

Investigating the influence of the weak beam-strong column rule on the moment ratio of beam and column members of reinforced concrete bending frames optimized based on performance

Ashkan Khodabandehlou¹

1. Corresponding Author, Civil Engineering Dept, Faculty of Engineering, Islamic Azad University, Urmia, Iran. E-mail: a.khodabandehlou@iau.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received
2025-03-12
Received in revised form
2025-04-28
Accepted
2025-06-21
Available online
2025-07-01

Keywords:
RC moment frame,
Optimization,
Performance base design,
Strong Column Weak Beam,
Rotation ratio

ABSTRACT

In this study, the ratio of rotations created in beam and column members of reinforced concrete flexural frames, relative displacements of floors at the functional levels of uninterrupted serviceability, life safety and failure prevention have been investigated by considering different ratios for the weak beam-strong column criterion in the optimal design process within the framework of the performance-based design approach. For the purpose of performance-based optimization, the center of mass meta-exploration algorithm has been used in this study. The philosophy of the performance-based design approach and even traditional design methods allow the structure to suffer damage when exposed to strong and relatively strong earthquakes. Therefore, in order to estimate the safety of the structure against earthquakes, the use of seismic safety quantification indices and structural collapse capacity seems necessary. In this study, the relative displacements of floors and the ratio of existing to permissible rotations of beam and column members of each optimal structure have been calculated using time history analysis under earthquakes far and near the fault. Two examples of 3 and 6 stories are the frames studied in this research, which are designed by considering coefficients of 0.8, 1.2 and 1.6 to control the weak beam-strong column criterion in the performance-based optimization process. According to the obtained results, it is observed that increasing the weak beam-strong column ratio to control the aforementioned criterion in the optimization process leads to a decrease in the rotation ratio created in the beams and columns of the structure.

Cite this article: KhodaBandehLou. Ashkan. (2025). Investigating the influence of the weak beam-strong column rule on the moment ratio of beam and column members of reinforced concrete bending frames optimized based on performance. *Advanced Modeling in Civil Engineering*, 2(1), 149-169. DOI: 10.22126/amcen.2025.11219.1020



© The Author(s).
DOI: 10.22126/amcen.2025.11219.1020

Publisher: Razi University

Introduction

The ability to cause significant damage (without lateral and gravitational instability of the building) is achieved in the vast majority of building beams by fulfilling the weak beam-strong column criterion, especially if the earthquake is very severe. Such functional durability of the building is achieved due to the intactness of the columns (the members responsible for providing lateral and gravitational stability of the building) under a severe earthquake. The design of such columns is carried out through capacity-based design. Preventing brittle shear failure in columns and beams, preventing brittle failure in beam-column connections, and ensuring that the total bending capacity of the columns of a node is greater than that of the beams connected to it in a specific direction are the main parameters in the design. On the other hand, in engineering designs, the desired goal is to reduce the cost of the project as much as possible. The goal of optimal design is to reduce the cost at the design stage, for which purpose numerous meta-search algorithms inspired by nature have been widely developed. Another important point in optimal design is the method of structural analysis and design [1,2]. Since seismic loads are unpredictable in nature, if the design is such that the structure remains in a linear range during an earthquake, the weight of the structure obtained from this design method will increase uneconomically. Therefore, building codes and design methods consider the inelastic range of structural behavior with safe methods in design [3]. A robust approach to designing structures and considering the inelastic range is performance-based design, which is a multi-level approach to designing structures at different seismic levels. This seismic design approach is based on the principle that the structure must meet different performance objectives and increase the safety of the structure against seismic hazards of low intensity and short duration to high intensity and long duration earthquakes. Optimization methods can be effectively used in performance-based designs and define the performance of the structure as one of the design objectives or constraints of the problem [4-7]. Throughout history, engineers have always been striving to design optimal systems, which, due to resource limitations, have always been the most important selection criteria for them, being cheap and at the same time meeting all existing constraints. Today, optimization is considered a very efficient process for economic savings in the design, construction and maintenance of structures. On the other hand, the performance-based design method is one of the most advanced methods of seismic design of structures. Therefore, optimal design of structures based on performance will produce structures that are economical, safe and reliable [8]. Accurate evaluation of the performance of columns and beams in a structure is one of the most important issues in seismic analysis of structures. In recent years, the effects of various parameters such as the dimensions of beams, columns, geometry and shape of structural members, and other structural parameters on the performance of structures have been investigated. In this regard, the effect of different ratios for controlling the weak beam and strong column criterion during the optimization process within the framework of the performance-based design method in reinforced concrete structures is one of the important issues that has not been seriously studied so far. Considering the recent earthquakes around the world and the damage caused by these earthquakes, it seems important to investigate this issue and conduct research on this issue. Therefore, considering the effects of the weak beam-strong column criterion in seismic codes of structures, especially for optimized buildings due to the popularity of designing this type of building in recent years, a fundamental step should

be taken in improving the design of structures with a bending frame system. Therefore, considering the aforementioned materials, this study investigates the effect of the weak beam-strong column criterion on the seismic performance of reinforced concrete frames optimized based on performance by considering different ratios to control the weak beam-strong column criterion in the design process.

Method

In the present study, structural elements are modeled by nonlinear beam and column elements including fiber sections and based on the method of extensive plasticity integration. P- Δ effects are also considered in column elements and in order to simulate the effects of rigid slab, the horizontal displacement of nodes is equalized. The Concrete01 material is used to model the behavior of confined and unconfined concrete. The Steel02 steel material with 3% isotopic hardening is used to model the behavior of steel bars. In order to calculate the required parameters of confined and unconfined concrete, including: maximum compressive strength, strain at maximum compressive strength and ultimate strain, the Mander model is used [9]. The load-bearing width of the beams in the direction perpendicular to the plane is 6 m.

Results

In this section, the results of numerical models will be presented to investigate the process presented in this study. The material presented in this section can be divided into the following two general sections:

A. Performance-based optimization of concrete flexural frames using the center-of-mass hyperbaric algorithm, considering coefficients 0.8, 1.2, and 1.6 to control the weak beam and teapot column criterion in the optimization process

B. Investigation of the rotation ratio in beams and columns and the relative displacement of floors for each of the obtained optimal frames. In this study, 3- and 6-story concrete flexural frames, with assumptions of special ductility, residential use, located in an area with very high relative risk, and type 3 soil, have been selected for analysis. In order to reflect the difference between external and internal columns on the behavior of the frame, it is necessary to allocate at least three spans to the frames.

Conclusions

The main objectives of this research have been examined in three different sections by presenting different methods and problems. In the first section, optimization within the framework of the performance-based design method of two 3- and 6-story concrete flexural frames has been addressed by considering different ratios for controlling the weak beam and strong column criterion using the center of mass metaheuristic algorithm. The performance-based design constraints in this section have been selected from the ASCE41-13 code. In the second section, the evaluation of the rotation ratio created in the structural members as well as the relative displacement values of the floors at the functional levels of the designed frames has been addressed. Considering that in previous research, the evaluation of the rotation ratio created in the structural members as well as the relative displacement values of the floors at the functional levels and the collapse safety of the optimized structures within the framework of the performance-based method by considering different ratios for controlling the weak

beam and strong column criterion under near- and far-fault earthquakes had not been studied. The most important results of this study include the following:

- In both performance-based design problems of 3- and 6-story frames, the ductility value of the frame in the case where the safety factor considered to control the weak beam and strong column criterion in the performance-based design problem process was larger was less than the values in the case where this factor was considered more in the performance-based design problem.
- As the final result of this part of the research, it can be concluded that by increasing the stiffness in the column in the design process of concrete flexural frames, solutions with higher initial cost are obtained.
- By increasing the ratio of the weak beam and strong column criterion in the design process, the ductility decreases and the rotation ratio in the functional levels of uninterrupted usability, life safety, and failure prevention decreases in columns and increases in beams.
- By increasing the ratio of the weak beam and strong column criterion in the design process, I observe that the relative displacement of the floors in the functional levels of uninterrupted usability, life safety, and failure prevention increases.
- Considering the ratio of 1.6 to control the weak beam-strong column criterion in the design process of reinforced concrete flexural frames results in structures with desirable seismic performance.
- In all 3 and 6-story concrete flexural frames, it was observed that all frames designed based on performance, considering the allowable values, are within the acceptable seismic performance range.

Author Contributions

All authors participated in writing and revising the article.

Conflict of Interest

Authors declared no conflict of interest.



بررسی تاثیر ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی بر نسبت دوران اعضای تیر و ستون قاب های خمشی

بتن آرمه بهینه سازی شده بر اساس عملکرد

اشکان خدابنده لو^۱

۱. نویسنده مسئول، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی مهندسی، دانشگاه آزاد اسلامی، ارومیه، ایران. رایانامه: a.khodabandehlou@iau.ac.ir

اطلاعات مقاله	چکیده
نوع مقاله: مقاله پژوهشی تاریخ دریافت: ۱۴۰۳/۱۲/۲۲ تاریخ بازنگری: ۱۴۰۴/۰۲/۰۸ تاریخ پذیرش: ۱۴۰۴/۰۳/۳۱ تاریخ انتشار: ۱۴۰۴/۰۴/۱۰ کلیدواژه ها: قاب خمشی بتن آرمه، بهینه سازی، طراحی مبتنی بر عملکرد، تیر ضعیف و ستون قوی، نسبت دوران موجود به مجاز	در این تحقیق، نسبت دوران ایجاد شده در اعضای تیر و ستون قاب های خمشی بتن آرمه، جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش با در نظر گرفتن نسبت های متفاوت برای ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی بهینه در چهار چوب نگرش طراحی مبتنی بر عملکرد، مورد بررسی قرار گرفته شده است. بمنظور بهینه سازی مبتنی بر عملکرد، از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در این تحقیق استفاده شده است. لذا بمنظور برآوردی از میزان ایمنی سازه در برابر زلزله ها، استفاده از شاخص های کمی سازی ایمنی لرزه ای و ظرفیت فروریزش سازه ضروری به نظر می رسد. در این تحقیق جابجایی نسبی طبقات و نسبت دوران موجود به مجاز اعضای تیر و ستون هر سازه بهینه، با استفاده از تحلیل تاریخچه زمانی، تحت زلزله های دور و نزدیک گسل، محاسبه شده است. دو مثال ۳ و ۶ طبقه قاب های مورد مطالعه در این تحقیق می باشند که با در نظر گرفتن ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند بهینه سازی مبتنی بر عملکرد طراحی شده اند. مطابق نتایج بدست آمده مشاهده می شود که افزایش نسبت تیر ضعیف-ستون قوی برای کنترل ضابطه مذکور در روند بهینه سازی، منجر به کاهش نسبت دوران ایجاد شده در تیرها و ستون های سازه می شود.

