University Of Qom

Civil Infrastructure Researches

Online ISSN: 2783-140X
journal homepage: https://cer.qom.ac.ir/

Comparison of Seismic Performance of Steel Moment Frames Designed by PBPD and FBD Methods

Nayereh Fathiazar[1], Mohtasham Mohebbi[2]✉, Kazem Shakeri[3], Vahid Jahangiri[4]

1. Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: fathiazar@uma.ac.ir
2. Corresponding author, Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: mohebbi@uma.ac.ir
3. Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: shakeri@uma.ac.ir
4. Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Mohaghegh Ardabili, Ardabil, Iran. E-mail: v.jahangiri@uma.ac.ir

Article Info

Article type:
Research Article

Article history:
Received 12 Jul 2026
Revised 07 Sep 2026
Accepted 19 Sep 2026
Published 20 Sep 2026

Keywords:
Performance-based Plastic Design,
Performance-based Design,
Force-based Design,
Seismic Performance Assessment,
Steel Moment Frames.

ABSTRACT

In recent years, performance-based plastic design (PBPD) has gained attention as an efficient approach to achieving seismic design objectives. However, this method mainly focuses on drift control as the primary performance objective, and other parameters, such as residual drift and peak floor acceleration, are not directly considered in the design process. Given that residual drifts, the formation of yield mechanisms, and peak floor acceleration are of particular importance in the seismic performance evaluation of structures, this study investigates the seismic performance of steel moment-resisting frames (MRFs) designed using the PBPD method, considering these responses in addition to drift, and compares the results with those designed using the force-based design (FBD) method. To this end, three steel moment-resisting frames with 4, 8, and 12 stories were designed using both PBPD and FBD methods, and the seismic performance of the designed frames was evaluated through nonlinear dynamic analysis at two seismic levels: Design Basis Earthquake (DBE) and Maximum Considered Earthquake (MCE). The results indicate that in PBPD frames, the drift criterion adopted in this study was satisfied at both DBE and MCE levels, whereas FBD frames failed to adequately control drift at certain stories. Furthermore, the PBPD method demonstrates superior performance in achieving predetermined residual drift and yield mechanisms at both seismic levels. A comparison of frame weights reveals that frames designed using the PBPD method exhibit a weight increase ranging from approximately 21 to 29 percent compared to those designed using the FBD method.

Cite this article: Fathiazar N, Mohebbi M, Shakeri K, Jahangiri V. Comparison of Seismic Performance of Steel Moment Frames Designed by PBPD and FBD Methods. Civil Infrastructure Researches. 2026; 12(2): 29-55. https://doi.org/10.22091/cer.2026.16681.1693

Publisher: University of Qom.
© The Authors.

Introduction

Current seismic design approaches are predominantly based on force-based design (FBD) methods, in which the inelastic behavior of structures is indirectly considered through the response modification factor. However, under severe earthquakes, the behavior of structures is nonlinear, leading to inelastic deformations and adverse effects on structural performance. To achieve satisfactory structural performance and enhance the safety and resilience of structures, the use of design methods capable of predicting inelastic behavior is essential. In this context, performance-based seismic design (PBD) approaches have been developed to enable the design of new structures with specific performance objectives and the seismic retrofit of existing structures. Among these approaches, performance-based plastic design (PBPD) is recognized as an efficient method, in which the design base shear is determined based on energy balance and predefined performance objectives. Its ability to explicitly incorporate inelastic behavior and energy dissipation mechanisms into the design process makes it a promising approach.

In performance evaluation guidelines such as FEMA P-695 and ASCE/SEI 7-22, the inter-story drift ratio (IDR) is considered the primary criterion for evaluating structural collapse prevention. In this regard, previous studies have mainly focused on structural collapse and maximum inter-story drift ratios. However, residual drift ratios (RDR) and peak floor accelerations (PFA) also play a significant role in the actual performance of structures, and their excessive values can lead to substantial economic consequences. Observations from past earthquakes have shown that residual deformations are determining factors in the technical and economic feasibility of repairing damaged structures. Residual drifts exceeding a threshold of 0.5% result in uneconomical repairs, and values above 1% are considered a potential life safety hazard for structural stability. Therefore, evaluation solely based on collapse prevention is insufficient, and residual drifts must also be taken into consideration.

In special moment-resisting frames (SMF), a substantial portion of total costs is attributed to non-structural components, and damage to these elements often exceeds structural losses. Since most non-structural components are acceleration-sensitive, accurate determination of floor accelerations during earthquakes is essential for estimating their vulnerability.

Numerous studies have investigated the seismic performance of SMFs designed using the PBPD method, demonstrating that this method provides better performance in achieving design objectives and controlling drifts compared to FBD and DDBD methods. However, the simultaneous evaluation of residual drifts and floor accelerations, which are not directly controlled in the PBPD design process, has been relatively neglected. To address this gap, this study evaluates the seismic performance of three special steel moment-resisting frames with low-, mid-, and high-rise frames designed using both FBD and PBPD methods. The frames are subjected to nonlinear dynamic analyses at two hazard levels, DBE and MCE, and the responses of inter-story drift ratios, residual drift ratios, and peak floor accelerations are compared with code-based performance requirements. The innovations of this research include a comprehensive evaluation of the PBPD method based on three key performance indicators, a direct comparison with the FBD method, and an investigation of the interrelationships among performance criteria.

Methodology

In this study, three steel moment-resisting frames with 4, 8, and 12 stories and rectangular plans with perimeter frames are investigated. The structures have office occupancy (Risk Category II) and are located in Southern California. The span length is 6.1 m, with a first-story height of 4 m and typical story heights of 4.6 m. Dead and live loads are 4.31 and 2.39 kN/m², respectively, with a roof live load of 0.96 kN/m² and a perimeter load of 1.2 kN/m. The structures are located on Site Class D in Seismic Risk Category D, with spectral acceleration parameters S_S and S_1 of 1.12g and

0.75g, respectively. Frame members have been designed according to AISC specifications using ASTM A992 Gr. 50 steel (Fy=345 MPa).

For nonlinear dynamic analysis, 20 far-fault ground motion record pairs from FEMA P-695 are used. The records are normalized and scaled according to the FEMA P-695 methodology. Seismic performance evaluation is conducted at DBE and MCE hazard levels based on three indices: IDR, RDR, and PFA. According to ASCE 7-22, the drift ratio limits for 4-story structures are 2.5%, while those for 8- and 12-story structures are 2% under DBE. In this study, these limits are increased by a factor of 1.5 times for MCE. Residual drift limits of 0.5 and 1% are selected for DBE and MCE, respectively (based on FEMA P-58), and peak floor acceleration limits per HAZUS are 0.6g for DBE and 1.2g for MCE.

Conclusion

The results of nonlinear dynamic analyses indicate that frames designed using the PBPD method successfully maintain the target drift criteria under DBE seismic loads, and with increasing height, the drift concentration shifts from lower stories toward upper stories. At the DBE level, mid-rise and high-rise frames designed using the FBD method do not perform adequately in satisfying drift requirements, with mean responses exceeding the 2% allowable limit. Conversely, at the MCE level, FBD frames fail to maintain the 3% drift criterion, whereas PBPD frames successfully remain within this limit. High-rise structures designed using the FBD method do not meet the residual drift criteria at both seismic levels, whereas PBPD structures demonstrate satisfactory performance in meeting residual drift requirements. The investigation of peak floor accelerations reveals that acceleration control remains a fundamental challenge in both methods, and neither method fully satisfies the acceptance criteria under DBE and MCE. The weight of PBPD frames increases compared to FBD frames, and this increase diminishes with height. A comparison of yield mechanism formation indicates that PBPD frames exhibit better performance in forming plastic hinges, with significantly fewer plastic hinges forming outside the intended yield mechanism pattern. The evaluation of drift response for a larger target drift (2.67%) shows that the PBPD method performs poorly for mid- and high-rise structures at the MCE level, and selecting an appropriate design drift is a critical criterion in this method.

Funding Statement

This research did not receive any specific grant from funding agencies in the public, commercial, or not-for-profit sectors.

Declaration of Competing Interest

■ **No competing interests**: The authors declare that they have no known competing financial interests or personal relationships that could have appeared to influence the work reported in this paper.

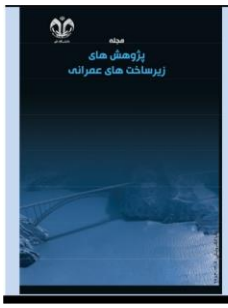
Authors' Contributions

Nayereh Fathiazar:
Conceptualization; Data curation; Formal analysis; Investigation; Methodology; Resources; Software; Supervision; Validation; Visualization; Roles/Writing – original draft; Writing.

Mohtasham Mohebbi:
Conceptualization; Data curation; Investigation; Methodology; Project administration; Validation; Visualization; Roles/Writing – original draft; Writing – review & editing.

Kazem Shakeri:
Conceptualization; Writing – review & editing.

Vahid Jahangiri:
Conceptualization; Writing – review & editing.



دانشگاه قم

پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی

شاپا الکترونیکی: ۲۷۸۳ -۱۴۰x

صفحه خانگی مجله: https://cer.qom.ac.ir/

مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد و روش نیرویی

نیره فتحی‌آذر[۱]، محتشم محبی[۲]✉، کاظم شاکری[۳]، وحید جهانگیری[۴]

۱. گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: fathiazar@uma.ac.ir

۲. نویسنده مسئول، استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: mohebbi@uma.ac.ir

۳. استاد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: shakeri@uma.ac.ir

۴. دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه محقق اردبیلی، اردبیل، ایران. رایانامه: v.jahangiri@uma.ac.ir

اطلاعات مقاله

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

تاریخ دریافت: ۱۴۰۵/۰۴/۲۱

تاریخ بازنگری: ۱۴۰۵/۰۶/۱۶

تاریخ پذیرش: ۱۴۰۵/۰۶/۲۸

تاریخ انتشار: ۱۴۰۵/۰۶/۲۹

کلیدواژه‌ها:
طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد،
طراحی عملکردی،
طراحی نیرویی،
ارزیابی عملکرد لرزه‌ای،
قاب خمشی فولادی.

چکیده

در سال‌های اخیر، روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد به عنوان یک رویکرد کارآمد در دستیابی اهداف طراحی لرزه‌ای مورد توجه قرار گرفته است. این روش عمدتا بر کنترل دریفت به عنوان هدف عملکردی اصلی تمرکز دارد و پارامترهای دیگر نظیر دریفت پسماند و شتاب مطلق طبقات به طور مستقیم در روند طراحی در نظر گرفته نمی‌شود. از آنجا که در ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، توجه به تغییرشکل‌های پسماند، نحوه تشکیل مکانیزم تسلیم و شتاب مطلق طبقات نیز از اهمیت ویژه‌ای برخوردار است، این مطالعه به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده با روش PBPD با در نظر گرفتن این پاسخ‌ها علاوه بر دریفت و مقایسه آن با روش طراحی مبتنی بر نیرو می‌پردازد. برای این منظور، سه قاب خمشی فولادی با ارتفاع‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه به دو روش PBPD و FBD طراحی شده و عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی طراحی‌شده با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی در دو سطح لرزه‌ای زلزله طراحی و حداکثر زلزله محتمل ارزیابی شده است. نتایج نشان می‌دهد که در قاب‌های PBPD دریفت در هر دو سطح لرزه‌ای DBE و MCE برآورده شده است، درحالی که قاب‌های FBD در برخی طبقات نتوانستند در کنترل معیار دریفت مبنای این مطالعه موفق عمل کنند. همچنین، روش PBPD عملکرد بهتری در تحقق دریفت پسماند و مکانیزم تسلیم از پیش تعیین‌شده در هر دو سطح لرزه‌ای ارائه می‌دهد. مقایسه وزن قاب‌های خمشی نشان می‌دهد که قاب‌های طراحی‌شده به روش PBPD نسبت به روشFBD، در حدود ۲۱ تا ۲۹ درصد افزایش وزن دارند.

استناد: فتحی‌آذر نیره، محبی محتشم، شاکری کاظم، جهانگیری وحید. مقایسه عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی شده به روش پلاستیک مبتنی بر عملکرد و روش نیرویی. *پژوهش‌های زیرساخت‌های عمرانی*. ۱۴۰۵؛ ۱۲(۲): ۲۹-۵۵.
https://doi.org/10.22091/cer.2026.16681.1693

ناشر: دانشگاه قم.
© نویسندگان.

شناسه دیجیتال: https://doi.org/10.22091/cer.2026.16681.1693

۱- مقدمه

رویکردهای کنونی طراحی لرزه‌ای سازه‌ها عمدتا مبتنی بر روش‌های نیرویی (FBD[1]) می‌باشند. در این رویکردها، رفتار غیرالاستیک سازه‌ها به طور غیرمستقیم و با استفاده از ضریب رفتار در نظر گرفته می‌شود. در حالی که تحت اثر زلزله‌های شدید، رفتار سازه‌ها به‌صورت غیرخطی بوده و در نهایت منجر به تغییرشکل‌های غیرخطی و اثرات نامطلوب بر رفتار مصالح سازه می‌گردد. برای دستیابی به عملکرد سازه‌ای مطلوب و ارتقای ایمنی و تاب‌آوری سازه‌ها در برابر بارهای لرزه‌ای، استفاده از روش‌های طراحی که قادر به پیش‌بینی و تطبیق با رفتارهای غیرالاستیک سازه باشند، امری ضروری تلقی می‌شود. در این راستا، رویکردهای طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد (PBD[2]) به عنوان راهکارهایی نوین توسعه یافته‌اند که امکان طراحی سازه‌های جدید با در نظر گرفتن اهداف عملکردی مشخص و نیز بهسازی لرزه‌ای سازه‌های موجود را فراهم می‌آورند [۱]. در زمینه طراحی لرزه‌ای مبتنی بر عملکرد، روش‌های گوناگونی نظیر روش‌های طراحی مبتنی بر تغییرمکان (DDBD[3]) و روش طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد (PBPD[4]) ارائه شده‌اند [۲ و ۳]. در روش DDBD، سازه با استفاده از مفهوم سازه جایگزین به یک سیستم تک‌درجه آزادی معادل تبدیل می‌شود که سختی مؤثر و میرایی ویسکوز معادل آن براساس تغییرمکان هدف تعیین می‌گردد. در این روش، رفتار غیرالاستیک سازه و اتلاف انرژی هیسترزیس به‌صورت ضمنی و از طریق میرایی معادل (متناظر با نوع رفتار هیسترزیس سیستم سازه‌ای) لحاظ می‌گردد و مدل‌سازی صریح مکانیزم پلاستیک در فرآیند طراحی مورد توجه قرار نمی‌گیرد. در مقابل، روش PBPD بر مبنای اصل تعادل انرژی بنا شده و از ابتدا یک مکانیزم تسلیم از پیش تعیین‌شده را هدف قرار می‌دهد. در این روش، توزیع برش پایه طراحی بین اعضا به‌گونه‌ای صورت می‌گیرد که مکانیزم پلاستیک مطلوب به‌صورت صریح در سازه محقق شده و مفاصل پلاستیک در مکان‌های از پیش تعیین‌شده تشکیل شوند. از میان این رویکردها، روش PBPD به دلیل توانایی در اعمال صریح رفتار غیرالاستیک سازه و مکانیزم‌های اتلاف انرژی در فرآیند طراحی، به عنوان روشی کارآمد و مؤثر شناخته می‌شود که می‌تواند به طراحی سازه‌هایی ایمن‌تر و مقاوم‌تر در برابر زلزله کمک نماید [۴].

روش PBPD ابتدا توسط لیلاتاویوات، معرفی و سپس توسط گوئل و چائو[5] توسعه یافت [۳-۶]. در این روش، با تعیین برش پایه طراحی براساس تعادل انرژی و اهداف عملکردی از پیش تعیین‌شده، امکان کنترل بهتر رفتار سازه فراهم می‌گردد. در چند دهه گذشته، مطالعات متعددی در زمینه بهبود و توسعه این روش صورت گرفته است. این مطالعات شامل اصلاح توزیع نیروی جانبی با استفاده از الگوهای جدید مبتنی بر تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی، در نظرگرفتن اثرات ثانویه P-Delta، اندرکنش خاک و سازه و انطباق روش PBPD با ویژگی‌های سازه‌های فولادی سه‌بعدی (3D[6]) می‌باشد [۶-۹]. روش PBPD با توسعه یک ضریب انرژی مبتنی بر آسیب ارتقا یافته و به‌طور صریح آسیب تجمعی را از طریق رویکرد انرژی هیسترزیس لحاظ می‌کند [۱۰ و ۱۱]. علاوه‌بر این، روش PBPD برای برآورده کردن اهداف عملکردی چندگانه و اعمال بر روی سیستم‌های ثانویه نیز توسعه یافته است [۱۲-۱۵]. همچنین این روش برای طراحی سیستم‌های سازه‌ای مختلف، از جمله قاب‌های فولادی مهاربندی شده، قاب‌های خمشی بتنی و سازه‌های مجهز به سیستم کنترل توسعه یافته است [۱۶-۱۹].

