکه کفایت و دقت الگوهای بار وابسته به ویژگی‌های الاستیک سازه (الگوهای بار مرسوم) مورد پذیرش باشند، غیر محافظه‌کارانه است. همچنین اختلاف مقادیر R برای روش FAPA در مدل‌های مختلف ناچیز بوده و در بحرانی‌ترین حالت ۵٪ گزارش گردید. بدیهی است این موضوع نشان‌دهنده تأثیرپذیری کم نتایج تحلیل FAPA از نوع نگاهت زلزله است. این در حالی است که به استناد نتایج DAPA، با افزایش تعداد طبقات تفاوت بین ضرایب R برای رکوردهای مختلف افزایش می‌یابد. در نهایت مقادیر ضریب شکل‌پذیری بام برای کلیه مدل‌ها به‌طور میانگین بین ۱/۹۲ تا ۲/۱۳ برآورد گردید. این ضریب چندان وابسته به روش تحلیل بار افزون نیست.

۷- مراجع

[۱] محسن گرامی، نوید سیاه پلو، رضا وهدانی، "مقایسه ضریب رفتار تحلیلی قاب خمشی فولادی به کمک تحلیل پوش آور سنتی با الگوی بار زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده"، اولین کنفرانس بین‌المللی و پنجمین کنفرانس ملی سازه و فولاد، انجمن سازه‌های فولادی ایران، مرکز همایش‌های بین‌المللی دانشگاه شهید بهشتی ایران، اسفند ماه ۱۳۹۳.

[۲] نوید سیاه پلو، محسن گرامی، رضا وهدانی، "محاسبه ضریب رفتار سیستم های چنددرجه آزادی در برابر زلزله نزدیک گسل با اثرات جهت پذیری پیش‌رونده: پیشنهاد ضریب اصلاح"، هفتمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله، تهران، اردیبهشت ماه ۱۳۹۴.

[۳] محسن گرامی، امیر حسام مشایخی، نوید سیاه پلو، "ارزیابی روش تحلیل استاتیکی غیر خطی تطبیقی بر اساس جابجایی DAP در برآورد نیاز لرزه ای قاب های خمشی فولادی"، هفتمین کنفرانس بین المللی زلزله شناسی و مهندسی زلزله، پژوهشگاه بین المللی مهندسی زلزله، تهران، اردیبهشت ماه ۱۳۹۴.

[۴] نوید سیاه پلو، محسن گرامی و رضا وهدانی، "ارزیابی روش های بار افزون سستی و بهنگام شونده در تخمین نیاز غیرخطی قاب خمشی فولادی در اثر زلزله نزدیک گسل با نگاه به اثر مودهای بالاتر"، مجله علمی پژوهشی اساس، انجمن مهندسی عمران ایران، (پذیرش چاپ بشماره ۷۴۵۷).

- [5] Santa – Ana, P. and Miranda, E. "Strength reduction factors for Multi Degree Of Freedom systems.", 12WCEE, 1446,P-1-8, 2000.
- [6] Moghadam AS, Tso WK. "A pushover procedure for tall buildings" Proc. of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, United Kingdom, PaperNo. 395, 2002.
- [7] Chopra AK, Goel RK. "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." Earthquake Eng Struct Dyn;31(3):561-82, 2002.
- [8] Chopra, A.K and Goel, R.K. "A modal Pushover Procedure to estimate seismic demands for buildings: Summary and evaluation", fifth National conference on Earthquake, Istanbul, Turkey, Keynot Lecture,2003.
- [9] Chopra AK, Goel RK, Chinatanapakdee C. "Evaluation of modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate demands". Earthquake Spectra, 20(3): 757-78, 2004.
- [10] Gupta B, Kunnath SK. "Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures". Earthquake Spectra;16(2):367-91, 2000.
- [11] Aydinglu MN. "Anincremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral displacement for multi-mode seismic performance evaluation". Bull Earthquake Engineering:1:3-36
- [12] Kalkan E, Kunnath SK, "Adaptive modal combination procedure for nonlinear static analysis of building structures". J Struct Eng ASCE, 132(11):1721-31, 2006.
- [13] Matsumori T, Otani S, Shihora H, Kabeyasawa T. "Earthquake member deformation demand in reinforced concrete frame structures". In: Proceeding of US-Japan workshop on performance-based earthquake engineering for RC building structures, 1999.
- [14] Jan TS, Liu MW, Kao YC. "An upper-bound pushover analysis procedure for estimating the seismic demands of high-rise buildings", Engineering Structures, 117-128, 2004.
- [15] Kunnath SK. "Identification of Modal Combinations for Nonlinear Static Analysis of Building Structures", Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering, 246-259, 2004.
- [16] Requena M. Ayala G. "Evaluation of a simplified method for the determination of the nonlinear seismic response of RC frames", In: Proceeding of twelfth world conferece on earthquake engineering, 2000.
- [17] Elnashai AS. "Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications". Struct Eng Mech;12(1):51-69, 2001.
- [18] Antoniou S, Pinho R. "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptiveforce-based pushover procedures". J Earthquake Eng;8(4):497-522, 2004.
- [19] Antoniou S, Pinho R. "Development and verification of a displacement-based adaptive pushover procedure". J Earthquake Eng;8(5):643-61, 2004.
- [20] Izadinaa M. Rahgozar MA. Mohammadrezaei O. "Response modification factor for steel moment-resisting frames by different pushover analysis methods." Journal of Constructional Steel Research 79, pages 83-90, 2012.
- [21] FEMA 356, "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings." Building Seismic Safety Council, Washington, DC., 2000.
- [22] Applied Technology Council, A., "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings." Applied Technology Council, report ATC-40. Redwood City, 1996.
- [23] FEMA 440, "Improvement of nonlinear static Seismic analysis procedures." Building Seismic Safety Council, Washington, DC: 32-35, 2005.
- [24] SeismoSoft. SeismoStruct Ver 6.50—a computer program for static and dynamic nonlinear analysis of framed structures [online]. Available from URL:http://www.seismosoft.com, 2013.
- [25] Computers and Structures, Inc."Etabs 2013—extended 3D analysis of buildingsystems, nonlinear", Berkeley, California 94704, USA .

[۲۶] مرکز تحقیقات راه، مسکن و شهرسازی، آیین نامه طراحی ساختمانها در برابر زلزله، استاندارد ۲۸۰۰، ویرایش سوم، ۱۳۸۷.

[۲۷] گرامی، م. سیاه پلو، ن. «مهندسی زلزله کاربردی» انتشارات دانشگاه سمنان؛ چاپ اول، بهار ۱۳۹۳.