استناد: خدابنده لو، اشکان. (۱۴۰۴). بررسی تاثیر ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی بر نسبت دوران اعضای تیر و ستون قاب های خمشی بتن آرمه بهینه سازی شده بر اساس عملکرد. *مجله مدل سازی پیشرفته در مهندسی عمران*، ۲(۱)، ۱۶۹-۱۴۹.

DOI: 10.22126/amcen.2025.11219.1020



© نویسندگان.

ناشر: دانشگاه رازی.

۱. مقدمه

قابلیت ایجاد خسارت قابل ملاحظه (بدون ناپایداری جانبی و ثقلی ساختمان)، در اکثریت قریب به اتفاق تیرهای ساختمان با تحقق ضابطه تیر ضعیف - ستون قوی میسر می‌گردد، بخصوص اگر زلزله بسیار شدید باشد. چنین دوام عملکردی ساختمان به دلیل سالم ماندن ستون‌ها (اعضایی که وظیفه تامین پایداری جانبی و ثقلی ساختمان را دارند)، تحت یک زلزله شدید به دست می‌آید. طراحی چنین ستون‌هایی از طریق طراحی بر اساس ظرفیت انجام می‌گردد. جلوگیری از شکست ترد برشی در ستون‌ها و تیرها، جلوگیری از شکست ترد در اتصال تیر به ستون و حصول اطمینان از بزرگتر بودن مجموع ظرفیت خمشی ستون‌های یک گره نسبت به تیرهای متصل شده به آن در یک راستای مشخص از پارامترهای اصلی در طراحی می‌باشند. از طرفی در طراحی‌های مهندسی هدف مطلوب کاهش هزینه پروژه تا حد ممکن می‌باشد. هدف از طراحی بهینه کاهش هزینه در مرحله طراحی می‌باشد که برای این مقصود الگوریتم‌های متعدد فراکاوشی الهام گرفته شده از طبیعت، توسعه زیادی یافته‌اند. نکته مهم دیگر در طراحی بهینه، روش تحلیل و طراحی سازه می‌باشد [۱،۲]. از آنجائیکه بارهای لرزه‌ای دارای طبیعت غیر قابل پیش‌بینی می‌باشند، اگر طراحی به‌گونه‌ای باشد که سازه در هنگام زلزله در محدوده خطی بماند وزن سازه بدست آمده از این روش طراحی، به طور غیراقتصادی افزایش خواهد یافت. بنابراین آیین‌نامه‌های ساختمانی و روش‌های طراحی، محدوده غیر الاستیک رفتار سازه را با روش‌های ایمن در طراحی در نظر می‌گیرند [۳]. یک رویکرد قوی برای طراحی سازه‌ها و ملحوظ داشتن محدوده غیرالاستیک، طراحی بر مبنای عملکرد می‌باشد که یک رویکرد چند سطحه برای طراحی سازه در سطوح مختلف لرزه‌ای می‌باشد. این رویکرد طراحی لرزه‌ای بر این اصل استوار است که سازه بایستی در مقابل مخاطرات لرزه‌ای با شدت کم و دوره زمانی کوتاه تا زلزله‌های با شدت زیاد و دوره زمانی بلند، اهداف عملکردی مختلف را برآورده نموده و ایمنی سازه را افزایش دهد. روش‌های بهینه‌سازی را می‌توان به طور موثر در طراحی‌های مبتنی بر عملکرد استفاده نمود و عملکرد سازه را به عنوان یکی از اهداف طراحی و یا قیود مسئله تعریف کرد [۴-۷]. در طول تاریخ مهندسان همیشه در تکاپوی طراحی سیستم‌های بهینه‌ای بوده‌اند که بدلیل محدودیت منابع، همواره ارزان بودن و در عین حال برآورده

شدن تمامی محدودیت‌های موجود، مهم‌ترین معیار انتخاب برای آنان بوده است. امروزه بهینه‌سازی یک فرآیند بسیار کارآمد برای صرفه‌جویی اقتصادی در روند طراحی، ساخت و نگهداری سازه‌ها بشمار می‌آید. از طرفی روش طراحی بر اساس عملکرد از پیشرفته‌ترین روش‌های طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد. بنابراین، طراحی بهینه سازه‌ها بر اساس عملکرد، سازه‌هایی را بدست خواهد داد که در عین اقتصادی بودن از ایمنی و قابلیت اطمینان مناسبی برخوردار می‌باشند [۸]. ارزیابی دقیق عملکرد ستون‌ها و تیرها در یک سازه از مهم‌ترین موضوعات در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشد که در سال‌های اخیر تأثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستون‌ها، هندسه و شکل اعضای سازه‌ای و دیگر پارامترهای سازه روی عملکرد سازه‌ها بررسی شده‌اند [۹-۱۶]. در همین راستا تأثیر نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در حین فرآیند بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد در سازه‌های بتن‌آرمه یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزله‌های اخیر در سراسر جهان و آسیب‌های بجا مانده از این زلزله‌ها بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر می‌آید. در رابطه با این موضوع، مطالعات متعددی صورت گرفته است. پژوهش‌های کلاسیک Park و Paulay (۱۹۹۰) نخستین بار به اهمیت این ضابطه در جلوگیری از مکانیزم طبقه‌ای و هدایت خرابی به تیرها اشاره کردند [۱۷]. مطالعه Wight و MacGregor (۲۰۰۹) نیز نشان داد که افزایش نسبت ظرفیت خمشی ستون به تیر، پایداری قاب در برابر بارهای لرزه‌ای را به‌طور چشمگیری بهبود می‌بخشد [۱۸]. تحقیقات Alath و Kunnath (۱۹۹۵) با استفاده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان دادند که رعایت ضابطه فوق منجر به افزایش پراکندگی دوران پلاستیک در تیرها و کاهش تمرکز آن در ستون‌ها می‌شود [۱۹]. پژوهش اخیر Haselton et al (۲۰۰۸) نیز تأکید دارد که در قاب‌های طراحی‌شده بر اساس عملکرد، نسبت تیر ضعیف به ستون قوی نقش کلیدی در دستیابی به سطوح عملکردی مورد انتظار دارد [۲۰]. مطالعه Panagiotakos و Fardis (۲۰۰۱) با تحلیل قاب‌های خمشی بتن‌آرمه در سطوح مختلف آسیب‌پذیری، رابطه‌ای بین نسبت دوران و سطح عملکرد ارائه داد [۲۱]. همچنین پژوهش مهندسین ایرانی نظیر حبیب‌نژاد و تیموری (۱۳۹۴) با تمرکز بر سازه‌های متعارف شهری، تأثیر این ضابطه را در بهبود شکل‌پذیری

متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در حین فرآیند بهینه سازی در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد در سازه های بتنی یکی از موضوعات مهمی است که تاکنون به صورت جدی مورد مطالعه قرار نگرفته است و با توجه به زلزله های اخیر در سراسر جهان و آسیب های بجامانده از این زلزله ها بررسی این موضوع و تحقیق در این باره مهم به نظر می آید. لذا با توجه به اثرات مخرب و جبران ناپذیر زلزله های نزدیک گسل و با توجه به قرارگیری بسیاری از نقاط جهان در نزدیکی گسل های فعال، وجود دانشی کافی در مورد خصوصیات زمین لرزه هایی که در این نواحی رخ می دهد بسیار حائز اهمیت می باشند. بنابراین، بایستی با در نظر گرفتن این خصوصیات مهم در ناحیه نزدیک گسل و با دخالت دادن این ویژگی ها در آیین نامه های لرزه ای سازه ها، بخصوص برای ساختمان های بهینه سازی شده به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان ها در سال های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه های واقع در نواحی نزدیک گسل برداشته شود. لذا با توجه به مطالب ذکر شده، در این مطالعه به بررسی اثر حرکات لرزه ای حوزه دور و نزدیک گسل بر ایمنی لرزه ای قاب های بتن آرمه بهینه سازی شده بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن نسبت های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی پرداخته شده است.