در دستورالعمل‌های ارزیابی عملکرد سازه‌ها، همچون FEMA P-695 [۲۰] و آیین‌نامه‌های طراحی لرزه‌ای رایج نظیر ASCE/SEI 7-22 [۲۱]، تغییرمکان نسبی طبقات

[1]- Force-Based Design
[2]- Performance-Based Design
[3]- Direct Displacement-Based Design
[4]- Performance-Based Plastic Design
[5]- Chao and Goel
[6]- Three-Dimentional

(IDR[۷]) به‌عنوان معیار اصلی فروریزش[۸] سازه مدنظر قرار می‌گیرد [۲۰ و ۲۱]. در همین راستا، مطالعات پیشین در زمینه ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها، عمدتا بر فروریزش سازه‌ها و مقادیر حداکثری پاسخ‌های تغییرمکان نسبی طبقات تمرکز داشته‌اند. در حالی که، با توجه به اهمیت عملکرد کلی سازه، علاوه بر تقاضای حداکثری تغییرمکان نسبی، تغییرشکل‌های پسماند (RDR[۹]) و شتاب‌های حداکثری کف (PFA[۱۰]) نیز نقش بسزایی در تعیین عملکرد واقعی و خسارت اجزای سازه‌ای و غیرسازه‌ای یک سازه ایفا کرده و مقادیر بالای آن می‌تواند پیامدهای اقتصادی و جانبی قابل توجهی را به دنبال داشته باشد.

مشاهدات حاصل از زلزله‌های گذشته نشان داده است که تغییرشکل‌های پسماند می‌توانند بر عملکرد سازه‌ای تأثیر قابل‌توجهی گذاشته، به‌طوری که تعیین‌کننده امکان‌پذیری فنی و اقتصادی تعمیر سازه‌های آسیب‌دیده می‌باشند. مطالعات حاکی از آن است که افزایش تغییرشکل‌های غیرالاستیک، احتمال وقوع تغییرشکل‌های پسماند را افزایش می‌دهد. سیستم‌های مقاوم در برابر نیروی جانبی که با هدف تحمل جابه‌جایی‌های جانبی بزرگ و صرفا جلوگیری از فروریزش طراحی شده‌اند، به احتمال زیاد در هنگام زلزله دچار تغییرشکل‌های پسماند قابل‌توجهی می‌شوند. اگرچه سیستم‌های سازه‌ای با ظرفیت تغییرشکل بالا معمولا احتمال فروریزش پایینی دارند، اما اغلب برای مقاومت‌های جانبی کمتری طراحی می‌شوند. این موضوع، احتمال وقوع دریفت‌های پسماند در آن‌ها را افزایش می‌دهد. دریفت‌های پسماند می‌توانند منجر به عملکرد ضعیف‌تر سازه، از جمله افزایش خسارات اقتصادی و کاهش قابلیت بهره‌برداری از ساختمان پس از زلزله شوند [۲۲].

در طراحی قاب‌های خمشی فولادی ویژه (SMF[۱۱]) که به دلیل شکل‌پذیری بالا در مناطق زلزله‌خیز مورد استفاده قرار می‌گیرند، استفاده از ضریب رفتار بالا، امکان تحمل رفتار غیرارتجاعی تحت اثر زلزله طرح (DBE[۱۲]) را فراهم می‌کند. با وجود محدودیت‌های اعمال شده بر دریفت سازه، مطالعات نشان داده‌اند که قاب‌های خمشی فولادی ویژه پس از بارگذاری DBE ممکن است نیازمند تعمیر باشند و دریفت‌های پسماند فراتر از آستانه قابل قبول (عموما ۰/۵ درصد)، منجر به تعمیرات غیراقتصادی یا حتی تخریب کامل ساختمان گردند [۲۲]. دریفت‌های پسماند بزرگتر از ٪۱ نیز به عنوان یک خطر جانی بالقوه و آسیب‌زا برای پایداری سازه تلقی می‌شود [۲۲]. بنابراین، ارزیابی صرف بر مبنای جلوگیری از فروریزش کافی نبوده و لازم است دریفت‌های پسماند نیز به منظور جلوگیری از خسارات اقتصادی ناشی از تعمیرات و بازسازی‌های احتمالی در فرآیند طراحی و ارزیابی عملکرد سازه‌ها در نظر گرفته شوند [۲۳ و ۲۴].

در اغلب سازه‌ها، بخش قابل ملاحظه‌ای از کل هزینه‌ها به اجزای غیرسازه‌ای اختصاص دارد. در نتیجه، خسارت‌های وارد شده به این اجزا می‌توانند منجر به زیان‌های اقتصادی چشمگیری شوند. گزارش‌های مربوط به زلزله‌های اخیر نشان می‌دهند که میزان خسارت مالی وارده به اجزای غیرسازه‌ای، اغلب از خسارت‌های وارده به بخش‌های سازه‌ای ساختمان بیشتر بوده است. از آنجا که حفظ ایمنی جانی ساکنان، حداقل انتظار از یک ساختمانِ به خوبی ساخته شده می‌باشد، باید توجه داشت که آسیب‌های ناشی از اجزای غیرسازه‌ای، علاوه‌بر خسارات مالی، به‌طور جدی سلامت و جان افراد ساکن در ساختمان را نیز تهدید می‌کند. با توجه به اینکه بیشتر اجزای غیرسازه‌ای در گروه حساس به شتاب قرار می‌گیرند، تعیین دقیق میزان شتاب در طبقات مختلف یک سازه در هنگام زلزله، یکی از مهم‌ترین عوامل در تخمین میزان آسیب‌پذیری این اجزا به شمار می‌رود [۲۵].

[7]- Inter-Story Drift Ratio
[8]- Collapse Prevention
[9]- Residual Drift Ratio
[10]- Peak Floor Acceleration
[11]- Steel Moment-Frame
[12]- Design-Based Eaerthquake

در مطالعات متعددی به بررسی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده با رویکرد PBPD پرداخته شده است. این مطالعات عمدتا بر ارزیابی تحقق اهداف عملکردی طراحی (مانند تغییرمکان نسبی و تشکیل مکانیزم تسلیم) و بررسی فروریزش متمرکز بوده است. ارزیابی یک قاب خمشی فولادی ۹ طبقه طراحی‌شده به دو روش FBD و PBPD نشان داد که روش PBPD در دستیابی به شکل‌پذیری و تغییرمکان غیرالاستیک هدف، به‌مراتب کارآمدتر از روش FBD می‌باشد [۲۶]. شاکری و دادخواه با مقایسه روش‌های DDBD و PBPD برای قاب‌های خمشی فولادی با ارتفاع‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، دریافتند که اگرچه روش DDBD به سازه‌ای سبک‌تر منجر می‌شود، توزیع نامناسب برش در طبقات بالایی در این روش، به تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌ها می‌انجامد. در مقابل، روش PBPD با توزیع مناسب‌تر برش پایه، تشکیل مفاصل پلاستیک را در مکان‌های مطلوب فراهم می‌کند [۲۷]. مهدی‌زاده و همکاران در مقایسه‌ای میان ظرفیت فروریزش لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی ۵ و ۱۰ طبقه که با روش‌های PBPD و FBD طراحی شده‌اند، نشان دادند که ظرفیت فروریزش قاب‌های PBPD به‌ترتیب ۲۵ و ۳۱ درصد بیشتر از قاب‌های FBD است [۲۸]. توسعه منحنی‌های شکنندگی برای قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده به روش‌های FBD و PBPD در مناطق با خطر لرزه‌ای بالا نیز حاکی از عملکرد بهتر قاب‌های PBPD در دستیابی به نسبت دریفت تسلیم هدف و کاهش احتمال آسیب لرزه‌ای، در مقایسه با قاب‌های FBD، بوده است [۲۹]. در مطالعه‌ای دیگر، طراحی یک قاب فولادی ۲۰ طبقه برای ضرایب شکل‌پذیری مختلف به روش‌های PBPD و FBD و مقایسه منحنی‌های شکنندگی آن‌ها نشان داد که روش PBPD، به‌ویژه برای قاب‌های بلندمرتبه، عملکرد لرزه‌ای بهتر و اقتصادی‌تری نسبت به روش FBD دارد [۳۰]. همچنین، ارزیابی شکنندگی قاب‌های مهاربندی هم‌محور، قاب‌های مهاربندی برون‌محور و قاب‌های خمشی ویژه، طراحی‌شده به دو روش PBPD و FBD، از طریق منحنی‌های شکنندگی مبتنی بر روش طیف ظرفیت نشان داد که روش PBPD احتمال وقوع حالت آسیب کامل را در قاب‌های مهاربندی هم‌محور تا ۱۰ درصد، در قاب‌های مهاربندی برون‌محور تا ۲۳ درصد و در قاب‌های خمشی ویژه تا حدود ۲۶ درصد کاهش می‌دهد [۳۱].

به‌طورکلی، نتایج این بررسی‌ها حاکی از آن است که روش PBPD در دستیابی به اهداف عملکردی مورد نظر و کنترل تغییرمکان نسبی، عملکردی مطلوب‌تر از روش‌های طراحی FBD و DDBD ارائه می‌دهد. در حالی‌که این مطالعات درک ارزشمندی از رفتار کلی سازه‌های طراحی‌شده به روش PBPD ارائه می‌دهند، جنبه مهم دیگری که نسبتا مورد غفلت واقع شده، ارزیابی همزمان عملکرد این سازه‌ها در برابر تغییرشکل‌های نسبی پسماند و شتاب مطلق طبقات می‌باشد. این دو معیار، از جمله شاخص‌های کلیدی در تخمین میزان خسارت و هزینه‌های احتمالی تعمیرات پس از وقوع زلزله به شمار می‌روند. به‌دلیل اینکه دریفت پسماند و شتاب مطلق طبقات به طور صریح در فرآیند طراحی PBPD مورد توجه قرار نمی‌گیرند، ارزیابی عملکرد قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده با روش PBPD و تعیین میزان انطباق این روش با الزامات عملکردی آیین‌نامه‌های لرزه‌ای ضروری به نظر می‌رسد. بنابراین، در این مطالعه، عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده با روش PBPD، از منظر انطباق دریفت نسبی، دریفت پسماند، شتاب مطلق طبقات و نحوه تشکیل مکانیزم تسلیم با الزامات عملکردی آیین‌نامه‌های ارزیابی لرزه‌ای، تحت دو سطح لرزه‌ای (زلزله طراحی (DBE) و حداکثر زلزله محتمل (MCE[۱۳])) مورد بررسی قرار گرفته و به‌صورت مستقیم و بر پایه الزامات آیین‌نامه‌ای با روش متداول FBD مقایسه شده است.

[13]- Maximum Considered Earthquake

برخلاف مطالعات پیشین که عمدتا بر تحقق دریفت نسبی و مکانیزم تسلیم متمرکز بوده‌اند، در این پژوهش کفایت ضمنی روش PBPD در تأمین معیارهایی نظیر دریفت پسماند و شتاب مطلق طبقات، که در فرآیند طراحی به‌طور مستقیم کنترل نمی‌شوند، نیز مورد ارزیابی قرار گرفته و بررسی شده است که آیا تمرکز این روش بر معیار طراحی اولیه (IDR و مکانیزم تسلیم) به عملکرد نامناسب در سایر معیارها (RDR و PFA) منجر می‌شود یا خیر. این رویکرد، درک صریح و سیستماتیکی از روابط درونی میان معیارهای عملکردی و کفایت هریک از دو روش طراحی در برآوردن الزامات عملکردی جامع فراهم می‌سازد.

برای رسیدن به اهداف مورد نظر در این پژوهش، سه قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، با استفاده از دو روش طراحی FBD و روش PBPD طراحی شده‌اند. به منظور ارزیابی رفتار و عملکرد لرزه‌ای این سازه‌ها، قاب‌های طراحی‌شده تحت ۲۰ رکورد زلزله دور از گسل، در دو سطح خطر DBE و MCE، تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند. به‌منظور بررسی دقیق‌تر رفتار سازه‌ها، پاسخ‌های دریفت‌نسبی، دریفت پسماند و شتاب مطلق طبقات در سازه‌های مختلف بررسی شده و با مقادیر آیین‌نامه‌ای مقایسه گردیده است.

۲- طراحی پلاستیک مبتنی برعملکرد

روش طراحی PBPD یکی از رویکردهای طراحی عملکردی لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌رود که اساس آن بر پایه مفهوم انرژی استوار است. در این روش، اهداف عملکردی مشخصی برای سازه تعریف می‌گردد که شامل دستیابی به یک تغییرمکان جانبی هدف مشخص و پیروی از یک مکانیزم تسلیم مطلوب و از پیش تعیین شده است. محاسبه نیروی طراحی در روش PBPD بر مبنای اصل تعادل انرژی صورت می‌گیرد. طبق این اصل، انرژی ورودی لازم برای اینکه سازه به تغییرمکان جانبی هدف برسد، با مجموع انرژی‌های مستهلک شده توسط سازه (شامل انرژی الاستیک و انرژی پلاستیک) تا آن سطح تغییرمکان، برابر در نظر گرفته می‌شود. در این رویکرد، کار انجام شده توسط سازه چند درجه آزادی (MDOF[۱۴]) برای رسیدن به تغییرمکان هدف، معادل با انرژی موردنیاز برای یک سیستم ایده‌آل تک درجه آزادی الاستوپلاستیک (EP-SDOF[۱۵]) برای رسیدن به همان تغییرمکان هدف فرض می‌شود. با برقراری تعادل انرژی و با لحاظ نمودن اهداف عملکردی تعیین شده (تغییرمکان هدف و مکانیزم تسلیم)، مقدار برش پایه لازم برای طراحی سازه محاسبه می‌گردد. بدین ترتیب، روش PBPD چارچوبی منطقی فراهم نموده و طراحی سازه را مستقیما به عملکرد موردانتظار از آن مرتبط می‌کند. شکل ۱- الف، مفهوم تعادل انرژی در رویکرد PBPD را نشان می دهد. مفهوم تعادل انرژی را می‌توان با استفاده از رفتار تغییرشکل- نیروی EP-SDOF، به صورت رابطه (۱) بیان کرد [۴]:

$$E_e + E_p = \gamma E_i \qquad (۱)$$

$$E_i = \frac{1}{2}\left(\frac{W}{g}\right)\left(\frac{T}{2\mu}S_a.g\right)^2 \qquad (۲)$$

$$E_e = \frac{1}{2}\left(\frac{W}{g}\right)\left(\frac{T}{2\mu}\frac{V_y}{W}.g\right)^2 \qquad (۳)$$

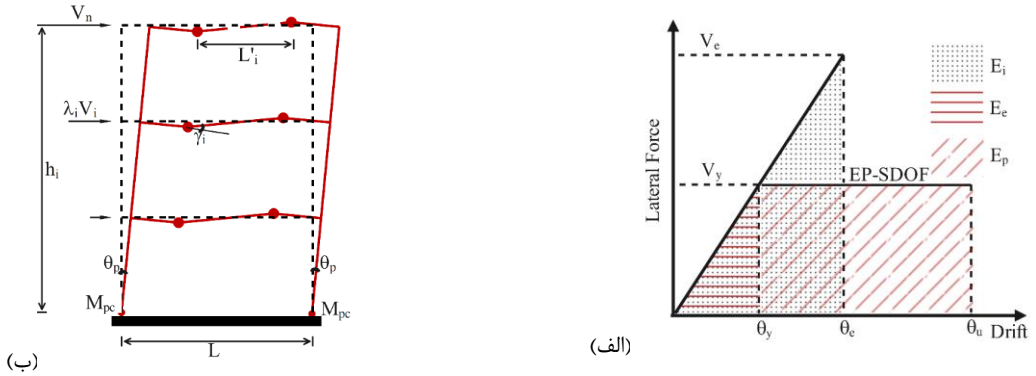
در روابط (۱) تا (۳)، E_e و E_p به ترتیب انرژی الاستیک و پلاستیک اتلاف‌شده توسط سازه تا رسیدن به تغییرمکان هدف می‌باشند. E_i انرژی ورودی لرزه‌ای است و با استفاده از رابطه (۲) محاسبه می‌گردد [۳۲]. W و T به ترتیب نمایانگر وزن لرزه‌ای سازه و دوره تناوب سازه می‌باشند. V_y برش پایه تسلیم است و S_a شتاب طیفی (برحسب شتاب گرانش، g) است. ضریب اصلاح انرژی، γ، تابعی از ضریب کاهش شکل‌پذیری و ضریب شکل‌پذیری سازه (که به ترتیب با μ_s و R_μ نشان داده می‌شود) است. این ضریب به صورت نسبت انرژی جذب‌شده توسط سیستم غیرالاستیک

[14]- Multi Degree of Freedom

[15]- Elastic-Plastic Single Degree of Freedom

به انرژی متناظر در سیستم الاستیک معادل مطابق رابطه (۴) محاسبه می‌گردد [۳۳]:

$$\gamma = \frac{2\mu_s - 1}{R_\mu^2} \qquad (۴)$$



شکل ۱- (الف) مفهوم تعادل انرژی در روش PBPD [۱۰] و (ب) مکانیزم تسلیم مطلوب در قاب‌های خمشی [۵]

محاسبه γ می‌تواند با استفاده از هر طیف غیرالاستیک سیستم EP-SDOF انجام گیرد. در این سیستم، مقدار E_p با توجه به مکانیزم تسلیم و نیروهای جانبی توزیع‌شده مرتبط با آن تعیین می‌شود. با استفاده از مکانیزم تسلیم نشان داده‌شده در شکل ۱- ب، مقدار E_p به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$E_p = V_y \left(\sum_{i=1}^{n} \lambda_i h_i \right) . \theta_p \qquad (۵)$$

در رابطه (۵)، λ_i ضریب توزیع نیروی جانبی در طبقه iام، h_i ارتفاع طبقه iام از تراز پایه و θ_p بیانگر بخش پلاستیک تغییرمکان نسبی هدف می‌باشد. با جایگذاری روابط (۲) تا (۵) در رابطه (۱)، رابطه محاسبه برش پایه طراحی برای یک سطح لرزه‌ای معین (V_y)، به‌صورت رابطه (۶) حاصل می‌گردد:

$$\frac{V_y}{W} = \frac{-\alpha + \sqrt{\alpha^2 + 4\gamma S_a^2}}{2} \qquad (۶)$$

در رابطه (۶)، α یک پارامتر بدون بعد است که با استفاده از رابطه (۷) تعیین می‌شود:

$$\alpha = \left(\sum_{i=1}^{n} \lambda_i h_i \right) \frac{\theta_p 8\pi^2}{T^2 g} \qquad (۷)$$

در این روش، هدف از توزیع نیروی جانبی، دستیابی به الگوی تغییرشکل یکنواخت در ارتفاع سازه، مطابق با مکانیزم تسلیم انتخاب شده (شکل ۱- ب) است. توزیع نیروی جانبی با استفاده از رابطه (۸) محاسبه می‌شود، الگویی که با نتایج تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی سازگار بوده و اثرات مودهای بالاتر و رفتار غیرخطی سازه را لحاظ می‌کند [۶].

$$F_i = \lambda_i V_y \qquad (۸)$$

$$\lambda_i = (\beta_i - \beta_{i-1}) \left(\frac{w_n h_n}{\sum_{j=1}^{n} w_j h_j} \right)^{0.75T^{-0.2}} \qquad (۹)$$

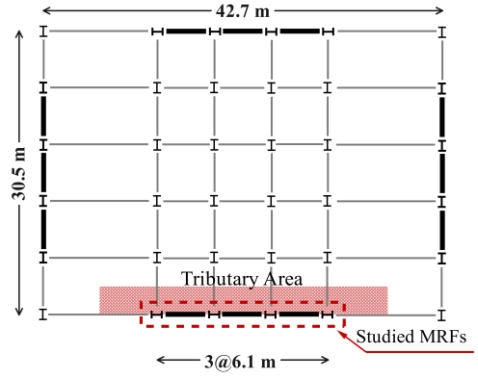
$$\beta_i = \frac{V_i}{V_n} = \left(\frac{\sum_{j=i}^{n} w h_j}{w_n h_n} \right)^{0.75T^{-0.2}} \qquad (۱۰)$$

در روابط فوق، β_i نشان‌دهنده ضریب توزیع برش در تراز i است. V_i و V_n به ترتیب برش طبقه در تراز i و تراز بام می‌باشند.