۳. روش شناسی پژوهش

سازه های مورد بررسی در این تحقیق ۲ قاب ۳ و ۶ طبقه ۳ دهانه می باشند، که در آنها اتصال تیر به ستون به صورت گیردار مدل سازی شده است، طول دهانه ها ثابت و برابر ۶ متر، و ارتفاع طبقات برابر ۳.۲ متر است. مقاومت فشاری نمونه ۲۸ روزه استوانه ای بتن، ۲۸ مگاپاسکال و فولادها از نوع گرید ۶۰ با تنش تسلیم ۴۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده است. جهت لحاظ نمودن اثر محصور شدگی بتن، اعضا به دو بخش هسته و پوشش تقسیم بندی شده اند. مقاومت بتن هسته و کرنش متناظر با آن براساس روابط [۹] mander محاسبه و لحاظ می شوند. مقدار بار مرده و زنده به ترتیب ۳۰۰۰ و ۱۲۰۰ کیلوگرم بر متر می باشد. ترکیبات بارگذاری ثقلی جهت انجام تحلیلی نیرویی برابر $1.6\text{Live} + 1.2\text{Dead}$ ، و ترکیبات بارگذاری ثقلی به منظور انجام تحلیل بارافزون و تحلیل دینامیکی افزایشی برابر $0.25\text{Live} + \text{Dead}$ ،

سیستم تأیید کردند [۲۲]. نوآوری پژوهش حاضر در آن است که با بهره گیری از رویکرد بهینه سازی مبتنی بر عملکرد، نسبت دوران واقعی تیر و ستون در قاب هایی با و بدون رعایت این ضابطه به صورت کمی مقایسه می شود، تا تأثیر دقیق آن در سطوح مختلف عملکرد از جمله «ایمنی جانی» و «پیشگیری از فروریزش» مشخص شود؛ موضوعی که در پژوهش های پیشین کمتر به صورت هدفمند و کمی مورد تحلیل قرار گرفته است. لذا با توجه به اثرات ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در آیین نامه های لرزه ای سازه ها، بخصوص برای ساختمان های بهینه سازی شده به دلیل رواج طراحی این نوع ساختمان ها در سال های اخیر، گامی اساسی در بهبود طراحی سازه هایی با سیستم قاب خمشی برداشته شود. لذا با توجه به مطالب ذکر شده، در این مطالعه به بررسی اثر ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی بر عملکرد لرزه ای قاب های بتن آرمه بهینه سازی شده بر اساس عملکرد با در نظر گرفتن نسبت های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی پرداخته شده است.

۲. پیشینه پژوهش

در تحلیل لرزه ای یک سازه، نیاز و ظرفیت آن نقش مهمی را ایفا می کند. روش های بسیار زیادی وجود دارند که نیاز و ظرفیت سازه را برای تحریکات لرزه ای ارزیابی می کنند. یکی از روش های متداول برای ارزیابی ظرفیت سازه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی است. امروزه، تحلیل دینامیکی یک ابزار دقیق برای تخمین ظرفیت سازه معرفی می شود. در این تحلیل مدل سازه ای تحت اثر تعدادی رکورد زمین لرزه، که از شدت کم به شدت زیاد مقیاس شده اند، قرار می گیرد. یکی از چالش های که در مسیر تحلیل وجود دارد، نحوه انتخاب رکوردها و تأثیر آن بر پاسخ ها و عدم قطعیت ها است. حدوداً از سال ۲۰۰۵ تحقیقات گسترده ای در این زمینه توسط دیرلین، هسلتون و کرنل انجام شده است [۶، ۷]. که نتایج بخشی از این تحقیقات را می توان در [۸] FEMA-P695، مشاهده نمود. ارزیابی دقیق تر عملکرد لرزه ای یک سازه از مهم ترین موضوعات در تحلیل لرزه ای سازه ها می باشد که در سال های اخیر تأثیر پارامترهای مختلفی چون ابعاد تیرها، ستونها، هندسه و شکل اعضای سازه ای و دیگر پارامترهای سازه روی عملکرد لرزه ای سازه ها بررسی شده اند و در همین راستا تأثیر نسبت های

و ستون قوی بصورت تک هدفه بهینه‌سازی شدند. در این تحقیق از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم (CMO^۱)، برای بهینه‌سازی وزن قاب‌های خمشی بتنی، به علت دارا بودن تنها یک پارامتر تنظیم و قابلیت حل مسائل پیچیده بهینه‌سازی استفاده شده است [۱۲]. این الگوریتم فرابتکاری مبتنی بر مفهوم مرکز جرم می‌باشد. در الگوریتم CMO، جرم هر مامور جستجو از رابطه (۱)، محاسبه می‌شود [۱۲]:

$$m_i = \frac{1}{fit_i} \quad (1)$$

که در آن fit_i ، مقدار برازندگی تابع هدف به ازای موقعیت مامور i ام می‌باشد. ماموران جستجو براساس برازندگی آنها مرتب شده و به دو گروه مساوی تقسیم می‌شوند. هر مامور جستجو یک جرم نامیده می‌شود. جرم‌های بزرگتر در گروه اول و جرم‌های کوچکتر در گروه دوم قرار می‌گیرند. هر جرم در گروه اول با یک جرم در گروه دوم براساس فاصله بین آنها بروز می‌شود. برای هر زوج از ذرات در تکرار l ام و برای هر مامور i ام، موقعیت مرکز جرم (XC)، و فاصله ذرات (DI)، با استفاده از روابط (۲) و (۳) بدست می‌آید:

$$X_i^C(l) = \frac{m_i X_i(l) + \frac{m_{nop+i}}{2} X_{\frac{nop}{2}+i}(l)}{m_i + \frac{m_{nop+i}}{2}} \quad (2)$$

$$DI_i(l) = \left| X_i(l) - X_{\frac{nop}{2}+i}(l) \right| \quad (3)$$

که nop، نشان‌دهنده تعداد ذرات می‌باشد. در این تحقیق از تابع پنالیتی خارجی برای کنترل نقض قیدها استفاده شده است. در گام اول کنترل‌های اجرایی قاب‌ها بررسی و سپس قاب‌ها براساس [۱۳] ACI 318-14، طراحی و الزامات آیین‌نامه‌ای شامل نسبت تقاضا به ظرفیت اعضای سازه‌ای کنترل می‌شود. جهت تخمین ظرفیت ستون‌ها با دقت قابل قبول تحت اثر همزمان بار محوری و لنگر خمشی از نمودار ساده شده اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی نشان داده شده در شکل (۱)، استفاده و کنترل‌های لحاظ شده بر ظرفیت ستون‌ها نیز بر اساس این نمودار اعمال می‌شود.

در نظر گرفته شده است. مشخصات مصالح مورد استفاده در این تحقیق، طبق جدول شماره (۱)، ارائه شده است.

جدول ۱. مشخصات مصالح

بتن			
پوسته		هسته	
کرنش	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	کرنش	تنش تسلیم (مگاپاسکال)
۰.۰۰۲۵	۲۸.۰۰	۰.۰۰۴	۳۳.۶۰
آرماتور			
کرنش	تنش تسلیم (مگاپاسکال)	کرنش	تنش تسلیم (مگاپاسکال)
۰.۰۳	۲۰۰E۰۵	۴۲۰.۰۰	۴۲۰.۰۰

در پژوهش حاضر عناصر سازه‌ای توسط المان تیر و ستون غیرخطی شامل مقاطع فایبر و براساس شیوه انتگرال گیری پلاستیسیته گسترده مدل شده‌اند. اثرات Δ -P، نیز در المان‌های ستون لحاظ می‌شود و بمنظور شبیه‌سازی اثرات دال صلب، تغییر مکان افقی گره‌ها یکسان‌سازی می‌شود. برای مدل‌سازی رفتار بتن محصور شده و بتن محصور نشده از ماده Concrete01، استفاده شده است. برای مدل‌سازی رفتار میلگردهای فولادی مورد استفاده از مصالح فولاد Steel02، با سخت شوندگی ایزوتروپیک ۳٪، استفاده شده است. به منظور محاسبه پارامترهای مورد نیاز بتن محصور شده و بتن محصور نشده از جمله: مقاومت فشاری حداکثر، کرنش در مقاومت فشاری حداکثر و کرنش نهایی، از مدل مندر استفاده گردیده است [۹]. عرض بارگیر تیرها در جهت عمود بر صفحه برابر ۶ متر می‌باشد. در شکل (۱)، قاب‌های مورد بررسی در این تحقیق با گروه‌بندی مربوطه نشان داده شده است. در این مطالعه برای مدل‌سازی اجزای محدود و همچنین تحلیل سازه از نرم‌افزار کد باز [۱۰] OpenSees، و جهت بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی مبتنی بر عملکرد از نرم‌افزار [۱۱] matlab استفاده می‌شود. در این مطالعه قاب‌های ۳ و ۶ طبقه، با استفاده از الگوریتم فراکاوشی مرکز جرم در چهارچوب طراحی مبتنی بر عملکرد، با اعمال ضوابط هندسی، ضوابط طراحی بر اساس مقاومت نهایی، ضوابط عملکردی و نسبت‌های ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف

¹ Center Of Mass Optimization

$$g_2 = \frac{L_{OB}}{L_{OA}} - 1 \leq 0 \quad (7)$$

$$g_3 = \frac{b_T}{b_B} - 1 \leq 0 \quad (8)$$

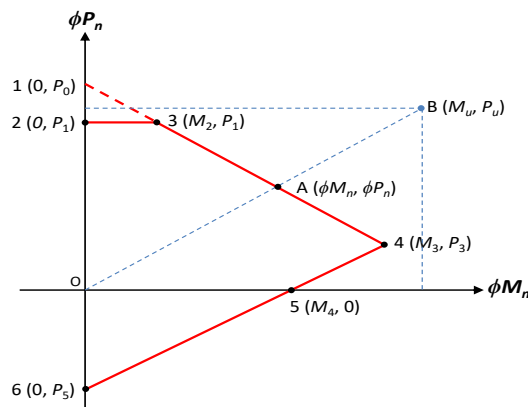
$$g_4 = \frac{n_T}{n_B} - 1 \leq 0 \quad (9)$$

که در روابط بالا b_T و b_B ، بترتیب عرض ستون بالایی و پایینی، و n_T و n_B تعداد آرماتورهای ستون بالایی و پایینی می باشند.

طراحی براساس عملکرد در حقیقت به روشی اطلاق می شود که در آن معیار طراحی سازه به صورت دستیابی به یک رفتار و عملکرد هدف تشریح می شود. سطح رفتاری لرزه ای مورد نظر از ساختمان که معمولاً با تعیین بیشینه خرابی مجاز سازه ای و غیرسازه ای برای سطح مشخصی از خطرپذیری لرزه ای بیان می شود، اهداف عملکردی^۲ نام دارد. برای عملکرد هر ساختمان در هنگام رخداد زمین لرزه، می بایست سطح خطر^۳ را دانست و متناسب با آن آسیب قابل قبول یا مورد انتظار را تعریف کرد. بنابراین عملکرد لرزه ای عبارت است از تعیین حداقل خسارت مجاز (سطح عملکرد) برای پذیرش خطر لرزه ای معین. در این تحقیق در فرآیند طراحی بر مبنای عملکرد از تحلیل استاتیکی غیرخطی پوش اور به منظور کنترل سازه در سطوح مختلف عملکردی استفاده می شود. به نحوی که بار جانبی تحت اثر یک الگوی خاص گام به گام افزایش می یابد تا زمانی که جابجایی نقطه مرکز جرم (نقطه کنترل) به میزان تغییر مکان هدف^۴ برسد. تغییر مکان هدف حداکثر میزان جابجایی است که فرض می شود سازه تحت حداکثر زلزله در نظر گرفته شده تجربه می کند و مطابق رابطه (۱۰) محاسبه می شود [۱۴].

$$\delta_t = C_0 C_1 C_2 S_a \frac{T_e^2}{4\pi^2} g \quad (10)$$

$$T_e = T_i \sqrt{K_i / K_e} \quad (11)$$



شکل ۱. نمودار اندرکنش بار محوری و لنگر خمشی ستون [۱۳].

در شکل (۱)، نقطه A بیانگر حداکثر ظرفیت ستون مورد نظر و نقطه B بیانگر تقاضای ستون تحت اثر بارهای ضریب دار می باشند. طول پاره خط $OA(L_{OA})$ و $OB(L_{OB})$ به ترتیب براساس روابط شماره (۴) و (۵) بدست می آید. در صورتی که $L_{OB} \leq L_{OA}$ باشد، ستون مورد نظر از ایمنی کافی برخوردار است. علاوه بر محدودیت های مقاومتی، محدودیت های هندسی نیز بر اعضای ستون اعمال می شود که با توجه به قیدهای هندسی، ابعاد و تعداد آرماتور طولی ستون فوقانی می بایست کوچکتر یا مساوی ابعاد و تعداد آرماتورهای ستون تحتانی باشد.

$$L_{OA} = \sqrt{(\phi M_n)^2 + (\phi P_n)^2} \quad (4)$$

$$Dl_i(l) = L_{OB} = \sqrt{(M_u)^2 + (P_u)^2} \quad (5)$$

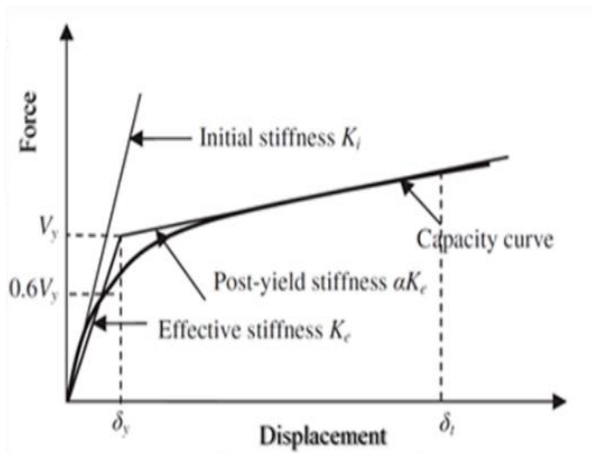
در ادامه فرمول بندی ضوابط طراحی مبتنی بر نیرو (روابط (۶) و (۵))، و همچنین ضوابط اجرایی بصورت روابط (۷) و (۸)، به شکل زیر بیان می شوند:

$$g_1 = \frac{M_u^+}{\phi M_n^+} - 1 \leq 0 \quad (6)$$

⁴ Target Displacement

² Performance Objectives

³ Seismic Level



شکل ۲. منحنی ایده آل سازی شده نیرو-جابجایی

بر این اساس ابتدا فرمول بندی ضوابط نسبت دریافت طبقات به شکل رابطه (۱۵)، ارائه می شوند:

$$g_5 = \frac{d_j^i}{d_{all}^i} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (15)$$

$$j = 1, 2, \dots, ns$$

که در رابطه (۱۵)، d_j^i و d_{all}^i به ترتیب دریافت طبقه j ام و مقدار مجاز دریافت برای سه سطح عملکردی IO، LS و CP، مطابق با دستورالعمل FEMA356، هستند [۱۵]؛ ns نیز تعداد طبقات است. در ادامه ضوابط مرتبط با دوران مفاصل پلاستیک اعضا تیر و ستون بصورت روابط (۱۶) و (۱۷)، فرمول بندی می شوند [۱۴]:

$$g_6 = \frac{\theta_j^i}{\theta_{all}^{i,c}} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (16)$$

$$j = 1, 2, \dots, nc$$

$$g_7 = \frac{\theta_k^i}{\theta_{all}^{i,b}} - 1 \leq 0 \quad . \quad i = IO, LS, CP \quad (17)$$

$$k = 1, 2, \dots, nb$$

در رابطه فوق، T_e ، زمان تناوب اصلی موثر ساختمان موثر در جهت مورد بررسی مطابق با منحنی نیرو - جابجایی ایده آل سازی مطابق شکل (۲)، T_i ، زمان تناوب اولیه سازه، K_e و K_i ، به ترتیب سختی موثر و اولیه سازه و S_a ، شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب موثر سازه می باشند. C_0 و C_1, C_2 ، ضرایب اصلاح جابجایی هستند که از جداول و روابط موجود در ASCE41-13، بدست می آیند [۱۴]. جهت محاسبه شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، استفاده می شود [۱۵]. شتاب طیفی بدست آمده از طیف طرح استاندارد ۲۸۰۰، متناظر با شتاب در سطح عملکرد ایمنی جانی است و به منظور محاسبه شتاب در سطح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه از رابطه (۱۲)، و جهت محاسبه شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش از رابطه شماره (۱۳)، استفاده می شود. که در آن $S_{10/50}$ شتاب طیفی متناظر با زمان تناوب سازه بر اساس استاندارد ۲۸۰۰، P_R دوره بازگشت زلزله در سطح خطر مربوطه و $S_{2/50}$ شتاب متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش است [۱۵]. جهت ارزیابی سازه در سطوح مختلف عملکردی بر اساس دستورالعمل ارائه شده در ASCE41-13، بار جانبی با الگوی متناسب با شکل مود اصلی سازه گام به گام تا زمانی افزایش می یابد که تغییر مکان نقطه هدف معادل با ۵/۱ برابر تغییر مکان متناظر با سطح عملکردی آستانه فروریزش شود (رابطه شماره (۱۴)). نهایتاً تغییر مکان جانبی نسبی طبقات و دوران انتهای اعضای سازه ای در هر سطح ارزیابی و با مقادیر مجاز مطابق آیین نامه مقایسه می شود [۱۳].

$$S_{50/50} = S_{10\%/50year} \times (P_R/475)^n \quad (12)$$

$$S_{2/50} = 1.5 \times (S_{10\%/50year}) \quad (13)$$

$$\delta_P = 1.5 \times (\delta_{2\%/50year}) \quad (14)$$

که در این مطالعه در رابطه (۱۹) w ، وزن سازه و g_i ، قیدهای طراحی می باشند. تحلیل های تاریخچه زمانی با استفاده از رکوردهای مقیاس شده جدول (۲)، در این تحقیق انجام شده است.

جدول ۲. رکوردهای دور و نزدیک گسل FemaP695 [۸]

ID No.	Earthquake			Recording Station
	M	year	Name	Name
Far Field Record				
1	6.7	1994	Northridge	BeverlyHills
2	6.7	1994	Northridge	WLC
3	7.1	1999	Duzce	Bolu
4	7.1	1999	Hector	Hector
5	6.5	1979	Imp Vall	Delta
6	6.5	1979	Imp_Vall	ElCentroArray#1
7	6.9	1995	Kobe	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli	Arcelik
11	7.3	1992	Landers	YermoFireStation
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma	Capitola
14	6.9	1989	Loma	GilroyArray#3
Near Field Record				
15	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#6
16	6.5	1979	Imp Vall-06	ElCentroArray#7
17	6.9	1980	Irpinia-01	Sturno

که در روابط بالا، θ_j^i و θ_k^i به ترتیب بیشینه دوران مفصل پلاستیک دو سر عضو ستون و تیر هستند؛ $\theta_{all}^{i,c}$ مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو ستون بوده که از جدول شماره (۸)، فصل ۱۰ آیین نامه ASCE 41-13، تعیین می گردد. $\theta_{all}^{i,b}$ نیز مقدار مجاز دوران مفصل پلاستیک عضو تیر بوده که از جدول شماره (۷)، فصل ۱۰، استاندارد مذکور تعیین می شود [۱۴]. nc و nb به ترتیب تعداد کل ستون ها و تیرها هستند.