مقاومت موردنیاز اعضای تسلیم‌شونده، مانند تیرها در قاب‌های خمشی، از طریق تحلیل پلاستیک به‌گونه‌ای تعیین می‌شود که مکانیزم تسلیم هدف برآورده شود. همچنین، تضمین تشکیل مکانیزم تسلیم از پیش انتخاب شده مستلزم آن است که اعضای غیرتسلیم‌شونده، مانند ستون‌ها، با در نظر گرفتن تعادل کل درخت ستونی در حالت حدی نهایی طراحی شوند [۴].

۳- طراحی قاب‌های خمشی

در این مطالعه، سه قاب‌خمشی فولادی با ارتفاع‌های مختلف ۴، ۸ و ۱۲ طبقه برای تحلیل عددی در نظر گرفته شده‌اند. این سازه‌ها، همانطور که در شکل ۲ نشان داده شده است، دارای پلان مستطیلی با قاب‌های‌خمشی پیرامونی بوده و مشابه پلانی است که در مطالعه [۳۴] استفاده شده است.



شکل ۲- پلان قاب‌های خمشی فولادی [۳۴]

در این مطالعه، قاب‌های‌خمشی واقع در جهت بارگذاری شرقی- غربی مورد بررسی قرار گرفته است. سازه‌های مورد مطالعه دارای کاربری اداری (گروه خطرپذیری II) بوده و فرض شده است که در کالیفرنیای جنوبی با مختصات جغرافیایی ۳۳/۶۵ درجه شمالی و ۱۱۷/۸۰- درجه غربی واقع شده‌اند. طول دهانه‌های قاب‌های‌خمشی ۶/۱ متر است. ارتفاع طبقه اول و سایر طبقات به ترتیب برابر با ۴ و ۴/۶ متر می‌باشد.

بارهای مرده و زنده کاهش‌نیافته به ترتیب برابر با ۴/۳۱ و ۲/۳۹ کیلونیوتن بر مترمربع است و به‌طور یکنواخت در تمام طبقات توزیع شده‌اند. بار زنده بام برابر ۰/۹۶ کیلونیوتن بر مترمربع بوده و بار پیرامونی ۱/۲ کیلونیوتن بر متر به عنوان بار نما در امتداد محیط پیرامونی قاب‌ها توزیع شده است. در این مطالعه، بارهای باد در طراحی لحاظ نشده است. برای محاسبه بارهای لرزه‌ای، فرض شده است که سازه‌های مورد مطالعه بر روی خاک نوع D و منطقه با خطر لرزه‌خیزی D (مطابق با استاندارد ASCE 7-22) واقع شده‌اند. پارامترهای شتاب‌طیفی زلزله طرح در دوره‌های کوتاه (S_{DS}[۱۶]) و دوره یک ثانیه (S_{D1}[۱۷]) با استفاده از استاندارد ASCE 7-22 به ترتیب بصورت ۱/۱۲g و ۰/۷۵g تعیین شده‌اند [۲۱].

اعضای قاب‌های خمشی شامل تیرها، ستون‌ها و همچنین چشمه اتصال براساس ضوابط آیین‌نامه‌های طراحی سازه‌های فولادی (AISC360-22)، ضوابط لرزه‌ای (AISC341-22) و اتصالات پیش تأیید شده (AISC358-22) طراحی شده‌اند [۳۵-۳۷]. فرض شده است برای ساخت اعضای قاب‌ها از فولاد ASTM A992 Gr.50 با تنش تسلیم اسمی، F_{yn}=۳۴۵MPa استفاده گردیده است. همچنین فرض شده است که وصله ستون‌ها هر دو طبقه یک‌بار اجرا می‌شود و طول مهارنشده ستون‌ها برابر با ارتفاع همان طبقه است.

۳-۱- طراحی قاب‌های خمشی به روش FBD

در این پژوهش، طراحی نیرویی قاب‌های خمشی فولادی ویژه با استفاده از روش تحلیل استاتیکی معادل (ELF[۱۸]) و با رعایت الزامات آیین‌نامه ASCE 7-22 انجام گرفته است [۲۱]. ضرایب طراحی برای قاب‌های‌خمشی ویژه فولادی مطابق آیین‌نامه ASCE 7-22 به‌صورت ضریب رفتار (R) برابر با ۸، ضریب اضافه مقاومت (Ω_0) برابر با ۳ و ضریب بزرگنمایی تغییرمکان (C_d) برابر با ۵/۵ می‌باشد [۲۱].

۳-۲- طراحی قاب‌های خمشی به روش PBPD

تعیین دریفت هدف طراحی، یکی از گام‌های اولیه در روش PBPD محسوب می‌شود. در این مطالعه، مطابق آیین‌نامه ASCE 7-22 و متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی، قاب خمشی فولادی ۴ طبقه برای دریفت ٪۲/۵ و قاب‌های خمشی ۸ و ۱۲ طبقه برای دریفت ٪۲ تحت

[16]- Design Spectral Response Parameter at a Period of 1 s.
[17]- Design Spectral Response Parameter at Short Periods.
[18]- Equivalent Lateral Force

زلزله DBE به روش PBPD طراحی شده‌اند [۲۱]. هدف عملکردی مذکور در هر دو روش طراحی یکسان در نظر گرفته شده است تا مبنای مقایسه‌ای مشترک فراهم گردد. تغییرمکان نسبی الاستیک برای قاب‌های خمشی فولادی برابر با ۱٪ فرض شده است [۳]. برش پایه طراحی قاب‌های خمشی در جدول ۱ ارائه شده است. به‌منظور جلوگیری از تشکیل مکانیزم طبقه نرم در طبقه اول، برش پایه طراحی در محاسبه نیروی ستون‌ها ۱۰ درصد افزایش یافته است [۳].

۳-۳- نتایج طراحی

در این بخش، به بررسی نتایج حاصل از طراحی قاب‌های خمشی فولادی موردمطالعه براساس دو روش طراحی FBD و PBPD پرداخته شده است. مقاطع قاب‌های خمشی طراحی شده به روش FBD و به روش PBPD در جداول ۲ تا ۴، به‌همراه دوره تناوب سازه‌ها، ارائه شده است.

جدول ۱- پارامترهای طراحی قاب‌های خمشی فولادی به روش PBPD

پارامترهای طراحی	قاب خمشی ۴ طبقه	قاب خمشی ۸ طبقه	قاب خمشی ۱۲ طبقه
T	۰/۹۵	۱/۶۴	۲/۲۵
$S_a(g)$	۰/۷۸	۰/۴۶	۰/۳۳
θ_t	۲/۵٪	۲٪	۲٪
θ_y	۱٪	۱٪	۱٪
$\theta_p = \theta_t - \theta_y$	۱/۵٪	۱٪	۱٪
μ_s	۲/۵	۲	۲
R_μ	۲/۵	۲	۲
γ	۰/۶۴	۰/۷۵	۰/۷۵
α	۱/۷۵	۰/۷۵	۰/۵۹
V_y / W	۰/۲۰	۰/۱۷	۰/۱۲

جدول ۲- مقاطع تیر و ستون قاب‌های خمشی ۴ طبقه طراحی شده به روش PBPD و FBD

طبقه	قاب خمشی ۴ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD (T_1 = ۱/۱۴۷ s)			قاب خمشی ۴ طبقه طراحی شده به روش FBD (T_1 = ۱/۳۲۰ s)		
	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی
۱	W24X84	W24X192	W24X131	W21X73	W24X131	W24X103
۲	W24X84	W24X192	W24X131	W21X73	W24X131	W24X103
۳	W21X73	W24X162	W24X104	W21X62	W24X103	W24X76
۴	W21X50	W24X162	W24X104	W21X62	W24X103	W24X76

جدول ۳- مقاطع تیر و ستون قاب‌های خمشی ۸ طبقه طراحی شده به روش PBPD و FBD

طبقه	قاب خمشی ۸ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD (T_1 = ۱/۴۰۷ s)			قاب خمشی ۸ طبقه طراحی شده به روش FBD (T_1 = ۱/۸۲۸ s)		
	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی
۱	W30X124	W36X282	W36X262	W27X114	W24X229	W24X176
۲	W30X124	W36X282	W36X262	W27X114	W24X229	W24X176
۳	W30X116	W36X282	W36X256	W27X114	W24X229	W24X162
۴	W30X116	W36X282	W36X256	W27X94	W24X229	W24X162
۵	W30X108	W36X262	W36X210	W27X94	W24X207	W24X131
۶	W27X102	W36X262	W36X210	W24X76	W24X207	W24X131
۷	W24X84	W36X194	W36X135	W24X76	W24X131	W24X84
۸	W21X62	W36X194	W36X135	W21X50	W24X131	W24X84

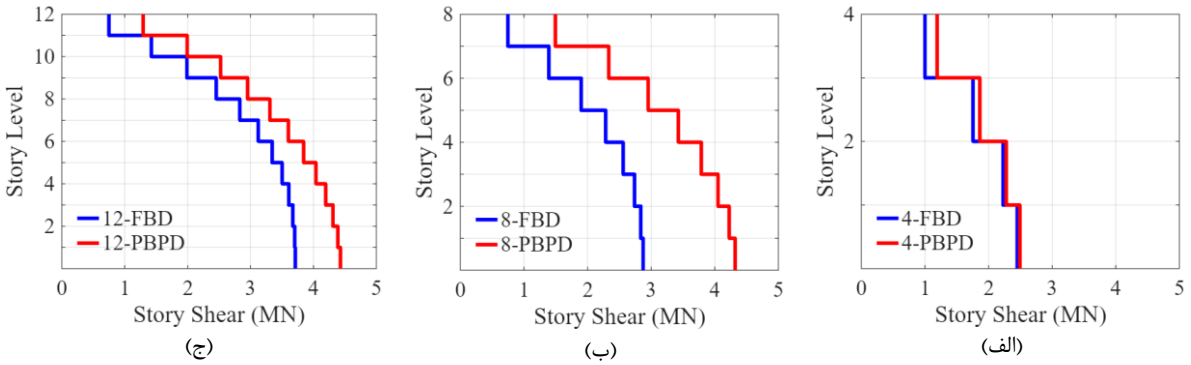
جدول ۴- مقاطع تیر و ستون قاب‌های خمشی ۱۲ طبقه طراحی شده به روش PBPD و FBD

طبقه	قاب خمشی ۱۲طبقه طراحی‌شده به روش PBPD (T_1 =۲/۱۰۷s)			قاب خمشی ۱۲طبقه طراحی شده به روش FBD (T_1 =۲/۶۰۵۰s)		
	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی	تیر	ستون‌داخلی	ستون‌خارجی
۱	W30X132	W36X302	W36X330	W30X108	W24X250	W24X306
۲	W30X132	W36X302	W36X330	W30X108	W24X250	W24X306
۳	W30X132	W36X302	W36X302	W27X114	W24X250	W24X229
۴	W30X124	W36X302	W36X302	W27X114	W24X250	W24X229
۵	W30X124	W36X302	W36X282	W27X114	W24X229	W24X229
۶	W30X116	W36X302	W36X282	W27X102	W24X229	W24X229
۷	W30X116	W36X302	W36X256	W27X102	W24X229	W24X176
۸	W27X114	W36X302	W36X256	W27X94	W24X229	W24X176
۹	W27X102	W36X247	W36X182	W27X94	W24X207	W24X131
۱۰	W24X94	W36X247	W36X182	W24X76	W24X207	W24X131
۱۱	W24X76	W36X182	W36X135	W24X76	W24X131	W24X76
۱۲	W21X57	W36X182	W36X135	W21X62	W24X131	W24X76

شکل ۳، به منظور مقایسه توزیع برش طبقات در قاب‌های مورد مطالعه ارائه شده است و الگوی توزیع برش در ارتفاع سازه را برای هر دو روش PBPD و FBD نمایش می‌دهد. در قاب ۴ طبقه، برش پایه حاصل از روش PBPD در حدود روش FBD است، در حالی‌که در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه، برش پایه به ترتیب ۵۰ و ۱۶ درصد بیشتر از روش FBD محاسبه شده است. این تفاوت ناشی از فلسفه متفاوت دو روش در برخورد با رفتار لرزه‌ای سازه است. در روش FBD، برش پایه براساس طیف طراحی و ضریب رفتار سازه تعیین می‌شود، که این ضریب منجر به کاهش قابل‌توجه نیروهای طراحی می‌گردد. در مقابل، روش PBPD بر پایه تحقق سطوح عملکرد مشخص و کنترل تغییرشکل‌های سازه طراحی می‌شود.

به منظور بررسی تأثیر روش‌های طراحی PBPD و FBD بر وزن سازه و هزینه‌های ساخت، نسبت وزن سازه‌های طراحی‌شده با این دو روش در جدول ۵ مقایسه شده است.

نسبت وزن تیرها در روش PBPD به FBD نشان‌دهنده افزایش ۷ تا ۸ درصدی وزن تیرها در روش PBPD است. این افزایش ناچیز نشان می‌دهد که روش PBPD با وجود برش پایه بزرگتر، منجر به افزایش چشمگیر مقاطع تیرها نمی‌شود. در مقابل، نسبت وزن ستون‌ها به معنای افزایش ۳۰ تا ۴۲ درصدی وزن ستون‌ها در روش PBPD نسبت به FBD است.



شکل ۳- توزیع برش پایه برای قاب‌های خمشی (الف) چهار، (ب) هشت و (ج) ۱۲ طبقه طراحی شده به روش PBPD و FBD

جدول ۵- نسبت وزن سازه‌ای قاب‌های خمشی طراحی شده به روش PBPD و FBD

PBPD/FBD	قاب خمشی ۴ طبقه	قاب خمشی ۸ طبقه	قاب خمشی ۱۲ طبقه
نسبت وزن تیرها	۱/۰۷	۱/۰۸	۱/۰۷
نسبت وزن ستون‌ها	۱/۴۲	۱/۳۹	۱/۳۰
نسبت وزن قاب‌های خمشی	۱/۲۹	۱/۲۸	۱/۲۱
نسبت تعداد ورق مضاعف چشمه اتصال	۰/۷۵	۰/۵۶	۰/۵۹
نسبت وزن کل سازه‌ها	۱/۰۷	۱/۰۹	۱/۰۷

این افزایش قابل‌توجه ناشی از طراحی براساس ظرفیت در روش PBPD و رعایت فلسفه تیر ضعیف- ستون قوی است، که منجر به ستون‌هایی با مقاطع قوی‌تر و جان ضخیم‌تر می‌شود. همچنین، در قاب‌های بلندتر، اثرات P-Delta ناشی از بارهای ثقلی و برش پایه بزرگتر، نیاز به ستون‌های بزرگتر در طبقات تحتانی را تشدید می‌کند.

نسبت وزن قاب‌های خمشی نشان می‌دهد که روش PBPD به طور کلی منجر به افزایش ۲۱ تا ۲۹ درصدی نسبت به قاب‌های FBD می‌شود. این افزایش وزن با نتایج حاصل از تحلیل برش پایه و دوره تناوب همخوانی دارد. به طوری که برش پایه بزرگتر و دوره تناوب کوتاه‌تر در روش PBPD، حاکی از سختی بیشتر و در نتیجه مصالح بیشتر در این روش است. با این حال، استفاده از ستون‌هایی با مقاطع قوی‌تر، نیاز به تقویت ناحیه چشمه اتصال را به شدت کاهش داده و منجر به کاهش ۲۵ تا ۴۴ درصدی در تعداد ورق‌های مضاعف مورد نیاز شده است.

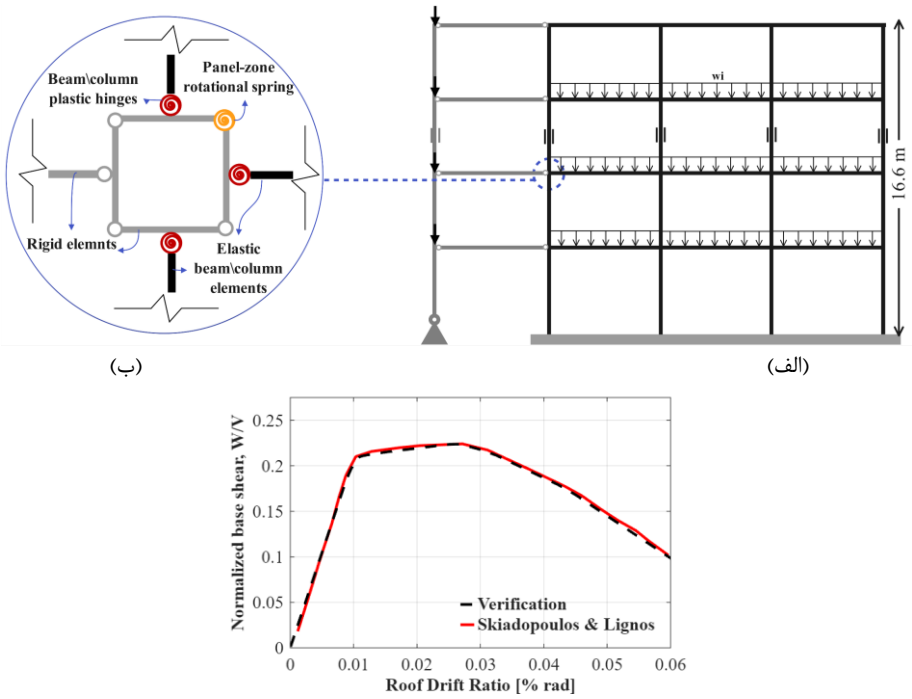
نسبت وزن کل (مجموع قاب‌های خمشی و قاب‌های ثقلی) سازه‌های طراحی شده به روش PBPD نسبت به روش FBD، در حدود ۷ تا ۹ درصد است. این مقادیر نشان می‌دهد که افزایش وزن کل سازه در مقایسه با افزایش ۲۱ تا ۲۹ درصدی وزن قاب‌های خمشی، ناچیز است. دلیل این امر آن است که قاب‌های خمشی سهم اندکی از وزن کل سازه را تشکیل می‌دهند و بخش عمده وزن سازه مربوط به قاب‌های ثقلی است.

۴- ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی

۴-۱- مدل‌سازی قاب‌های خمشی

در این پژوهش، قاب‌های‌خمشی با استفاده از نرم‌افزار اپنسیس (OpenSees[19]) به‌صورت مدل‌های دوبعدی شبیه‌سازی شده‌اند [۳۸]. نمونه‌ای از این مدل‌سازی در شکل ۴ نشان داده شده است. برای مدل‌سازی رفتار غیرخطی این قاب‌ها، از روش مفصل متمرکز[20] استفاده شده است. در این روش، تیرها و ستون‌ها به صورت المان‌های الاستیک با فنرهای دورانی خمشی در دو انتها مدل‌سازی می‌شوند. زوال مقاومت و سختی مفاصل پلاستیک با مدل هیسترزیس اصلاح‌شده ایبارا- مدینا- کراوینکلر (IMK[21]) شبیه‌سازی شده است [۳۹]. برای این منظور، از مدل‌های پیشنهادی لیگنوس[22] و کراوینکلر برای تیرها و لیگنوس و همکاران برای ستون‌ها استفاده شده است [۴۰ و ۴۱]. ناحیه چشمه اتصال به‌صورت مستطیلی مطابق روش گوپتا[23] و کراوینکلر مدل‌سازی شده و پارامترهای رفتار غیرخطی فنرهای دورانی ناحیه اتصال براساس پژوهش اسکیادوپولوس[24] و همکاران تعیین شده است [۴۲-۴۴]. نسبت میرایی ۲ درصد برای مودهای اول و سوم قاب‌ها منظور شده است [۳۴ و ۴۳]. میرایی ویسکوز با استفاده از مدل رایلی و بر پایه روش پیشنهادی زارعیان و مدینا در تحلیل اعمال شده است [۴۵].

[19]- Open System for Earthquake Engineering Simulation
[20]- Lumped Plasticity
[21]- Ibarra-Medina-Krawinkler
[22]- Lignos
[23]- Gupta
[24]- Skiadopoulos



شکل ۴- (الف) مدل تحلیلی قاب دوبعدی ۴ طبقه، (ب) نمایش اتصال تیر و ستون و چشمه اتصال و (ج) صحت‌سنجی مدل‌سازی با مرجع [۴۴]

جرم لرزه‌ای معادل با در نظر گرفتن نیمی از مساحت پلان سازه، به قاب دوبعدی اختصاص یافته است. بارهای ثقلی وارد بر قاب دوبعدی براساس مساحت بارگیر[۲۵] قاب خمشی موردمطالعه محاسبه و اعمال شده است. همچنین، به‌منظور لحاظ‌کردن اثرات سه‌بعدی سازه و اثرات ناپایدارکننده بارهای ثقلی سایر اجزای سازه بر رفتار قاب دوبعدی موردمطالعه، ستون‌های تکیه‌گاهی[۲۶] از طریق لینک‌های صلب محوری به قاب خمشی اصلی متصل شده‌اند. نیمی از بارهای ثقلی پلان ساختمان، به استثنای بارهای ثقلی مربوط به مساحت بارگیر قاب خمشی، در هر طبقه به ستون تکیه‌گاهی اختصاص یافته است. در تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، از ترکیب بار ثقلی ۱/۰۵DL+۰/۲۵LL مطابق با توصیه FEMA-P695، استفاده شده است [۲۰]. مدل تحلیلی قاب دوبعدی در شکل ۴ نشان داده شده است.

روش مدل‌سازی در نرم‌افزار OpenSees، شامل پارامترهای هیسترزیس مدل IMK و مدل‌سازی ناحیه چشمه اتصال، با مدل اسکیادوپولوس و لیگنوس صحت‌سنجی شده است [۴۴]. برای نمونه، نتایج مربوط به یک قاب خمشی فولادی ۴ طبقه با نتایج عددی ارائه‌شده در مرجع مذکور مقایسه شده است که نتایج این مقایسه در شکل ۴- ج ارائه شده است. زمان تناوب اصلی مدل صحت‌سنجی‌شده ۱/۲۵ ثانیه به‌دست آمده است که با اختلافی کمتر از ۲/۲ درصد نسبت به مقدار گزارش‌شده در مرجع [۴۴] (۱/۲۸ ثانیه)، تطابق مناسبی را نشان می‌دهد. همچنین، منحنی‌های پوش‌آور در محدوده غیرالاستیک، تطابق مناسبی با نتایج مرجع دارند. این موضوع نشان می‌دهد روش مدل‌سازی به‌کار رفته، رفتار غیرخطی سازه را به‌درستی لحاظ می‌کند.

۴-۲- سطوح خطر لرزه‌ای و رکوردهای زلزله

در این پژوهش، عملکرد لرزه‌ای سازه‌های مورد مطالعه در دو سطح خطر زلزله DBE و MCE در نظر گرفته شده است. برای تحلیل دینامیکی غیرخطی از ۲۰

[25]- Tributary Area

[26]- Leaning Column

جفت رکورد زلزله دور از گسل، ارائه شده در دستورالعمل FEMA P-695، استفاده شده است [۲۰]. این رکوردها به طور گسترده‌ای در مطالعات مرتبط با ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند [۲۳، ۲۷، ۳۴، ۴۴ و ۴۶]. مشخصات این رکوردها در جدول ۶ ارائه شده است.

جدول ۶- رکورد زلزله‌های مورد استفاده

شماره رکورد	زلزله	سال	بزرگا	ایستگاه	PGA (g)	ضرایب نرمال‌سازی
۱	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	Beverly Hills - Mulhol	۰/۵۲	۰/۶۳
۲	Northridge	۱۹۹۴	۶/۷	Canyon Country-WLC	۰/۴۸	۰/۸۸
۳	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	۷/۱	Bolu	۰/۷۲	۰/۷۰
۴	Hector Mine	۱۹۹۹	۷/۱	Hector	۰/۳۴	۰/۹۵
۵	Imperial Valley	۱۹۷۹	۶/۵	El Centro Array #11	۰/۳۶	۱/۱۵
۶	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	Nishi-Akashi	۰/۵۱	۱/۰۶
۷	Kobe, Japan	۱۹۹۵	۶/۹	Shin-Osaka	۰/۲۴	۱/۰۵
۸	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	Duzce	۰/۳۶	۰/۸۵
۹	Kocaeli, Turkey	۱۹۹۹	۷/۵	Arcelik	۰/۲۲	۲/۲۴
۱۰	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	Yermo Fire Station	۰/۲۴	۰/۷۷
۱۱	Landers	۱۹۹۲	۷/۳	Coolwater	۰/۴۲	۰/۹۳
۱۲	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	Capitola	۰/۵۳	۱/۱۳
۱۳	Loma Prieta	۱۹۸۹	۶/۹	Gilroy Array #3	۰/۵۶	۱/۱۱
۱۴	Manjil, Iran	۱۹۹۰	۷/۴	Abbar	۰/۵۱	۰/۹۳
۱۵	Superstition Hills	۱۹۸۹	۶/۵	El Centro Imp. Co.	۰/۳۶	۰/۸۵
۱۶	Superstition Hills	۱۹۸۷	۶/۵	Poe Road (temp)	۰/۴۵	۱/۱۱
۱۷	Cape Mendocino	۱۹۹۲	۷/۰	Rio Dell Overpass	۰/۵۵	۰/۹۴
۱۸	Chi-Chi, Taiwan	۱۹۹۹	۷/۶	TCU045	۰/۴۷	۱/۰۸
۱۹	San Fernando	۱۹۷۱	۶/۶	LA - Hollywood Stor	۰/۲۱	۲/۱۰
۲۰	Friuli, Italy	۱۹۷۶	۶/۵	Tolmezzo	۰/۳۵	۱/۸۰

به‌منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی، فرآیند مقیاس‌سازی رکوردهای زلزله مطابق با روش ارائه‌شده در دستورالعمل FEMA P-695 انجام گرفته است [۲۰]. برای این منظور، از هر جفت رکورد، مؤلفه‌ای با حداکثر شتاب بیشینه زمین (PGA[۲۷]) انتخاب گردیده و نرمال‌سازی رکوردها براساس روش FEMA P-695 صورت گرفته است [۲۰]. بدین ترتیب که ابتدا رکوردها با استفاده از سرعت بیشینه زمین (PGV[۲۸]) نرمال شده و سپس، شتاب طیفی میانه آن‌ها به نحوی مقیاس شده‌اند تا با شتاب طیف الاستیک طراحی (DBE) در پریود مود اول هر قاب خمشی فولادی همخوانی داشته باشد. در پایان، ضریب مقیاس مربوطه، به منظور انجام تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی بر هر رکورد اعمال شده است. مقیاس رکورد زلزله‌ها برای طیف الاستیک MCE نیز مشابه زلزله‌های DBE انجام گرفته است. ضرایب مقیاس به‌دست آمده تحت طیف الاستیک DBE، برای هریک از سازه‌های طراحی‌شده در این پژوهش، در جدول ۷ ارائه شده است. طیف میانه و

[27]- Peak Ground Acceleration
[28]- Peak Ground Velocity

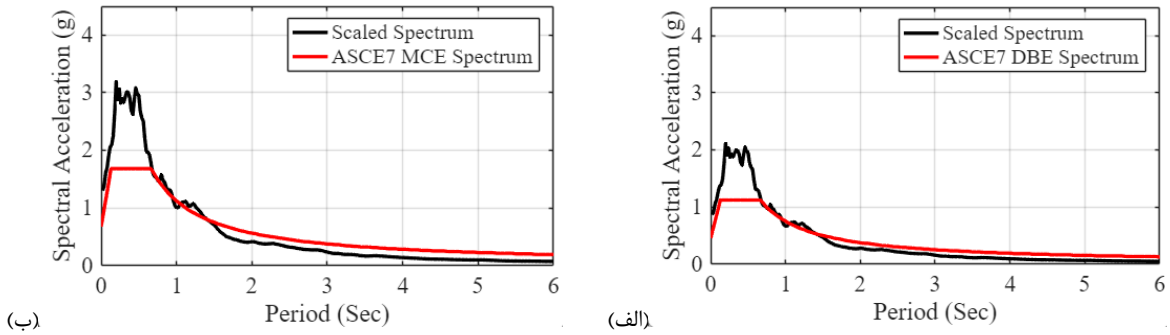
طیف مقیاس‌شده برای سازه ۸ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD در شکل ۵ نشان داده شده است.

۴-۳- سطوح عملکردی و معیارهای عملکردی

ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها از طریق شاخص‌های کمّی و سطوح عملکردی مشخص، رویکردی رایج و ضروری برای تضمین ایمنی و قابلیت بهره‌برداری سازه‌ها در برابر زلزله است. این ارزیابی، امکان تعیین دقیق سطح خدمت‌دهی سازه پس از وقوع زلزله را فراهم می‌آورد و به مهندسان این امکان را می‌دهد تا طراحی‌هایی با عملکرد قابل پیش‌بینی و مطابق با الزامات عملکردی مورد نظر ارائه دهند.

جدول ۷- ضرایب مقیاس رکوردهای زلزله تحت طیف DBE

روش طراحی	قاب خمشی ۴ طبقه	قاب خمشی ۸ طبقه	قاب خمشی ۱۲ طبقه
PBPD	۱/۶۳	۱/۷۶	۲/۴۹
FBD	۱/۶۲	۲/۵۰	۲/۵۸



شکل ۵- طیف میانه و طیف مقیاس‌شده بر روی (الف) طیف الاستیک DBE و (ب) طیف الاستیک MCE برای سازه ۸ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD

برای تعیین سطح عملکردی سازه‌ها، از مجموعه‌ای از شاخص‌ها و پارامترهای مهندسی (EDP[۲۹]) استفاده می‌شود که هریک جنبه‌ای از رفتار سازه را در برابر زلزله نمایان می‌کنند. از جمله رایج‌ترین این شاخص‌ها می‌توان به نسبت دریفت میان‌طبقه‌ای، دریفت پسماند و شتاب مطلق طبقات اشاره کرد.

دستورالعمل‌های معتبر طراحی و ارزیابی سازه‌ها، آستانه‌های کمّی مشخصی را برای هریک از این شاخص‌ها ارائه می‌دهند که به عنوان معیاری برای تعیین سطح عملکردی سازه مورد استفاده قرار می‌گیرند.

به‌منظور در نظر گرفتن آسیب‌های احتمالی به اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای، مطابق استاندارد ASCE 7-22، تغییرمکان‌نسبی طبقه برای سازه‌های ۴ طبقه ۲/۵٪ و برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه ۲٪ تحت سطح خطر زلزله DBE به عنوان هدف عملکردی در نظر گرفته شده است [۲۱]. در این مطالعه، برای اطمینان از یکپارچگی سازه‌ای و جلوگیری از فروریزش، این مقادیر برای سطح خطر MCE به یک‌ونیم برابر افزایش می‌یابد. تغییرشکل پسماند، نقش مهمی در تعیین هزینه بازسازی سازه پس از زلزله ایفا می‌کند. براساس FEMA P-58، اگر دریفت پسماند طبقه پس از زلزله کمتر از ۰/۵٪ باشد، هزینه تعمیرات از هزینه بازسازی کلی کمتر خواهد بود، در حالی که گذر از ۱٪ دریفت پسماند، مستلزم بازنگری اساسی در طراحی سازه است و در برخی موارد، تخریب سازه ممکن است از نظر اقتصادی توجیه‌پذیرتر از تعمیر آن باشد [۱]. بر این اساس، محدودیت‌های دریفت پسماند طبقه تحت سطوح خطر DBE و MCE به ترتیب ۰/۵ و ۱ درصد انتخاب شده‌اند. همچنین، میزان خسارت و هزینه‌های

[29]- Engineering Demand Parameter

تعمیر پس از زلزله برای اجزای غیرسازه‌ای حساس به شتاب و خسارات اقتصادی ناشی از آسیب به محتویات ساختمان، به شدت وابسته به حداکثر شتاب‌مطلق طبقه سازه است. بنابراین، علاوه بر بررسی تغییرمکان‌های نسبی طبقه (حداکثری و پسماند)، ارزیابی حداکثر شتاب‌مطلق طبقه سازه نیز ضروری است. با این وجود، محدودیت‌های شتاب بسته به نوع اجزای غیرسازه‌ای، تفاوت قابل توجهی دارند. در این پژوهش، محدودیت‌های حداکثر شتاب مطلق طبقه مطابق HAZUS برای سطوح خطر DBE و MCE، به ترتیب ۰/۶g و ۱/۲g در نظر گرفته شده‌اند [۴۷].