هنگامی که یک ساختمان تحت یک زمین لرزه قرار می گیرد، توزیع خرابی در ارتفاع به توزیع دررفت جانبی بستگی دارد. اگر ساختمان ستون های ضعیفی داشته باشد، دررفت در یک یا چند طبقات محدود، متمرکز شده و ممکن است از ظرفیت دررفت ستون ها تجاوز نماید. به این دلیل اصل ستون قوی و تیر ضعیف، یک اصل اساسی در دستیابی به رفتار ایمن قاب ها در طی زمین لرزه های قوی است. بمنظور برآورده کردن الزامات آیین نامه ACI318-08، مجموع مقاومت های خمشی اسمی ستون های واقع در یک اتصال ($\sum M_c$)، بایستی حداقل از $2/1$ برابر مجموع مقاومت های خمشی اسمی تیرهای واقع در همان اتصال ($\sum M_b$)، بزرگتر باشند [۱۶]. فرمول بندی روند کنترل این ضابطه در رابطه (۱۸)، ارائه شده است:

$$g_8 = F.S \times \sum M_b / \sum M_c - 1 \leq 0 \quad (18)$$

که در این رابطه F.S، ضریب مجاز آیین نامه برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی می باشد و مقدار آن برابر ۱.۲ می باشد. که در این مطالعه علاوه بر ضریب ذکر شده تاثیر مقادیر ۰.۸ و ۱.۶ نیز جهت کنترل ضابطه مذکور در روند بهینه سازی بررسی شده اند. نهایتاً فرمول بندی مسئله بهینه سازی قاب های خمشی بتنی بر مبنای عملکرد را می توان به صورت زیر ارائه نمود:

$$\begin{aligned} &\text{Minimize : } w \\ &\text{subject to the constraints:} \\ &g_1 \leq 0, \quad g_2 \leq 0, \quad \dots, \quad g_8 \leq 0 \end{aligned} \quad (19)$$

ادامه جدول ۲. رکوردهای دور و نزدیک گسل FemaP695 [۸]

18	6.5	1987	SuperHill	Parachute
19	6.9	1989	Loma	Saratoga
20	6.7	1992	Erzincan	Erzincan
21	7.0	1992	Cape Men	Petrolia
22	7.3	1992	Landers	Lucerne
23	6.7	1994	North-01	Rinaldi
24	6.7	1994	North-01	Sylmar
25	7.5	1999	Kocaeli	Izmit
26	7.6	1999	Chi-Chi	TCU065
27	7.6	1999	Chi-Chi	TCU102
28	7.1	1999	Duzce	Duzce

در این مطالعه قاب‌های خمشی بتنی ۳ و ۶ طبقه، با فرضیات دارای شکل‌پذیری ویژه، کاربری مسکونی، واقع شده در منطقه با خطر نسبی بسیار زیاد و خاک نوع سه، جهت تجزیه و تحلیل انتخاب شده‌اند. به منظور منعکس کردن تفاوت میان ستون‌های خارجی و داخلی بر رفتار قاب، اختصاص حداقل سه دهانه به قاب‌ها ضروری می‌باشد.

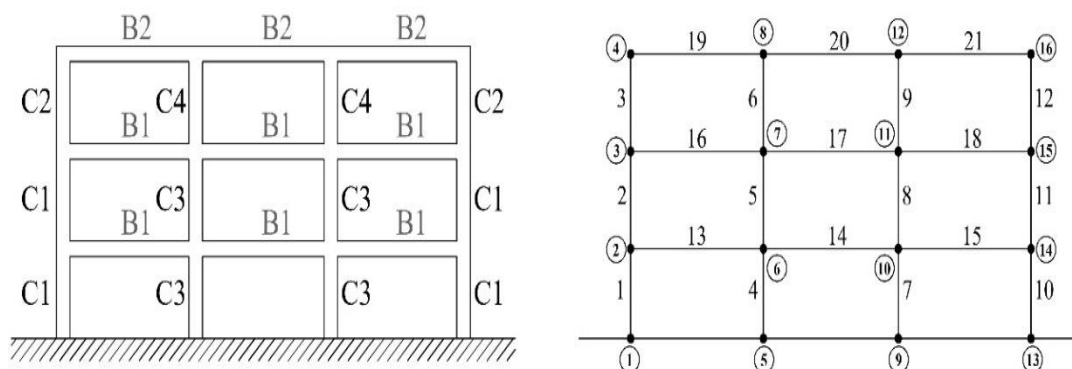
قاب‌های خمشی بتنی ۳ طبقه، بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد با 3S-FS0.8، 3S-FS1.2 و 3S-FS1.6 نام‌گذاری شده‌است. در جدول ۳، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم برای ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ در نظر گرفته شده برای کنترل نسبت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی قاب ۳ طبقه نشان داده شده است. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۳ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق در شکل شماره ۳ نشان داده شده است. در شکل ۴ نیز نمودار نسبت تیر ضعیف به ستون قوی برای قاب‌های ۳ طبقه با ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نشان داده شده است. در شکل ۵ نیز منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش نشان داده شده است. با توجه به مقادیر یک درصد، دو درصد و چهار درصد، بترتیب برای دریافت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب ۳ طبقه طراحی شده از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در شکل‌های ۶ تا ۷ نیز به ترتیب نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب سه طبقه در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و آستانه فروریزش (CP)، نشان داده شده است. در جدول ۴، نیز نتایج حاصل برای شکل‌پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون برای قاب‌های سه طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است.

در این مطالعه از روش مقیاس کردن با استفاده از مؤلفه شتاب طیفی، براساس شتاب طیفی مود اول سازه با میرایی ۵ درصد ($T_{1,5\%}$ Sa)، می‌باشد. نحوه بدست آوردن شتاب طیفی در این روش بدین گونه است که ابتدا دوره تناوب مود اول سازه‌ها تعیین گردیده و سپس طیف پاسخ الاستیک شتاب هر یک از رکوردها با میرایی ۵٪ با استفاده از نرم افزارهایی مانند SeismoSignal، ترسیم شده و در دوره تناوب مود اول سازه شتاب طیفی قرائت می‌گردد.

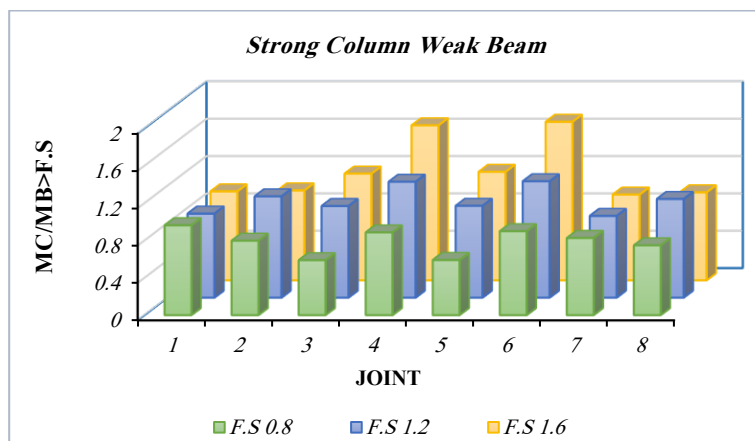
۴. یافته‌های پژوهش

در این بخش به بیان نتایج مدل‌های عددی جهت بررسی فرایند ارائه شده در این تحقیق پرداخته خواهد شد. مطالب ارائه شده در این بخش را می‌توان به ۲ بخش کلی زیر تقسیم کرد:

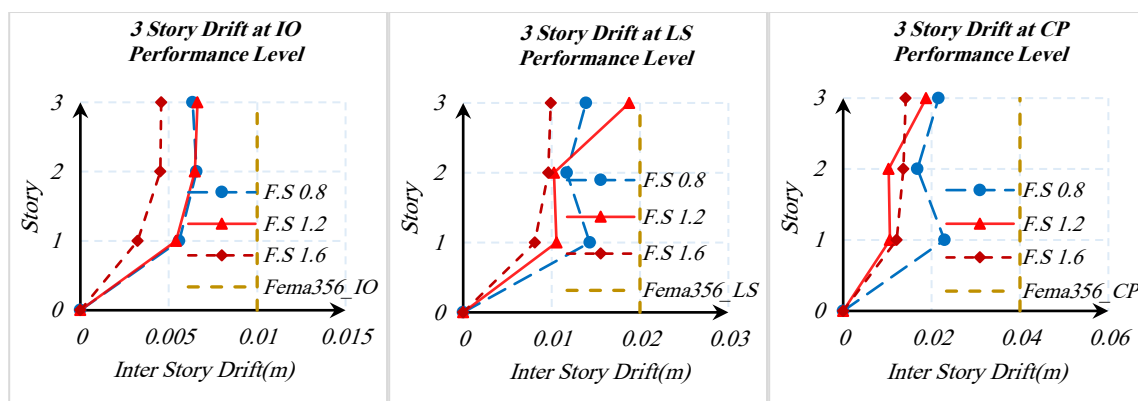
بهینه‌سازی مبتنی بر عملکرد قاب‌های خمشی بتنی با استفاده از الگوریتم فرابتکاری مرکز جرم با در نظر گرفتن ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی در روند بهینه‌سازی بررسی نسبت دوران در تیرها و ستون‌ها و جابجایی نسبی طبقات برای هر یک از قاب‌های بهینه بدست آمده.



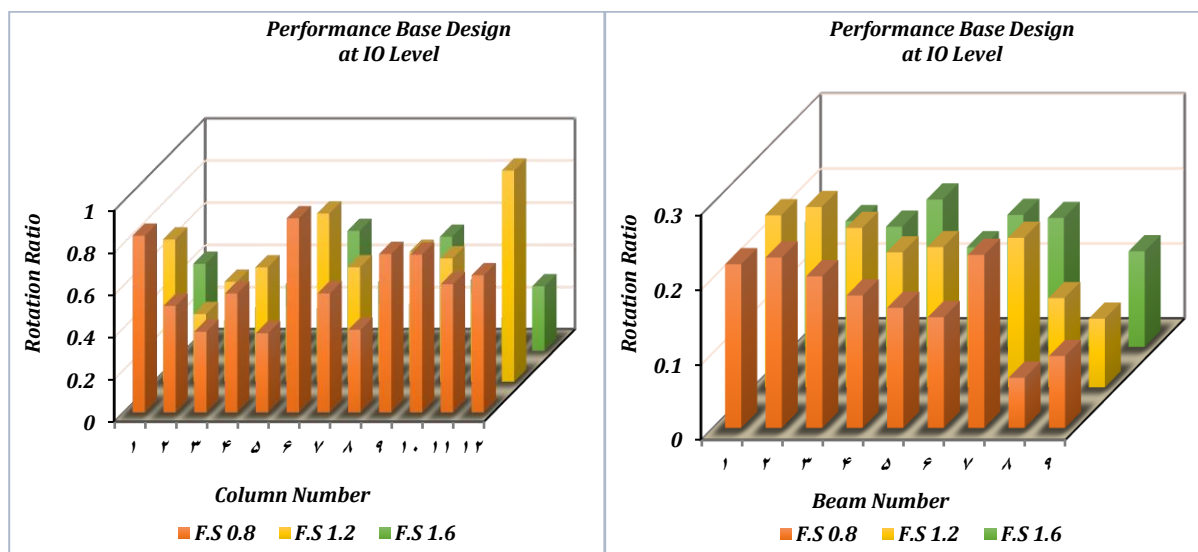
شکل ۳. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گر‌ها و اعضا در قاب ۳ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق



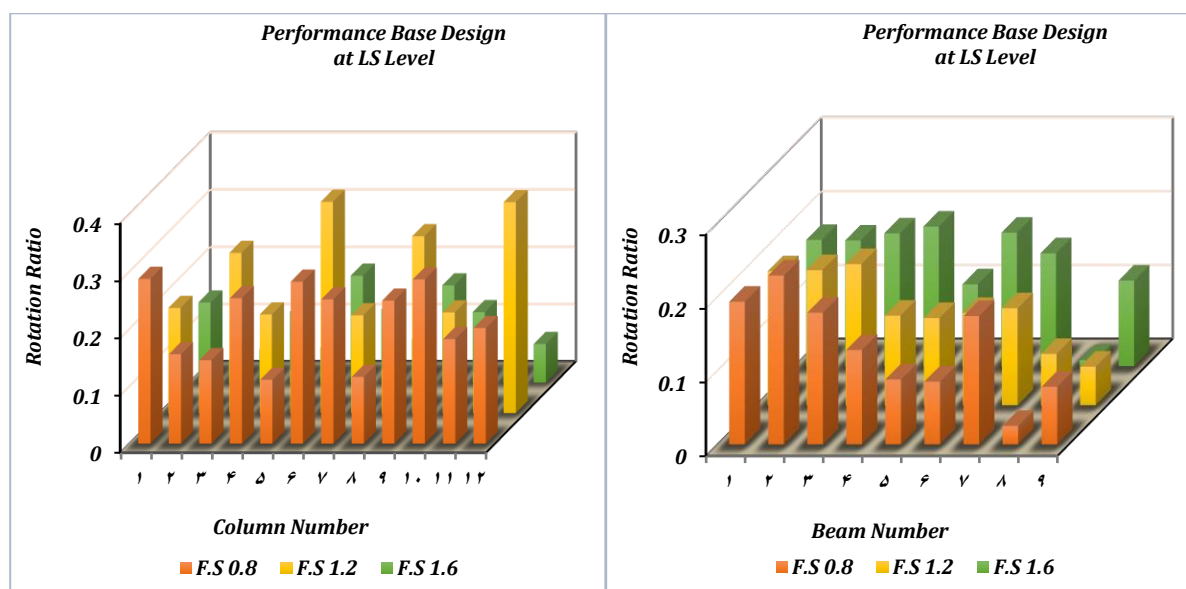
شکل ۴. نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۳ طبقه



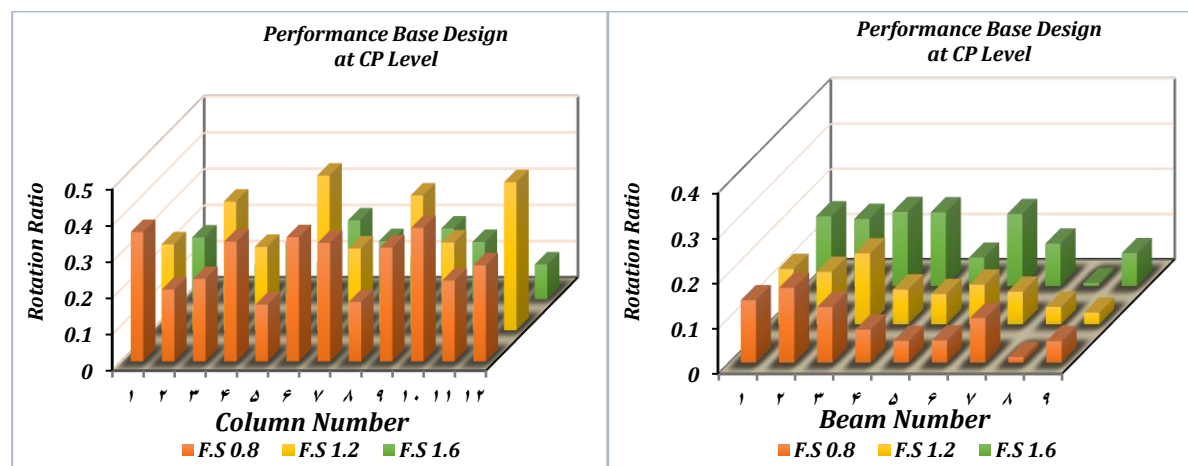
شکل ۵. منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش قاب ۳ طبقه بهینه‌سازی شده



شکل ۶. نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب سه طبقه در سطوح عملکردی استفاده بی وقفه (IO)



شکل ۷. نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب سه طبقه در سطوح عملکردی ایمنی جانی (LS)



شکل ۸. نسبت دوران ایجاد شده در المان های ستون و تیر قاب سه طبقه در سطوح عملکردی آستانه فروریزش (CP)

جدول ۳. مشخصات سازه های قاب های ۳ طبقه

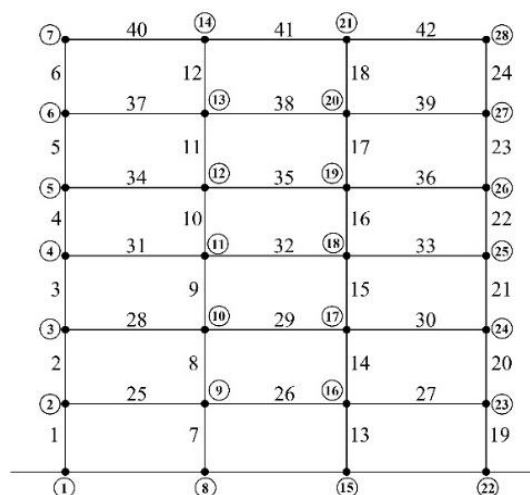
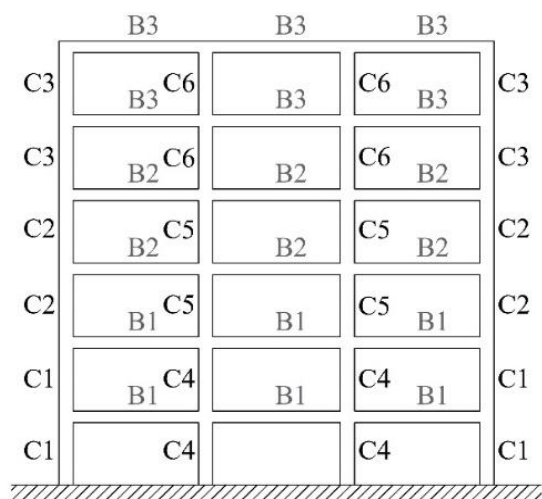
		3S-FS0.8				3S-FS1.2				3S-FS1.6			
		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور	
نوع	گروه	عرض	عمق	M^-	M^+	عرض	عمق	M^-	M^+	عرض	عمق	M^-	M^+
تیر	B1	350	600	3-D22	4-D22	400	600	3-D22	3-D22	400	600	3-D22	5-D22
	B2	350	550	2-D22	3-D22	350	550	2-D22	3-D22	350	700	2-D22	3-D22
ستون	C1	400	400	8-D25		400	400	8-D25		500	500	10-D25	
	C2	400	400	6-D25		400	400	4-D25		500	500	10-D25	
	C3	450	450	12-D25		450	450	12-D25		550	550	14-D25	
	C4	400	400	4-D25		400	400	6-D25		400	400	6-D25	

جدول ۴. نتایج ایمنی لرزه ای قاب های ۳ طبقه

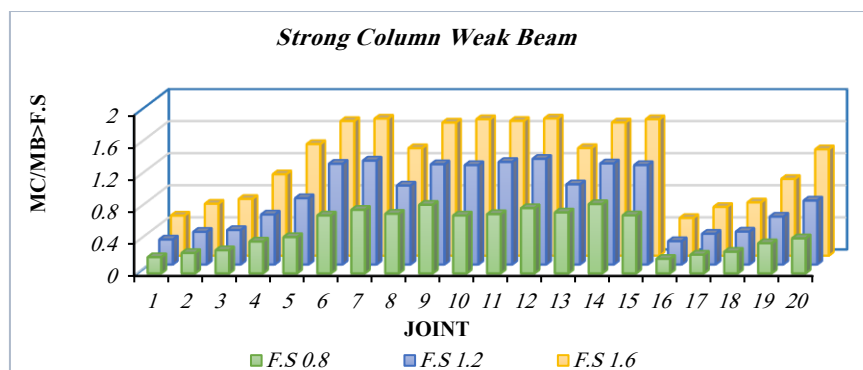
3S-FS0.8		3S-FS1.2		3S-FS1.6	
Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)
۴.۳۱	۱.۴۳	۴.۱۵	۱.۵۲	۲.۸۳	۱.۹۵

ضعیف به ستون قوی برای قاب‌های ۶ طبقه با ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی نشان داده شده است. در شکل ۱۱، نیز منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش نشان داده شده است. با توجه به مقادیر یک درصد، دو درصد و چهار درصد، بترتیب برای دریافت مجاز سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش، با توجه به دستورالعمل FEMA356، برای قاب خمشی، قاب ۶ طبقه طراحی شده از لحاظ عملکرد کلی قاب در محدوده پذیرش سطوح عملکردی می‌باشند [۱۵]. در شکل‌های ۱۲ تا ۱۴ نیز به ترتیب نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب ۶ طبقه در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی‌وقفه (IO)، ایمنی جانی (LS)، و آستانه فروریزش (CP)، نشان داده شده است. در جدول ۶، نیز نتایج حاصل برای شکل پذیری و ضریب اضافه مقاومت حاصل از تحلیل بار افزون برای قاب‌های شش طبقه بهینه‌سازی شده نشان داده شده است.