۴-۴- نتایج ارزیابی عملکرد سازه‌ها

به منظور ارزیابی جامع عملکرد لرزه‌ای قاب‌های طراحی‌شده به روش‌های FBD و PBPD، تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی تحت سطوح خطر DBE و MCE، با استفاده از ۲۰ رکورد معرفی شده در بخش ۴-۲ انجام شده است. نتایج حاصل از این تحلیل‌ها، شامل حداکثر نسبت دریفت (نسبت تغییرمکان جانبی هر طبقه به ارتفاع آن)، دریفت پسماند سازه‌ها و شتاب مطلق طبقات، برای هر رکورد زلزله و همچنین میانگین مقادیر آن‌ها تعیین شده است. در هر تحلیل، به منظور دستیابی به پاسخ دقیق دریفت‌پسماند و اطمینان از میرا شدن کامل ارتعاشات آزاد، ۲۰ ثانیه ارتعاش آزاد به انتهای هر رکورد اضافه شده است.

۴-۴-۱- ارزیابی عملکرد سازه‌ها براساس معیار دریفت

پاسخ دریفت سازه‌های طراحی‌شده تحت رکوردهای زلزله‌های بخش ۴-۲ و مقادیر میانگین پاسخ دریفت رکوردها در شکل‌های ۶ و ۷ ارائه شده است. در سطح خطر DBE، میانگین پاسخ دریفت در قاب‌های طراحی‌شده به روش FBD و PBPD در سازه ۴ طبقه (شکل ۶- الف) در محدوده هدف طراحی (۲/۵٪) قرار دارد. در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه (شکل‌های ۶- ب و پ)، میانگین پاسخ دریفت در هر دو روش نزدیک به دریفت هدف (۲٪) است. با این تفاوت که در روش FBD اندکی تجاوز از حد مجاز مشاهده می‌شود، در حالی که در روش PBPD میانگین پاسخ‌ها در محدوده مورد انتظار قرار دارند و نشان‌دهنده موفقیت این روش در دستیابی پاسخ واقعی به اهداف اولیه طراحی است.

تفاوت بارز دو روش در پراکندگی پاسخ‌ها قابل مشاهده است. در روش FBD، پراکندگی قابل‌توجهی در پاسخ‌های رکوردهای مختلف وجود دارد که نشان‌دهنده عدم قطعیت بالاتر در رفتار لرزه‌ای است. در مقابل، روش PBPD با کنترل مکانیزم تسلیم و توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک، پراکندگی کمتری را نشان می‌دهد که حاکی از عملکرد پایدارتر و پیش‌بینی‌پذیرتر است.

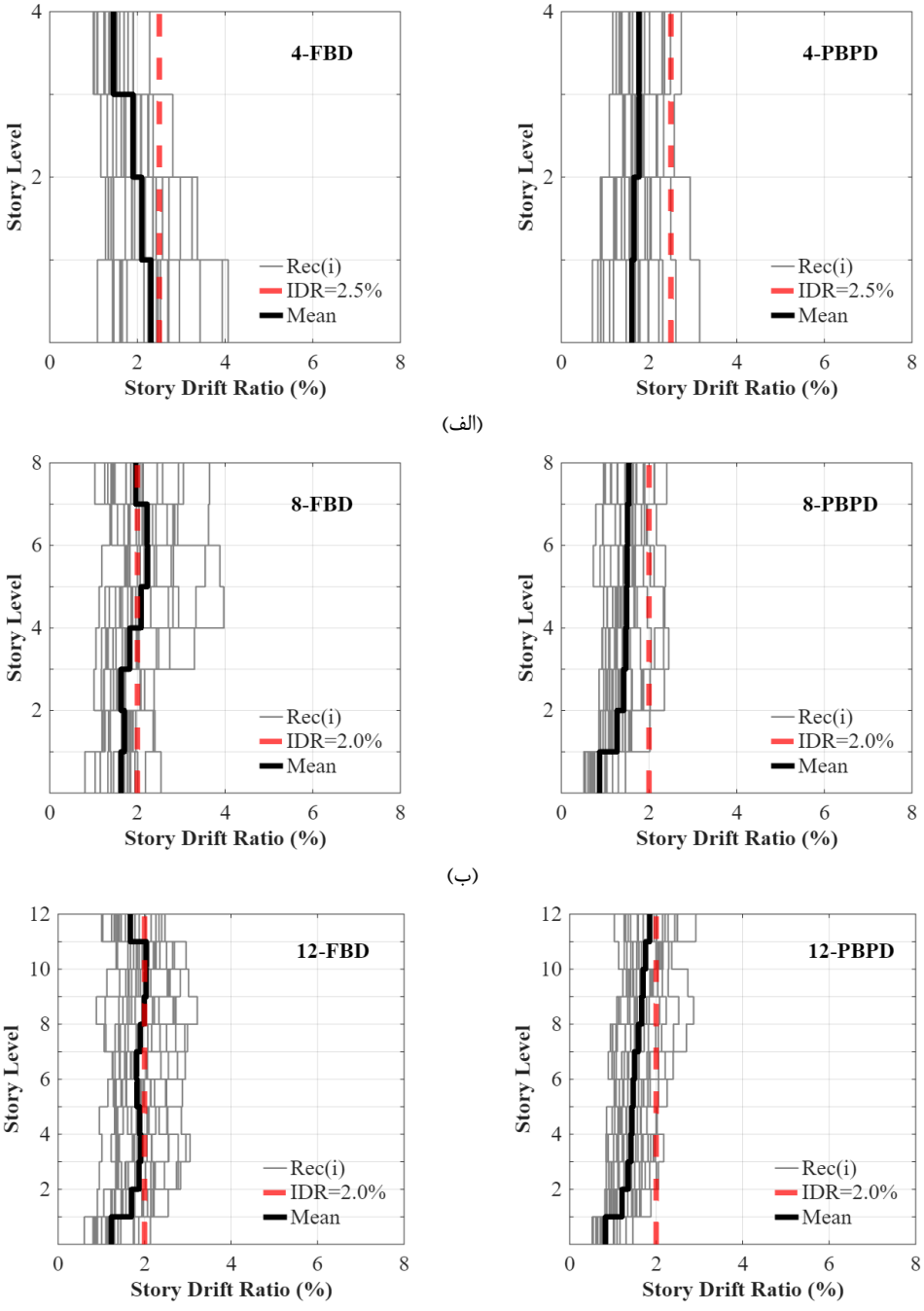
در سطح زلزله MCE (شکل ۷)، تفاوت عملکرد دو روش آشکارتر می‌شود. در روش FBD، پراکندگی پاسخ‌ها به‌شدت افزایش یافته و در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه، برخی رکوردها مقادیر دریفتی بسیار فراتر از آستانه ۳٪ را تجربه کرده‌اند. این رفتار نشان می‌دهد که کنترل تغییرشکل‌ها صرفا بر مبنای تحلیل خطی در سطح DBE، تضمینی برای عملکرد ایمن در ناحیه شدیدا غیرخطی MCE ایجاد نمی‌کند. در مقابل، روشPBPD با پیش‌بینی مکانیزم تسلیم و در نظر گرفتن رفتار غیرخطی در فرآیند طراحی، توانسته است پاسخ میانگین را در حاشیه ایمن حفظ کند و پراکندگی کمتری را نسبت به FBD نشان دهد.

بررسی توزیع دریفت در ارتفاع سازه نشان می‌دهد که در روش PBPD، دریفت به‌طور یکنواخت در ارتفاع پخش شده و با افزایش ارتفاع افزایش می‌یابد که متناسب با توزیع برش طبقات و الگوی تغییرشکل مفروض در طراحی است. این توزیع نشان‌دهنده تحقق مکانیزم تسلیم مطلوب با توزیع یکنواخت مفاصل پلاستیک در ارتفاع سازه است. در مقابل، در روش FBD، تمرکز دریفت در طبقات پایین مشاهده می‌شود. این تمرکز، امکان اتلاف انرژی یکنواخت در تمام طبقات را کاهش داده و احتمال فروریزش را در طبقات پایین افزایش می‌دهد.

۴-۴-۲- ارزیابی عملکرد سازه‌ها براساس معیار دریفت پسماند

دریفت پسماند شاخص کلیدی از آسیب‌های باقی‌مانده در سازه پس از زلزله به‌شمار می‌رود. مقادیر

حداکثر دریفت‌پسماند سازه‌های طراحی‌شده با روش‌های FBD و PBPD تحت ۲۰ رکورد زلزله و همچنین میانگین پاسخ دریفت‌پسماند آن‌ها در شکل‌های ۸ و ۹ گزارش شده است. نتایج تحلیل در سطح خطر DBE نشان می‌دهد که در قاب ۴ طبقه طراحی‌شده به روش FBDکه در شکل ۸- الف نشان داده شده است، میانگین پاسخ دریفت پسماند فراتر از حد مجاز ۰/۵درصد می‌باشد. در حالی‌که قاب مشابه طراحی‌شده به روشPBPD این مقدار را در زیر حد هدف نگه داشته است.

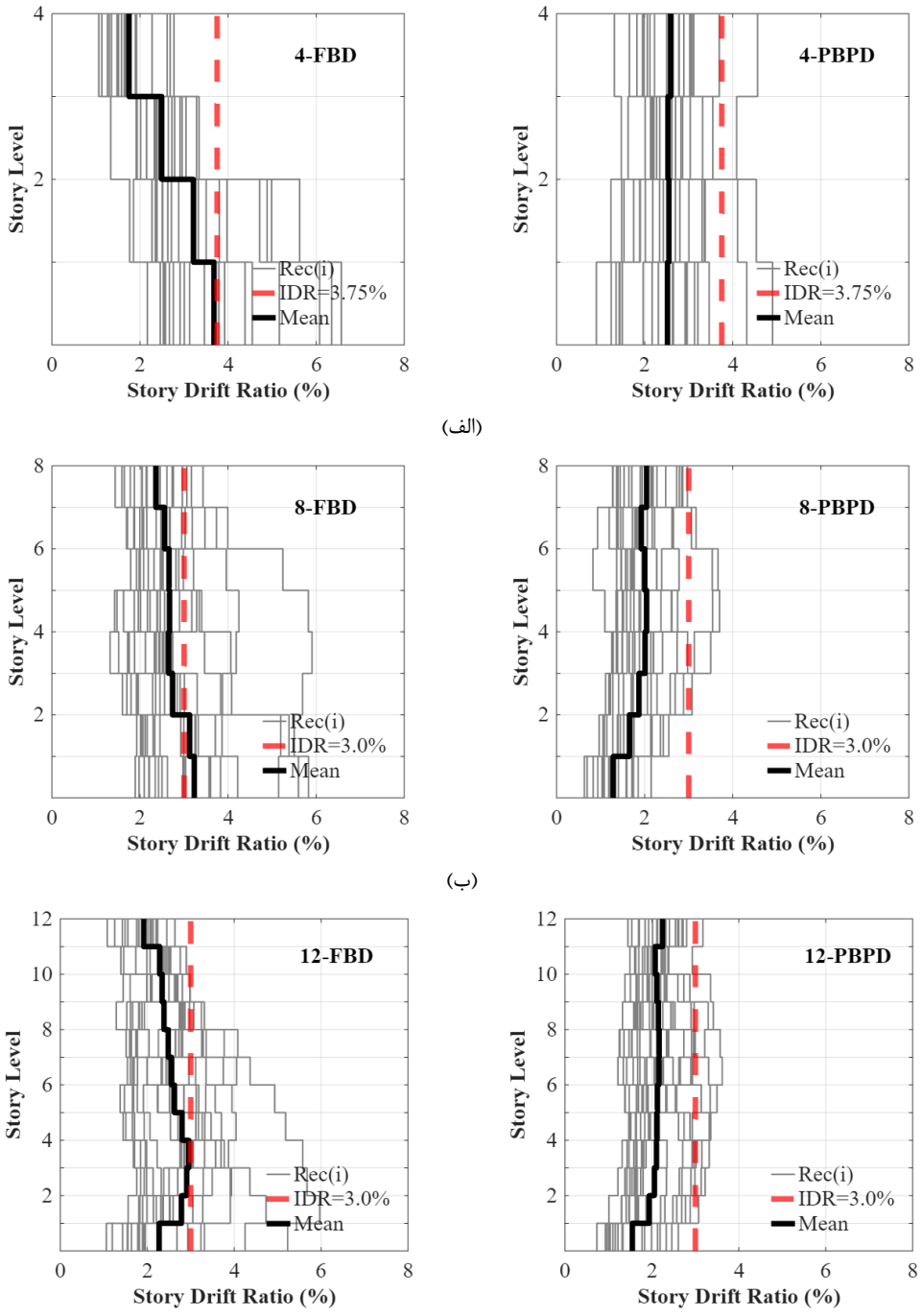


(الف)

(ب)

(پ)

شکل ۶- پراکندگی و میانگین پاسخ دریفت قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD و FBD تحت زلزله DBE



(الف)

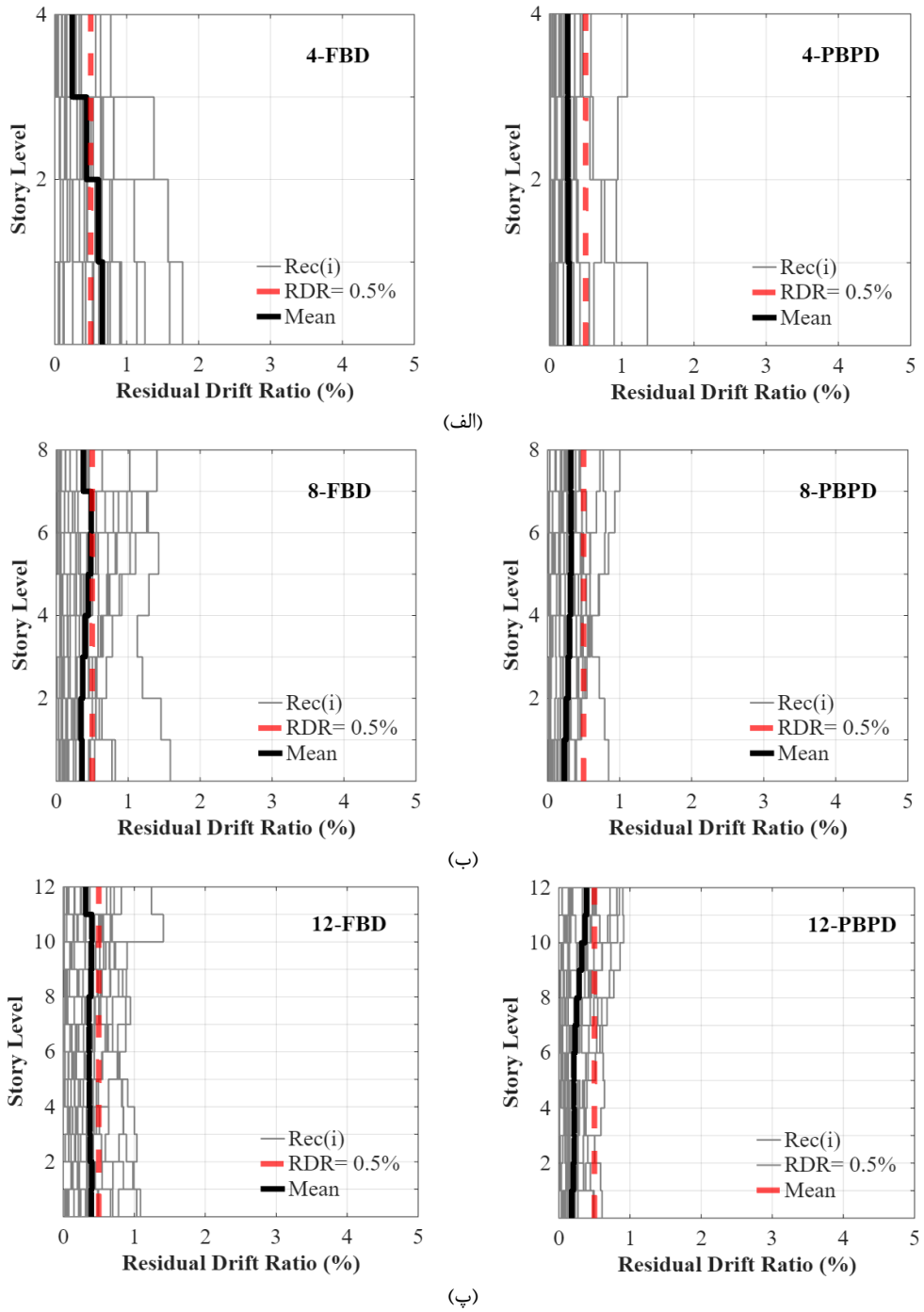
(ب)

(پ)

شکل ۷- پراکندگی و میانگین پاسخ دریفت قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD و FBD تحت زلزله MCE

در قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه، روش FBD مقادیری نزدیک به حد ۰/۵ درصد را نشان می‌دهد، اما روشPBPD در هر دو سازه، میانگین دریفت پسماند را زیر این آستانه حفظ کرده است (شکل ۸- ب و پ).

در سطح خطر MCE (شکل ۹) با حد مجاز یک درصد، تفاوت عملکرد دو روش برجسته‌تر می‌شود. در روش FBD، قاب ۴ طبقه همانند رفتار مشاهده‌شده در سطح DBE، تجاوز آشکاری از حد عملکردی یک درصد را نشان می‌دهد (حداکثر میانگین دریفت پسماند ۱/۵۷٪) (شکل ۹- الف). قاب‌های ۸ و ۱۲ طبقه میانگین دریفت پسماند حد مجاز را تجربه کرده‌اند.