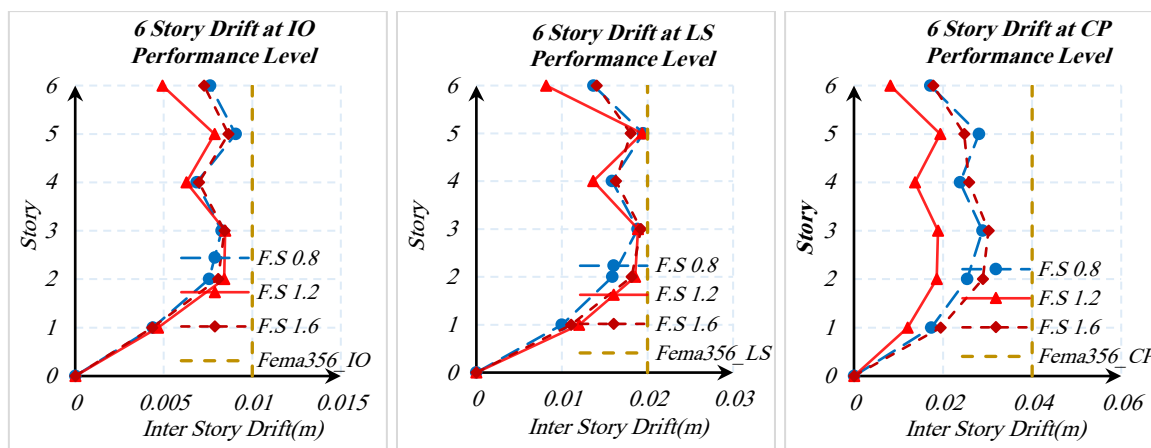
با توجه به نمودارهای ارائه شده برای قاب ۳ طبقه مشاهده می‌شود که با افزایش مقدار ضابطه تیر ضعیف ستون قوی از ۱.۶ به ۰.۸، شکل پذیری قاب‌ها افزایش و نسبت دوران در سطوح IO، LS و CP، بیشتر می‌شود. همچنین دریافت در هر سه مقدار در سطح IO همچنان قید کنترل کننده می‌باشد. با توجه به نمودار دریافت قاب ۳ طبقه، مشاهده می‌شود که با کاهش ضریب کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی یعنی با ضعیفتر شدن ستون نسبت به تیر دریافت در سطح CP با افزایش تاثیر مودهای بالاتر در رفتار پیر خطی سازه افزایش بیشتری را نشان می‌دهد. قاب‌های خمشی بتنی ۶ طبقه، بهینه‌سازی شده بر اساس عملکرد با 6S-FS0.8، 6S-FS1.2 و 6S-FS1.6 نام‌گذاری شده است. در جدول ۵، مقاطع بدست آمده از بهینه‌سازی بر اساس عملکرد با استفاده از الگوریتم فرایتکاری مرکز جرم برای ضرایب ۰.۸، ۱.۲ و ۱.۶ در نظر گرفته شده برای کنترل نسبت ضابطه تیر ضعیف ستون قوی قاب ۶ طبقه نشان داده شده است. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۶ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق در شکل شماره ۹ نشان داده شده است. در شکل ۱۰ نیز نمودار نسبت تیر



شکل ۹. گروه بندی و نحوه شماره گذاری گره‌ها و اعضا در قاب ۶ طبقه مورد مطالعه در این تحقیق



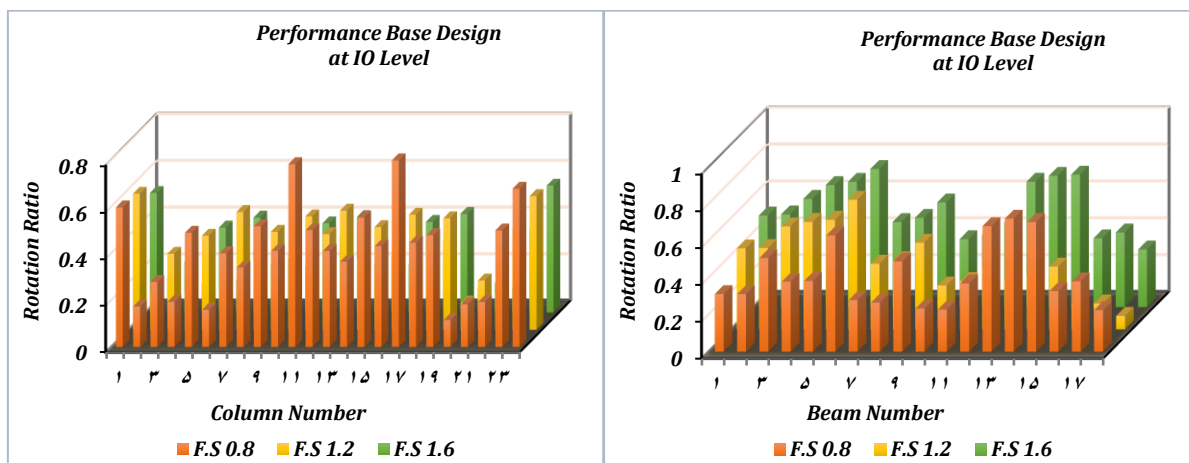
شکل ۱۰. نمودار تیر ضعیف و ستون قوی قاب ۶ طبقه



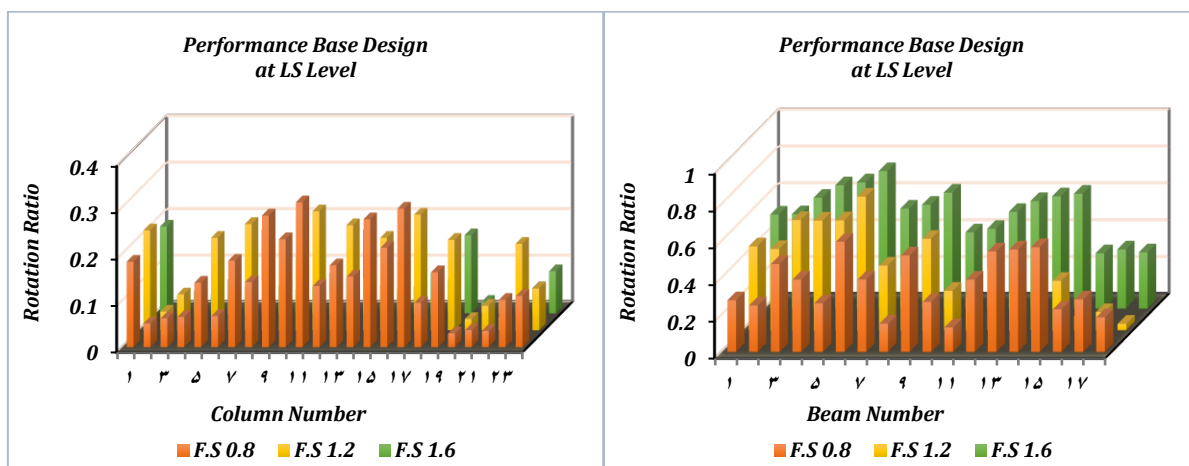
شکل ۱۱. منحنی جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش قاب ۶ طبقه بهینه سازی شده

جدول ۵. مشخصات سازه‌ای قاب‌های ۶ طبقه

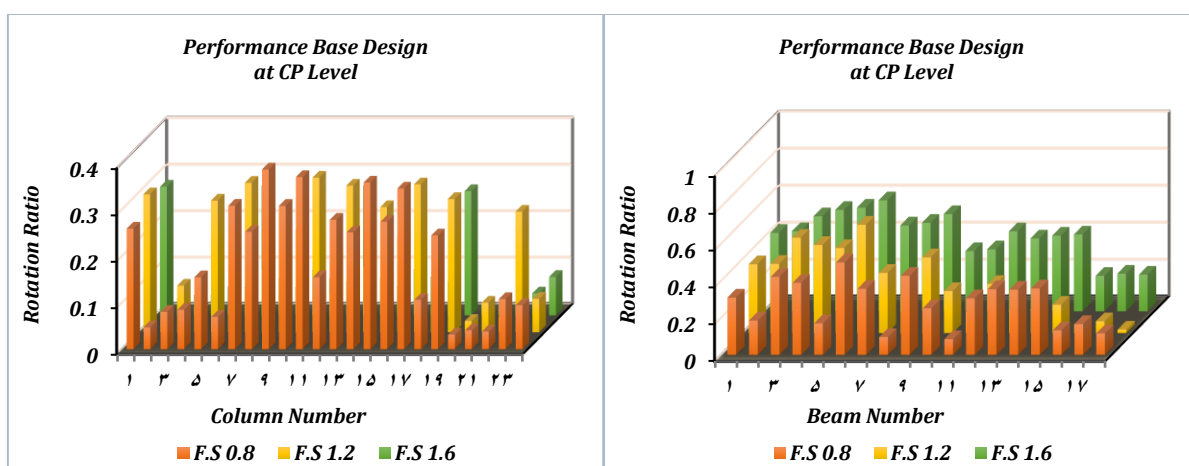
		6S-FS0.8				6S-FS1.2				6S-FS1.6			
		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور		ابعاد (mm)		تعداد آرماتور	
نوع	گروه	عرض	عمق	M^-	M^+	عرض	عمق	M^-	M^+	عرض	عمق	M^-	M^+
تیر	B1	350	600	2-D22	4-D22	400	500	3-D22	6-D22	400	500	2-D22	5-D22
	B2	350	650	2-D22	3-D22	400	500	2-D22	3-D22	350	600	2-D22	3-D22
	B3	350	400	2-D22	4-D22	350	650	2-D22	4-D22	350	400	2-D22	4-D22
ستون	C1	650	650	12-D25		650	650	16-D25		650	650	18-D25	
	C2	500	500	10-D25		500	500	12-D25		550	550	12-D25	
	C3	400	400	6-D25		400	400	6-D25		450	450	6-D25	
	C4	450	450	10-D25		550	550	8-D25		550	550	12-D25	
	C5	450	450	8-D25		550	550	8-D25		550	550	12-D25	
	C6	450	450	6-D25		400	400	8-D25		450	450	10-D25	