(الف)

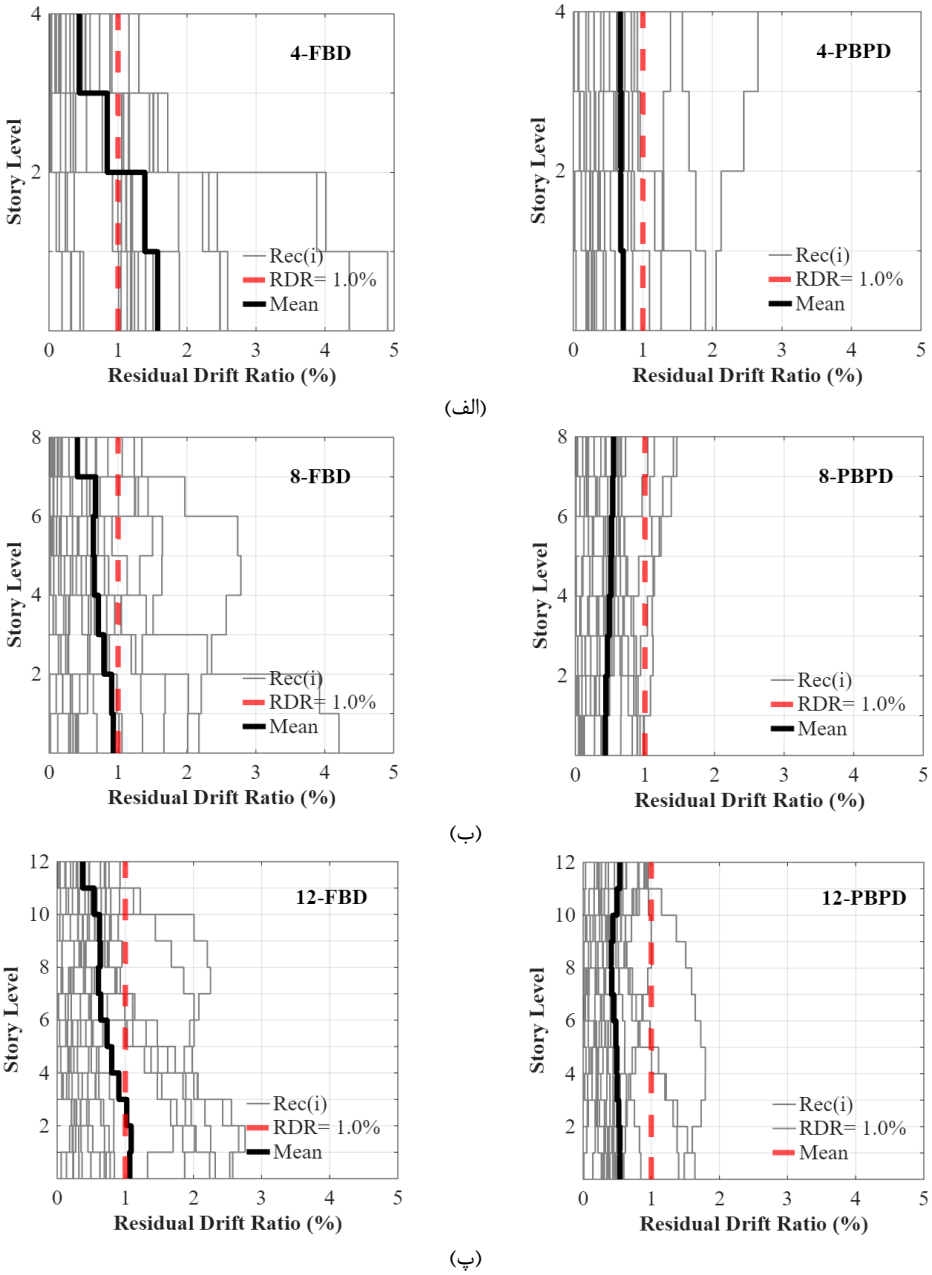
(ب)

(پ)

شکل ۸- پراکندگی و میانگین پاسخ دریفت‌پسماند قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD و FBD تحت زلزله DBE

این موضوع نشان‌دهنده آسیب‌های باقی‌مانده شدید و کاهش قابلیت تعمیرپذیری در این روش طراحی است. در مقابل، روش PBPD در تمام قاب‌ها (۴، ۸ و ۱۲ طبقه)، میانگین دریفت پسماند را زیر حد یک درصد نگه داشته و نشان می‌دهد که حتی در سطح MCE نیز سازه قابلیت تعمیر بهتری خواهد داشت.

دلیل بیشتر بودن دریفت پسماند در قاب‌های طراحی‌شده به روش FBD را می‌توان به سختی پس از تسلیم پایین‌تر نسبت داد. در این روش، عدم کنترل بر مکانیزم تسلیم منجر به تشکیل مفاصل پلاستیک در ستون‌های طبقات می‌شود و تغییرشکل‌های پلاستیک در این اعضا متمرکز می‌گردند.



(الف)

(ب)

(پ)

شکل ۹- پراکندگی و میانگین پاسخ دریفت‌پسماند قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD و FBD تحت زلزله MCE

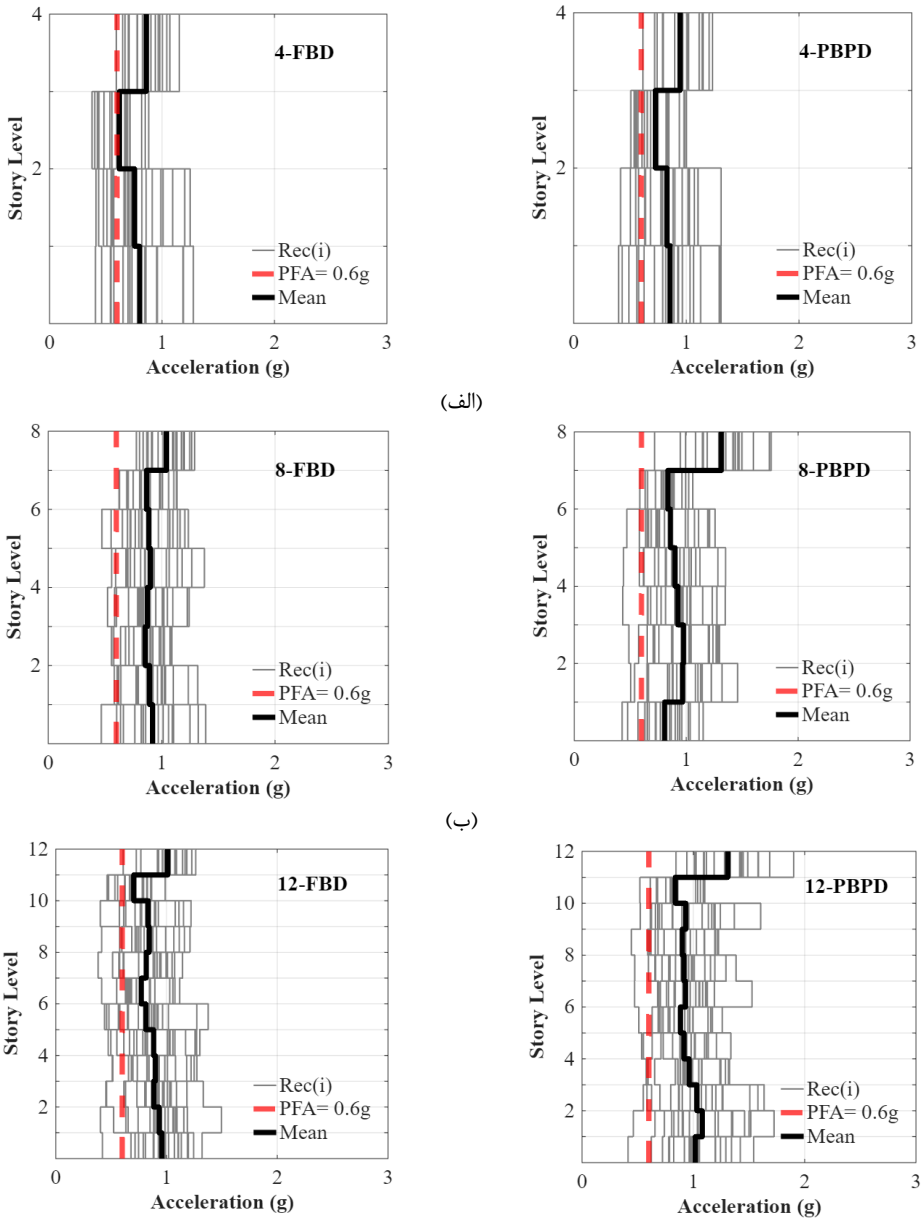
این امر، قابلیت بازگشت سازه را تضعیف کرده و تغییرشکل‌های باقی‌مانده بیشتری بر جای می‌گذارد. در مقابل، روش PBPD با هدایت مفاصل پلاستیک به تیرها و توزیع یکنواخت این مفاصل در ارتفاع، سختی پس از تسلیم سازه را حفظ می‌کند. این ویژگی باعث می‌شود سازه مقاومت بیشتری در برابر تغییرشکل‌های اضافی نشان داده و بخش بیشتری از تغییرشکل‌ها را بازیابی کند که در نهایت منجر به کنترل مؤثرتر دریفت پسماند و بهبود قابلیت بازیابی پس از زلزله می‌شود.

۴-۴-۳- ارزیابی عملکرد سازه‌ها براساس معیار شتاب مطلق طبقات

شکل‌های ۱۰ و ۱۱، میانگین پاسخ حداکثر شتاب مطلق طبقات سازه‌ها را تحت اثر سطوح خطر DBE و MCE نشان می‌دهند. در سطح DBE، دامنه تغییرات میانگین شتاب مطلق طبقات سازه‌های طراحی شده به

روش FBD در محدوده ۰/۶۲g تا ۱/۰۴g قرار دارد و در روش PBPD در محدوده ۰/۷۲g تا ۱/۳۱g متغیر است. در این سطح خطر لرزه‌ای، میانگین پاسخ شتاب مطلق طبقات سازه‌ها در هر دو روش طراحی نتوانسته‌اند معیار ۰/۶g را تأمین کنند.

در سطح زلزله MCE، میانگین پاسخ شتاب مطلق طبقات در محدوده ۰/۷۹g تا ۱/۳۷g و ۰/۹۳g تا ۱/۵۷g به ترتیب برای روش FBD و PBPD می‌باشد. در این سطح لرزه‌ای نیز، قاب‌های خمشی طراحی‌شده به هر دو روش طراحی عملکرد مناسبی در تأمین معیار شتاب مطلق ۱/۲g نداشته‌اند. به طور کلی، از نظر معیار پاسخ شتاب، عملکرد سازه‌های طراحی‌شده با روش FBD و روش PBPD مشابه می‌باشد. این نتیجه بیانگر آن است که تمرکز بر معیارهای طراحی اولیه (دریفت هدف و مکانیزم تسلیم) لزوماً به تأمین تمامی معیارهای عملکردی سازه منجر نمی‌شود و کنترل یک معیار به‌تنهایی برای دستیابی به عملکرد کلی کافی نمی‌باشد.

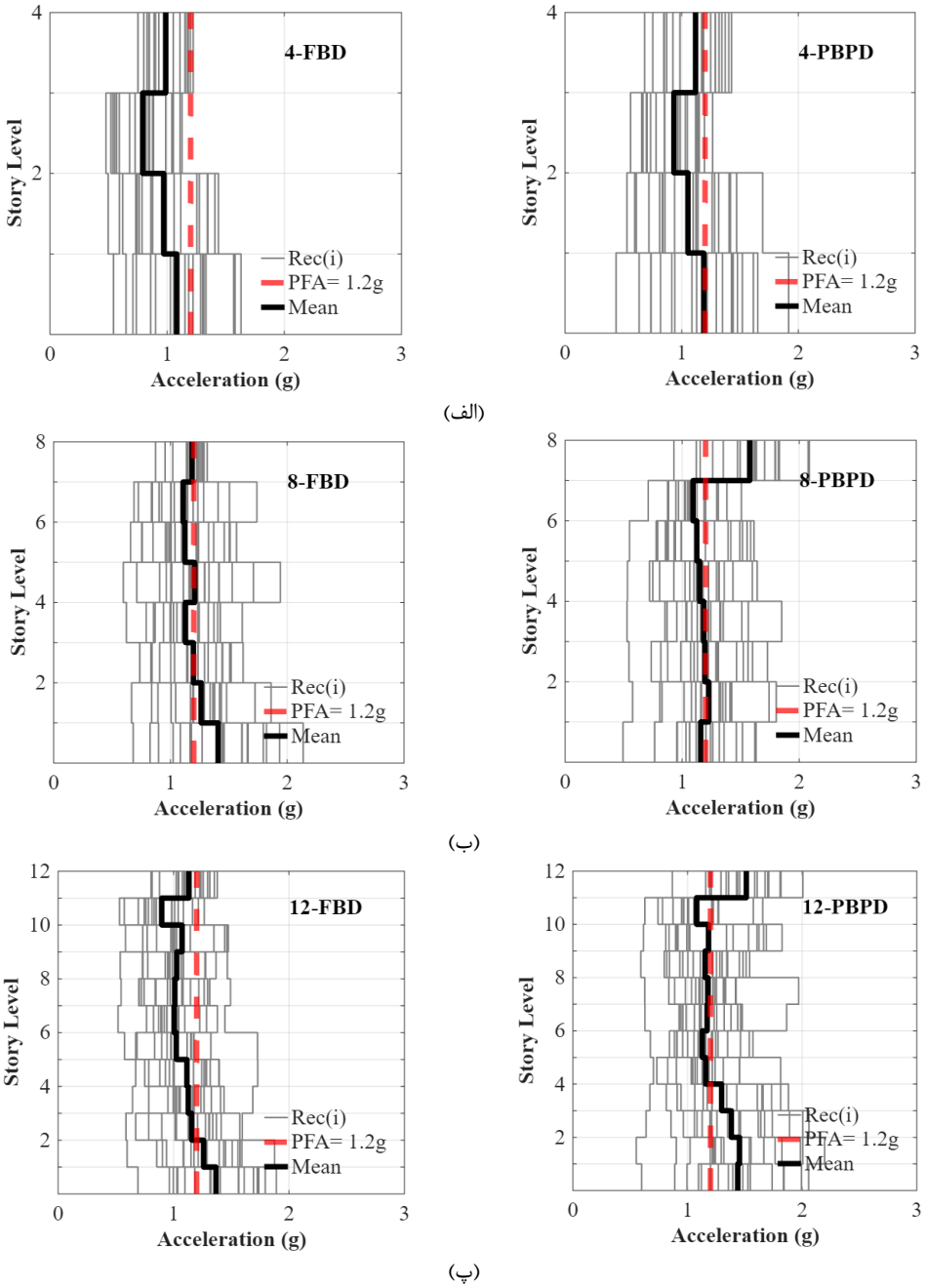


(الف)

(ب)

(پ)

شکل ۱۰- پراکندگی و میانگین پاسخ شتاب مطلق طبقات قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به‌روش PBPD و FBD تحت زلزله DBE



(الف)

(ب)

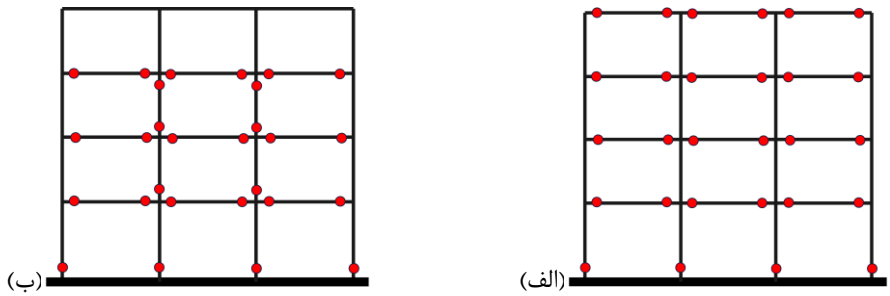
(پ)

شکل ۱۱- پراکندگی و میانگین پاسخ شتاب مطلق طبقات قاب خمشی (الف) ۴، (ب) ۸ و (پ) ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD و FBD تحت زلزله MCE

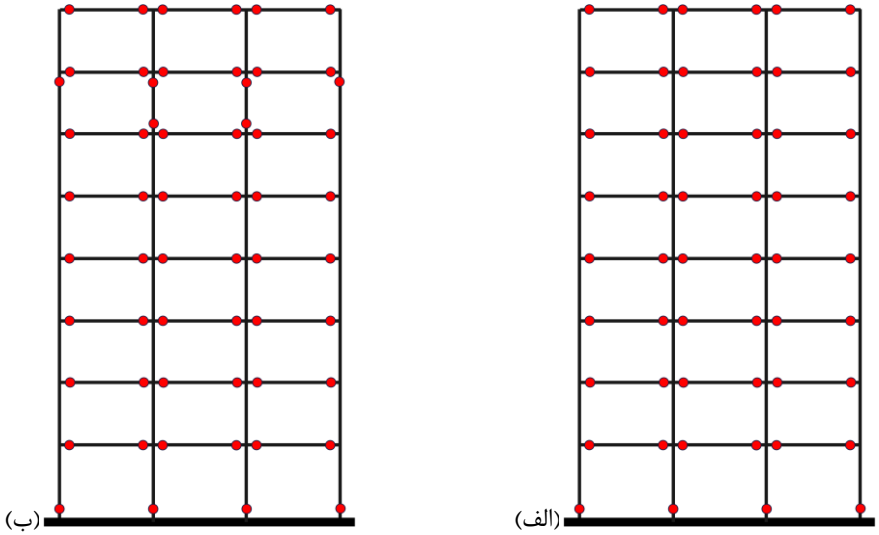
۴-۴-۴- بررسی الگوی تشکیل مفصل پلاستیک

در این بخش، با هدف بررسی رفتار قاب‌های خمشی، الگوی تشکیل مفاصل پلاستیک مورد تحلیل قرار می‌گیرد. این بررسی به ارزیابی تحقق مکانیزم تسلیم از پیش تعیین‌شده برای مقابله با بارهای لرزه‌ای DBE که در مرحله طراحی روش PBPD مدنظر قرار گرفته، می‌پردازد. شکل‌های ۱۲ تا ۱۴، نحوه تشکیل و توزیع مفاصل پلاستیک در قاب‌های‌خمشی طراحی‌شده به روش‌های FBD و PBPD را به عنوان نمونه‌ای از پاسخ سازه تحت زلزله Northridge (رکورد ۱ از جدول ۶) که براساس شتاب طیفی هدف در پریود مود اول سازه در سطح DBE مقیاس شده است، نشان می‌دهند.

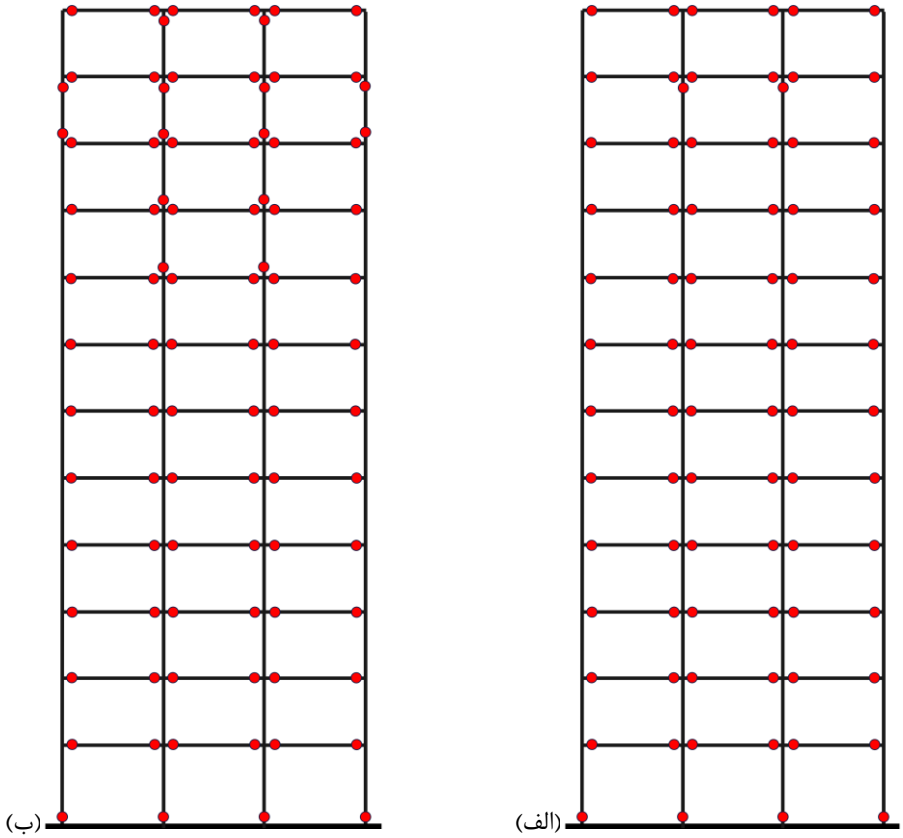
بررسی‌ها نشان می‌دهد که قاب‌های خمشی طراحی‌شده به روش FBD عملکرد نامناسبی از نظر تحقق مکانیزم تسلیم مطلوب از خود نشان می‌دهند.



شکل ۱۲- توزیع مفاصل پلاستیک برای قاب‌های خمشی ۴ طبقه طراحی‌شده به روش (الف) PBPD و (ب) FBD



شکل ۱۳- توزیع مفاصل پلاستیک برای قاب‌های خمشی ۸ طبقه طراحی‌شده به روش (الف) PBPD و (ب) FBD



شکل ۱۴- توزیع مفاصل پلاستیک برای قاب‌های خمشی ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش (الف) PBPD و (ب) FBD

به عنوان مثال، در قاب ۴ طبقه، مفاصل پلاستیک پیش از شکل‌گیری کامل در تیرهای طبقه آخر، در ستون‌های طبقات میانی ظاهر می‌شوند که این امر نقض آشکار معیار ستون قوی- تیر ضعیف است. این موضوع با افزایش ارتفاع سازه شدیدتر می‌گردد؛ به گونه‌ای که در قاب ۱۲ طبقه، مفاصل پلاستیک ناخواسته در ستون‌ها (خارج از الگوی مکانیزم مطلوب) به تعداد قابل‌توجهی افزایش می‌یابد این رفتار بیانگر آن است که روش FBD تسلط کافی بر توالی تشکیل مفاصل پلاستیک ندارد و این ناتوانی در سازه‌های بلندمرتبه آشکارتر می‌شود، که می‌تواند به مکانیزم تسلیم نامطلوب و عملکرد ضعیف لرزه‌ای گردد. در مقابل، قاب‌های ۴ و ۸ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD عملکرد مطلوبی نشان می‌دهند. در این قاب‌ها، مفاصل پلاستیک به طور مؤثری در انتهای تیرها و پای ستون‌های طبقه اول شکل می‌گیرند که با مکانیزم تسلیم مطلوب طراحی متناسب می‌باشند. با این حال، قاب ۱۲ طبقه طراحی‌شده به روش PBPD انحرافی از مکانیزم طراحی نشان می‌دهد. همان‌طور که در شکل ۱۴- الف نشان داده شده است، مفاصل پلاستیک ناخواسته در ستون‌های طبقه ۱۱ شکل گرفته‌اند که مکانیزم تسلیم مطلوب را نقض می‌کند. این یافته‌ها نشان می‌دهند که برای سازه‌های کوتاه‌مرتبه و میان‌مرتبه، فرضیات روش PBPD معتبر بوده و این روش سازه را به سمت مکانیزم اتلاف انرژی مطلوب سوق می‌دهد. عملکرد قاب‌های خمشی طراحی‌شده در دستیابی به مکانیزم مطلوب از پیش تعیین‌شده در سطح لرزه‌ای MCE نیز مورد ارزیابی قرار گرفته است. به عنوان نمونه، تعداد مفصل‌های پلاستیک ایجاد شده خارج از الگوی مکانیزم مطلوب در قاب‌های طراحی‌شده به هر دو روش FBD و PBPD تحت زلزله Northridge در جدول ۸ نشان داده شده است. در این سطح لرزه‌ای، مشابه سطح لرزه‌ای DBE، مفصل‌های پلاستیک در پای ستون‌های طبقه اول و در تیرهای طبقات قاب‌های خمشی طراحی‌شده با دو روش مختلف ایجاد شده‌اند. با این حال، در برخی از ستون‌های سایر طبقات نیز مفصل‌های پلاستیک تشکیل شده است که تعداد آن‌ها بیشتر از سطح DBE است. همچنین، تعداد مفصل‌های پلاستیک تشکیل‌شده خارج از الگوی مکانیزم مطلوب در روش PBPD، کمتر از روش FBD است.

جدول ۸- تعداد مفصل‌های پلاستیک تشکیل‌شده خارج از الگوی مکانیزم مطلوب در قاب‌های خمشی تحت سطح لرزه‌ای MCE

روش طراحی	قاب خمشی ۴ طبقه	قاب خمشی ۸ طبقه	قاب خمشی ۱۲ طبقه
PBPD	۴	۲	۶
FBD	۲۰	۱۴	۳۴

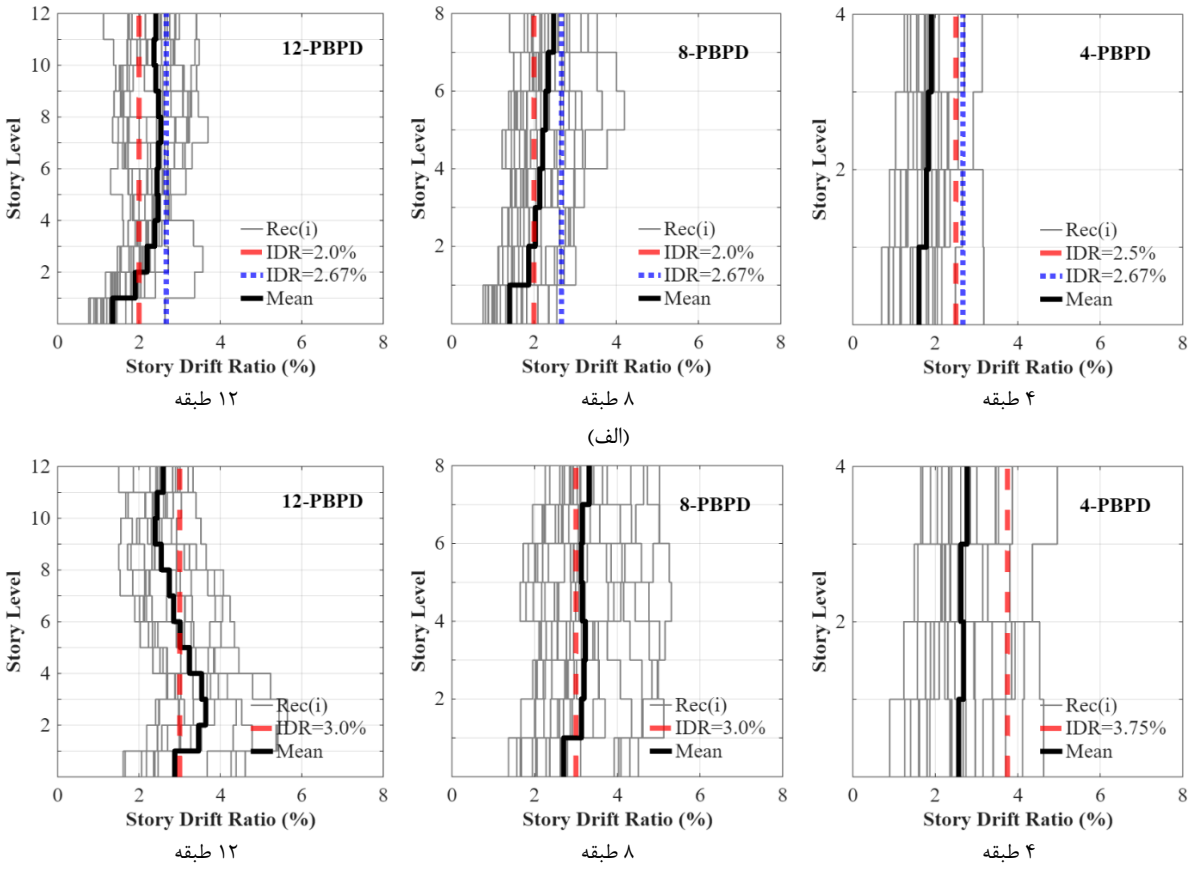
۴-۵- طراحی قاب‌های خمشی با دریفت هدف ۲/۶۷٪

مطابق آیین‌نامه ASCE 7-22، قاب‌های خمشی فولادی ویژه به‌طور ضمنی با ضریب شکل‌پذیری ۲/۶۷ ($R_\mu=R/\Omega_0$) طراحی می‌گردند [۲۱]. در این بخش، به‌منظور ارزیابی و مقایسه عملکرد روش PBPD با سطح شکل‌پذیری تعریف‌شده در ASCE 7-22، قاب‌های خمشی با همان ضریب شکل‌پذیری طراحی شده‌اند [۲۱]. بدین ترتیب، امکان بررسی پاسخ لرزه‌ای قاب‌های طراحی‌شده با هر دو روش در یک سطح شکل‌پذیری یکسان فراهم می‌گردد. بر این اساس، با فرض نسبت تغییرمکان الاستیک برابر با یک درصد و ضریب کاهش شکل‌پذیری ۲/۶۷، مقدار نسبت تغییرمکان پلاستیک برابر با ۱/۶۷٪ ($\theta_p=(\mu_s-1)\theta_y$) و مقدار دریفت طراحی ۲/۶۷ درصد خواهد بود [۳]. برش پایه و طراحی قاب‌های خمشی مطابق بخش ۲ انجام گرفته است. مقایسه وزن نهایی قاب‌های طراحی‌شده نشان می‌دهد که برای قاب خمشی ۴ طبقه، قاب طراحی‌شده به روش PBPD با دریفت هدف ۲/۶۷٪ حدود ۲۵ درصد سنگین‌تر از قاب FBD است. در حالی که برای سازه‌های ۸ و ۱۲ طبقه، اختلاف وزن قابل‌توجه نبوده و قاب‌های

خمشی PBPD به ترتیب تنها ۳ و ۲ درصد سنگین‌تر از قاب‌های FBD می‌باشند.

عملکرد دریفت و دریفت پسماند قاب‌های خمشی طراحی‌شده به روش PBPD با دریفت هدف ۲/۶۷٪ نیز تحت سطوح خطر DBE و MCE مورد ارزیابی قرار گرفته و در شکل‌های ۱۵ و ۱۶ ارائه شده است.

نتایج حاصل از پاسخ دریفت (شکل ۱۵) نشان می‌دهد که قاب‌های PBPD موفق به کنترل دریفت هدف طراحی (۲/۶۷٪) در سطح DBE شده‌اند. با این‌حال، در برآوردن معیارهای پذیرش ایمنی جانی در سطح DBE و آستانه فروریزش (مقدار ۳ درصد فرض شده در این مطالعه) در سطح لرزه‌ای MCE آیین‌نامه ASCE 7-22، تنها قاب ۴ طبقه موفق عمل کرده است و قاب‌های خمشی میان‌مرتبه و بلندمرتبه ۸ و ۱۲ طبقه عملکرد نامطلوبی داشته‌اند [۲۱]. همچنین عملکرد روش PBPD در پاسخ دریفت پسماند نیز برای دریفت طراحی بزرگ‌تر (۲/۶۷٪) در سازه‌های بلندمرتبه و در شدت‌های لرزه‌ای بالاتر نامناسب است؛ به طوری که در سطح MCE، تنها قاب خمشی ۴ طبقه (کوتاه‌مرتبه) توانسته است معیارهای عملکردی را حفظ کند. در نتیجه، در طراحی سازه‌ها به روش PBPD، انتخاب دریفت طراحی یکی از معیارهای مهم محسوب می‌شود.



۱۲ طبقه ۸ طبقه ۴ طبقه

(الف)

۱۲ طبقه ۸ طبقه ۴ طبقه

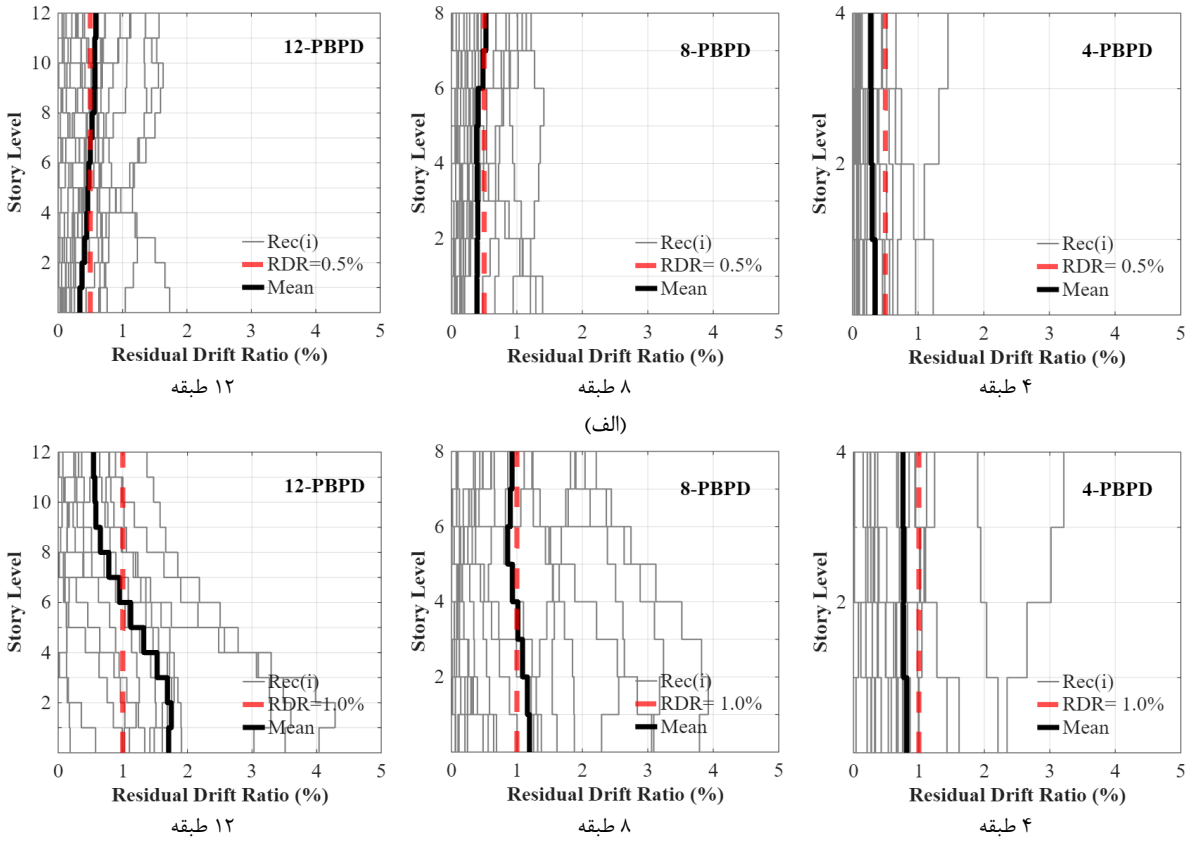
(ب)

شکل ۱۵- میانگین پاسخ دریفت طبقات قاب‌های خمشی طراحی‌شده به روش PBPD با دریفت هدف ۲/۶۷٪ تحت سطح لرزه‌ای (الف) DBE و (ب) MCE

۵- بحث و بررسی نتایج

نتایج حاصل از این پژوهش نشان می‌دهد که روش FBD، با تکیه بر تحلیل خطی و اعمال غیرمستقیم رفتار غیرخطی از طریق ضریب رفتار، در برخی موارد قادر به پیش‌بینی دقیق رفتار غیرخطی و محل تشکیل مفاصل پلاستیک سازه نیست. در مقابل، روش PBPD با بهره‌گیری

از تحلیل پلاستیک و لحاظ‌کردن دریفت هدف در فرآیند طراحی، سازه‌هایی با مقاومت و شکل‌پذیری بیشتر در برابر زلزله‌های شدید ارائه می‌دهد. با این حال، این مزیت با افزایش وزن سازه همراه است. از این‌رو، در مقایسه عملکرد لرزه‌ای دو روش، توجه هم‌زمان به تفاوت وزن سازه‌ها ضروری است. اگرچه در نگاه نخست مقایسه مستقیم سازه‌های سنگین‌تر PBPD با سازه‌های سبک‌تر FBD ممکن است غیرمنطقی به‌نظر برسد، افزایش وزن تنها در صورتی توجیه‌پذیر است که به بهبود معنادار در تأمین الزامات عملکردی و ایمنی منجر شود.