شکل ۱۲. نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب ۶ طبقه در سطوح عملکردی قابلیت استفاده بی وقفه (IO)



شکل ۱۳. نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب ۶ طبقه در سطوح عملکردی ایمنی جانی (LS)



شکل ۱۴. نسبت دوران ایجاد شده در المان‌های ستون و تیر قاب ۶ طبقه در سطوح عملکردی آستانه فروریزش (CP)

جدول ۶. نتایج ایمنی لرزه‌ای قاب‌های ۶ طبقه

6S-FS0.8		6S-FS1.2		6S-FS1.6	
Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)	Ductility(μ)	ضریب اضافه مقاومت (Ω)
۴.۸۶	۱.۷۴	۴.۵۳	۱.۸۱	۳.۹۹	۱.۸۷

نگرفته بود. از مهمترین نتایج این مطالعه می‌توان به موارد زیر اشاره کرد:

- (۱) در هر دو قاب سه و شش طبقه، مقدار شکل پذیری کلی سازه در حالتی که ضریب ایمنی در نظر گرفته شده برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی بزرگتر انتخاب شده بود، کمتر از حالتی بود که این ضریب کوچکتر در نظر گرفته شده بود. این موضوع نشان می‌دهد که افزایش سختی نسبی ستون‌ها منجر به کاهش تمرکز تغییر شکل‌های غیر خطی در تیرها و در نتیجه کاهش شکل پذیری کل سازه می‌شود.
- (۲) افزایش سختی و مقاومت خمشی ستون‌ها در فرآیند طراحی (از طریق اعمال نسبت بالاتر در ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی) منجر به طرح‌هایی با عملکرد لرزه‌ای بهتر اما هزینه اولیه بیشتر می‌گردد. به عبارتی، بهبود عملکرد لرزه‌ای با افزایش صلبیت ستون‌ها، با افزایش هزینه اولیه طراحی همراه است.
- (۳) با افزایش نسبت ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی، شکل پذیری قاب کاهش می‌یابد، اما در مقابل، دوران پلاستیک در ستون‌ها کمتر و در تیرها بیشتر شده است. این امر نشان‌دهنده توزیع بهینه‌تر مفاصل پلاستیک و هدایت خرابی به اعضای مناسب‌تر (یعنی تیرها) در طراحی است.
- (۴) افزایش نسبت این ضابطه همچنین موجب افزایش جابجایی نسبی طبقات در سطوح مختلف عملکردی شامل «قابلیت استفاده بی‌وقفه»، «ایمنی جانی» و «آستانه فروریزش» می‌شود که ناشی از توزیع بهتر انرژی و جلوگیری از تمرکز تغییر شکل در یک ناحیه خاص است.

با توجه به نمودارهای ارائه شده برای قاب ۶ طبقه مشاهده می‌شود که با کاهش مقدار ضابطه تیر ضعیف ستون قوی از ۱.۶ به ۰.۸ شکل پذیری قاب‌ها افزایش و نسبت دوران در سطوح IO، LS و CP، بیشتر می‌شود. همچنین دریافت در هر سه مقدار در سطح IO همچنان قید کنترل کننده می‌باشد. با توجه به نمودار دریافت قاب ۶ طبقه، مشاهده می‌کنیم که با کاهش ضریب کنترل ضابطه تیر ضعیف ستون قوی یعنی با ضعیفتر شدن ستون نسبت به تیر دریافت در سطح CP با افزایش تاثیر مودهای بالاتر در رفتار یر خطی سازه افزایش بیشتری را نشان می‌دهد.

۵. نتیجه‌گیری و پیشنهادها

اهداف اصلی این تحقیق در سه بخش مختلف با ارائه روش‌ها و مسائل متفاوت مورد بررسی قرار گرفته است. در بخش اول به بهینه‌سازی در چهارچوب روش طراحی بر اساس عملکرد دو قاب مقاوم خمشی بتنی ۳ و ۶ طبقه با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی با استفاده از الگوریتم فراابتکاری مرکز جرم پرداخته شده است. قیود طراحی بر اساس عملکرد در این بخش از آئین‌نامه‌های از آئین‌نامه ASCE41-13 انتخاب شده است. در بخش دوم به ارزیابی نسبت دوران ایجاد شده در اعضای سازه‌ای و همچنین مقادیر جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی قاب‌های طرح شده پرداخته شده است. با توجه به اینکه در تحقیقاتی که پیشتر انجام شده بود ارزیابی نسبت دوران ایجاد شده در اعضای سازه‌ای و همچنین مقادیر جابجایی نسبی طبقات در سطوح عملکردی و ایمنی فروریزش سازه‌های بهینه‌سازی شده در چهارچوب روش مبتنی بر عملکرد با در نظر گرفتن نسبت‌های متفاوت برای کنترل ضابطه تیر ضعیف و ستون قوی تحت زلزله‌های دور و نزدیک گسل مورد مطالعه قرار

- [5] Standard No.2800. (2015). "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings." 4th edition, Building and Housing Research Center.
- [6] Haselton Curt, B., et al., Seismic Collapse Safety of Reinforced Concrete Buildings. I: Assessment of Ductile Moment Frames. Journal of Structural Engineering, 2011. 137(4): p. 481-491.
- [7] G. G. Deierlein, A.B.L., C. B. H., SEAOC 2007 CONVENTION PROCEEDINGS, "Assessing building system collapse performance and associated requirements for seismic design,".
- [8] FEMA P695A. (2009). "Recommended methodology for quantification of building system performance and response parameters". Applied Technology Council, Redwood, CA.
- [9] Mander, J.B., Priestley, M.J.N., Park, R. (1998). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete". Journal of Structural Engineering, Vol. 182 (1), pp 427-445.
- [10] OpenSees version 2.4.0 [Computer software]. PEER, Berkeley, CA.
- [11] MATLAB. (2016). The language of technical computing. Math Works Inc.
- [12] Gholizadeh, S., Ebadijalal, M. (2018). Performance based discrete topology optimization of steel braced frames by a new metaheuristic. Advances in Engineering Software. 123,77-99.
- [13] ACI 318-14. (2014). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I.
- [14] AISC 341-13. (2013). Seismic provisions for structural steel buildings. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- [15] FEMA-356. (2000). Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings. Washington (DC): Federal Emergency Management Agency.
- [16] ACI 318-08. (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary Farmington Hills, M.A.C.I.
- [17] T. Paulay and M. J. N. Priestley, *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. New York: Wiley, 1992.
- [18] J. K. Wight and J. G. MacGregor, *Reinforced Concrete: Mechanics and Design*, 6th ed. Pearson, 2009.

(۵) در حالت بهینه، در نظر گرفتن نسبت ۱.۶ برای کنترل ضابطه تیر ضعیف-ستون قوی در روند طراحی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، موجب دستیابی به عملکرد لرزه‌ای مطلوب در سطوح مختلف عملکردی می‌گردد.

(۶) در نهایت، بررسی کلیه قاب‌های طراحی شده بر اساس عملکرد، نشان داد که همگی با رعایت محدودیت‌های آیین‌نامه‌ای و معیارهای تحلیل، در محدوده مجاز سطوح عملکرد لرزه‌ای قرار دارند و از این منظر رفتار مناسبی از خود نشان داده‌اند.

با توجه به نقش تعیین‌کننده محل و ترتیب ایجاد مفاصل پلاستیک در کنترل رفتار غیرخطی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه، پیشنهاد می‌شود در پژوهش‌های آتی، روند شکل‌گیری و گسترش مفاصل پلاستیک در اعضای تیر و ستون به صورت مرحله‌ای و در سطوح مختلف عملکردی، تحت شتاب‌نگاشت‌های مختلف مورد بررسی دقیق قرار گیرد. تحلیل این فرآیند می‌تواند به ارائه شاخص‌هایی برای ارزیابی "مکانیزم خرابی مطلوب" و همچنین توسعه الگوریتم‌های بهینه‌سازی در توزیع ظرفیت خمشی تیر و ستون برای هدایت دقیق‌تر مفاصل پلاستیک به اعضای هدف (تیرها) کمک کند.

References

- [1] Zhai, Zhipeng, et al. (2019). An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings. Engineering Structures. 199: 109650.
- [2] Fathali, M. A., & Vaez, S. R. H. (2020). Optimum performance-based design of eccentrically braced frames. Engineering Structures, 202, 109857.
- [3] Stewart, J.P., Chiou, S. (2001). "Ground Motion Evaluation procedure for performance based design". Report, PEER, Berkeley.
- [4] Elnashi, A.S. (2006). "Significance of sever Distance and Moderate Close Earthquake on Design and Behavior of tall building". Structural Design of Tall and Special Building, Vol. 15, pp 391-416.

- [19] S. Alath and S. K. Kunnath, "Modeling inelastic shear deformation in RC beam-column joints," *Engineering Mechanics*, vol. 121, no. 9, pp. 996–1002, 1995.
- [20] C. B. Haselton, J. W. Baker, E. K. L. Pang, and G. G. Deierlein, "Accounting for ground-motion spectral shape characteristics in structural collapse assessment through an adjustment for epsilon," *Journal of Structural Engineering*, vol. 137, no. 3, pp. 332–344, 2011.
- [21] T. Panagiotakos and M. N. Fardis, "Deformations of reinforced concrete members at yielding and ultimate," *ACI Structural Journal*, vol. 98, no. 2, pp. 135–148, 2001.
- [22] A. Habibnejad Korayem and A. Teymoori, "Seismic behavior of RC frames considering strong column–weak beam ratio," *Sharif Civil Engineering Journal*, vol.