شکل ۱۶- میانگین پاسخ دریفت‌پسماند طبقات قاب‌های خمشی طراحی‌شده به روش PBPD با دریفت هدف ۲/۶۷٪ تحت سطح لرزه‌ای (الف) DBE و (ب) MCE

نتایج این پژوهش نشان داد که چنین بهبودی، به‌ویژه در کنترل دریفت، دریفت پسماند و تشکیل مکانیزم تسلیم مطلوب، به‌طور محسوس حاصل شده است. با این حال، هیچ‌یک از دو روش در کنترل شتاب مطلق طبقات برتری قاطعی نشان ندادند که این موضوع اهمیت در نظر گرفتن هم‌زمان چند معیار عملکردی، فراتر از معیار اصلی طراحی را برجسته می‌سازد.

با توجه به این یافته‌ها، انتخاب روش طراحی می‌تواند بر پایه اولویت پروژه صورت گیرد، در پروژه‌هایی که کنترل دریفت پسماند، پایداری در برابر زلزله‌های شدید و کاهش خسارات پس از زلزله در اولویت است، روش PBPD گزینه مناسب‌تری محسوب می‌شود؛ در مقابل، در شرایطی که صرفا هزینه اولیه ساخت مطرح باشد، روش FBD ممکن است در اولویت قرار گیرد.

نتایج ارائه‌شده در این پژوهش، برمبنای تحلیل سه قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، تحت مجموعه‌ای از ۲۰ رکورد زلزله دور از گسل به‌دست آمده‌اند و ممکن است برای سازه‌هایی با ارتفاع بیشتر، پیکربندی سازه‌ای متفاوت به‌خصوص در سازه‌های نامنظم نتایج متفاوت باشند. علاوه‌بر این، این پژوهش به رکوردهای

زلزله دور از گسل محدود بوده و اثرات زلزله‌های نزدیک‌گسل، نوع خاک محل احداث و اندرکنش خاک-سازه در فرآیند تحلیل لحاظ نشده‌اند. از سوی دیگر، برخلاف روش FBD که کاملا برمبنای ضوابط آیین‌نامه‌ای انجام شده، روش PBPD هنوز در قالب یک آیین‌نامه مدون ارائه نشده و برخی پارامترهای ورودی آن، از جمله دریفت هدف طراحی و یا شتاب طیفی، می‌توانند به قضاوت مهندسی طراح وابسته باشند؛ هرچند در این پژوهش تلاش شده این پارامترها هماهنگ با مقادیر آیین‌نامه‌ای روش FBD انتخاب شوند. بدین‌ترتیب، تحلیل حساسیت نتایج نسبت به تغییر دریفت هدف یا سایر پارامترهای طراحی نظیر ضریب رفتار و توزیع نیروی جانبی، در محدوده این پژوهش قرار نگرفته است. همچنین، ارزیابی اقتصادی و تحلیل هزینه- فایده ناشی از افزایش وزن سازه در روش PBPD، در این پژوهش بررسی نشده است که این موضوعات می‌توانند در پژوهش‌های آتی مطالعه شود.

۶- نتیجه‌گیری

در این پژوهش، به ارزیابی عملکرد لرزه‌ای قاب‌های خمشی فولادی طراحی‌شده به روش PBPD براساس پاسخ دریفت، دریفت پسماند، شتاب مطلق و نحوه تشکیل مکانیزم تسلیم در سطوح مختلف لرزه‌ای و همچنین به مقایسه عملکرد با روش FBD پرداخته شده است. برای این منظور، سه قاب خمشی فولادی ویژه با ارتفاع‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، با استفاده از این دو روش طراحی شده و تحت ۲۰ رکورد زلزله دورگسل در سطوح خطر DBE و MCE تحلیل دینامیکی غیرخطی شده‌اند. نتایج حاصل از این بررسی‌ها را می‌توان به شرح زیر دسته‌بندی نمود:

۱- نتایج حاصل از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی نشان می‌دهد قاب‌های طراحی‌شده به روش PBPD در هر دو سطح DBE و MCE، معیار دریفت هدف را حفظ کردند، در حالی‌که قاب‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه طراحی‌شده به روش FBD، در برخی طبقات از حدود مجاز دریفت (۲ درصد در DBE و ۳ درصد در MCE) فراتر رفتند.

۲- سازه‌های بلندمرتبه طراحی‌شده به روش FBD ممکن است معیار دریفت پسماند را در هر دو سطح لرزه‌ای برآورده نکنند، در حالی‌که سازه‌های PBPD در این معیار عملکرد مناسبی نشان دادند.

۳- کنترل شتاب مطلق طبقات در هر دو روش طراحی همچنان چالش‌برانگیز است و روش PBPD برتری محسوسی نسبت به FBD در این معیار نشان نداد.

۴- وزن قاب‌های خمشی طراحی‌شده به روشPBPD، به‌ترتیب ۲۹، ۲۸ و ۲۱ درصد برای قاب‌های ۴، ۸ و ۱۲ طبقه، بیشتر از نمونه‌های FBD است. این افزایش وزن با افزایش ارتفاع سازه کاهش می‌یابد.

۵- تعداد مفاصل پلاستیک تشکیل‌شده خارج از الگوی مکانیزم تسلیم مطلوب، در قاب‌های PBPD به‌مراتب کمتر از قاب‌های FBD است.

۶- بررسی دریفت هدف بزرگ‌تر (۲/۶۷٪) در روش PBPD نشان داد که این روش در سطح DBE کارآمد است، اما در سطح MCE برای سازه‌های بلندمرتبه، معیارهای آستانه فروریزش در نظر گرفته شده در این مطالعه و دریفت پسماند را تأمین نمی‌کند؛ که اهمیت انتخاب دقیق دریفت هدف در این روش را نشان می‌دهد.

لازم به ذکر است که یافته‌های این پژوهش، روندهای رفتاری کلی و قابل‌تعمیمی را در مقایسه دو روش FBD و PBPD برای قاب‌های خمشی فولادی ویژه نشان می‌دهند که انتظار می‌رود برای سازه‌هایی با ارتفاع و پیکربندی مشابه نیز صادق باشند؛ هرچند تعمیم کمّی دقیق این نتایج به سازه‌هایی با ارتفاع، پیکربندی یا سیستم سازه‌ای متفاوت (نظیر قاب‌های بلندمرتبه به‌دلیل مشارکت مودهای بالاتر و افزایش اثرات ثانویه P-Delta)، مستلزم انجام مطالعات تکمیلی است.

References

[1] FEMA P-58. Seismic Performance Assessment of Buildings Volume 1 –Methodology. 2018, FEMA; Washington DC, USA.

[2] Priestley M, Kowalsky K. Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. Bulletin of the new Zealand society for earthquake engineering. 2000; 33(4): 421-444. **doi: 10.5459/bnzsee.33.4.421-444**

[3] Leelataviwat S, Goel SC, Stojadinović B. Toward performance-based seismic design of structures. Earthquake spectra. 1999; 15(3): 435-461. **doi: 10.1193/1.1586052**

[4] Leelataviwat S, Goel SC, Stojadinović B. Energy-based seismic design of structures using yield mechanism and target drift. Journal of Structural Engineering. 2002; 128(8): 1046-1054. **doi: 10.1061/(ASCE)0733-9445(2002)128:8(104)**

[5] Chao SH, Goel SC. Performance-based seismic design of eccentrically braced frames using target drift and yield mechanism as performance criteria. Engineering Journal. 2006; 43(3): 173-200. **doi: 10.62913/engj.v43i3.1294**

[6] Chao SH, Goel SC, Lee SS. A seismic design lateral force distribution based on inelastic state of structures. Earthquake spectra. 2007; 23(3): 547-569. **doi: 10.1193/1.2753549**

[7] Reza Banihashemi M, Mirzagoltabar A, Tavakoli H. Development of the performance based plastic design for steel moment resistant frame. International Journal of Steel Structures. 2015; 15(1): 51-62. **doi: 10.1007/s13296-015-3004-6**

[8] Ganjavi B, Gholamrezatabar A, Hajirasouliha I. Effects of soil-structure interaction and lateral design load pattern on performance-based plastic design of steel moment resisting frames, The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2019; 28(11): e1624. **doi: 10.1002/tal.1624**

[9] Ghamari M, Shooshtari M. Application of performance-based plastic design (PBPD) method for 3D steel structures. Engineering Structures. 2019; 199: 109649. **doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109649**

[10] Chea L, Doung P, Leelataviwat S. Energy-based plastic design of steel moment resisting frames considering cumulative damage. Journal of Building Engineering. 2025: 113831. **doi: 10.1016/j.jobe.2025.113831**

[11] Amirchoupani P, Farahani RN, Abdollahzadeh G. The development of damage-based energy factor under far-fault ground motions for the seismic demand evaluation of structural systems in energy-balance theorem. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2025; 190: 109200. **doi: 10.1016/j.soildyn.2024.109200**

[12] Guo Y, Lian M, Cheng Q. Performance-based plastic design of high-strength steel framed-tube structures fused with replaceable shear links. Journal of Constructional Steel Research. 2024; 212: 108291. **doi: 10.1016/j.jcsr.2023.108291**

[13] Li T, Su M, Shi G, Guo J. Improved PBPD method for dual steel system considering the global effect of space frames. Engineering Structures. 2024; 321: 118921. **doi: 10.1016/j.engstruct.2024.118921**

[14] Zhai Z, Guo W, Li Y, Yu Z, Cao H, D. Bu. An improved performance-based plastic design method for seismic resilient fused high-rise buildings. Engineering Structures. 2019; 199: 109650. **doi: 10.1016/j.engstruct.2019.109650**

[15] Yang T, Atkinson J, Tobber L, Tung DP, Neville B. Seismic design of outrigger systems using equivalent energy design procedure. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2020; 29(10): 1743. **doi: 10.1002/tal.1743**

[16] Qiu C, Cheng L, Du X. Seismic design of hybrid braced frames with self-centering braces and fluid viscous damping braces. Engineering Structures. 2023; 280: 115728. **doi: 10.1016/j.engstruct.2023.115728**

[17] Qiu C, Jiang T, Liu J, Du X. Seismic performance of knee-braced frames equipped with NiTi BRBs. Journal of Constructional Steel Research. 2022; 197: 107480. **doi: 10.1016/j.jcsr.2022.107480**

[18] Yin Z, Feng D, Ren G, Zhu Y, Wang Z. Global collapse mode-guided plastic design for K-shaped eccentrically braced frames with replaceable shear links (KEBF-RSLs). Soil Dynamics and Earthquake Engineering. 2026; 207: 110330. **doi: 10.1016/j.soildyn.2026.110330**

[19] Pardede DGRC, Perceka W. Performance-Based Plastic Design (PBPD) and Collapse Prediction of RC Dual Special Moment Frame-Structural Wall System. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 2025; 34(13): e70059. **doi: 10.1002/tal.70059**

[20] FEMA P-695. Quantification of building seismic performance factors. FEMA. 2009; Washington DC, USA.

[21] ASCE 7-22. Minimum design loads for buildings and other structures. American Society of Civil Engineers. 2022.

[22] Ramirez CM, Miranda E. Significance of residual drifts in building earthquake loss estimation. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2012; 41(11): 1477-1493. **doi: 10.1002/eqe.2217**

[23] Richards P W, McCall AJ, Marshall JD. Functional recovery of steel special moment frames. Journal of Structural Engineering. 2023; 149(3): 04022261. **doi: 10.1061/JSENDH.STENG-11567**

[24] Mortazavi P, Kwon OS, Christopoulos C. Seismic performance assessment of steel EBFs with conventional and replaceable yielding links designed with ASCE 7-16. Journal of Structural Engineering. 2024; 150(5): 04024032. **doi: 10.1061/JSENDH.STENG-1309**

[25] Zhang R, Wang W, Alam MS. Seismic evaluation of friction spring-based self-centering braced frames based on life-cycle cost. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2022; 51(14): 3393-3415. **doi: 10.1002/eqe.3728**

[26] Biradar BB, Shirkol A, Bush R. Comparative study and performance evaluation of steel moment resisting frames design with: Force-based design and performance-based plastic design. Structures. 2022; 43: 696-709. **doi: 10.1016/j.istruc.2022.07.001**

[27] Shakeri K, Dadkhah H. Direct displacement-based design versus performance-based plastic design approaches for steel moment-resisting frames. Arabian Journal for Science and Engineering. 2022; 1-22. **doi: 10.1007/s13369-021-06372-2**
[28] Mehdizadeh K, Sadeghi A, Sadeghi A, Razmkhah MH. Evaluation of the seismic collapse capacity of steel moment-resisting frames designed using elastic design (ED) and performance-based plastic design (PBPD) methodologies. i-Manager's Journal on Civil Engineering, 2025; 15(1): 1. **doi: 10.26634/jce.15.1.21742**
[29] Biradar BB, Shirkol A, Imjai T. Fragility Assessment of Steel Moment-Resisting Frames: Force-Based Design vs. Performance-Based Plastic Design. Journal of The Institution of Engineers (India): Series A, 2026; 107(1): 151-162. **doi: 10.1007/s40030-026-00952-x**
[30] Karkhanis SA, Dalal SP. Effect of Ductility Factor on Seismic Performance and Fragility of Steel MRF Designed by Performance-Based Plastic Design Method. International Conference on Recent Advances in Structural Engineering. 2024 Dec 15; 131-139. Singapore: Springer Nature Singapore. **doi: 10.1007/978-981-96-8834-0_14**
[31] Biradar BB, Shirkol AI, Rc B, Vyas R. Fragility-based seismic performance assessment of steel braced and moment resisting frames. Asian Journal of Civil Engineering. 2026; 27(7): 3459-75. **doi: 10.1007/s42107-026-01677-9**
[32] Housner GW. Limit design of structures to resist earthquakes. Proc. World Conference of Earthquake Engineering. 1956; 6. Berkeley.
[33] Lee SS. Performance-based design of steel moment frames using target drift and yield mechanism. 2002; University of Michigan.
[34] Elkady A, Lignos DG. Effect of gravity framing on the overstrength and collapse capacity of steel frame buildings with perimeter special moment frames. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2015; 44(8): 1289–1307. **doi: 10.1002/eqe.2519**
[35] AISC 360-22. Specification for structural steel buildings. American Institute of Steel Construction. 2022; Chicago, Illinois, USA.
[36] AISC 341-22. Seismic Provisions for Structural Steel Buildings. American Institute of Steel Construction. 2022; Chicago, Illinois, USA.
[37] AISC 358-22. Prequalified Connections for Special and Intermediate Steel Moment Frames for Seismic Applications. American Institute of Steel Construction. 2022; USA.
[38] McKenna F. OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation. Computing in Science & Engineering. 2011; 13(4): 58–66. **doi: 10.1109/MCSE.2011.66**
[39] Ibarra L F, Medina R A, Krawinkler H. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. Earthquake engineering & structural dynamics. 2005; 34(12): 1489–1511. **doi: 10.1002/eqe.495**
[40] Lignos DG, Krawinkler H. Deterioration modeling of steel components in support of collapse prediction of steel moment frames under earthquake loading. Journal of Structural Engineering. 2011; 137(11): 1291–1302. **doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.000037**
[41] Lignos DG, Hartloper AR, Elkady A, Deierlein GG, Hamburger R. Proposed updates to the ASCE 41 nonlinear modeling parameters for wide-flange steel columns in support of performance-based seismic engineering. Journal of Structural Engineering. 2019; 145(9): 04019083. **doi: 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.00023**
[42] Gupta A. Seismic demands for performance evaluation of steel moment resisting frame structures. 1999; Stanford University.
[43] Skiadopoulos A, Elkady A, Lignos DG. Proposed panel zone model for seismic design of steel moment-resisting frames. Journal of Structural Engineering. 2021; 147(4): 04021006. **doi:10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0002935.**
[44] Skiadopoulos A, Lignos DG. Seismic demands of steel moment resisting frames with inelastic beam-to-column web panel zones. Earthquake Engineering & Structural Dynamics. 2022; 51(7): 1591-609. **doi: 10.1002/eqe.3629**
[45] Zareian F, Medina. RA. A practical method for proper modeling of structural damping in inelastic plane structural systems. Computers & Structures. 2010; 88(1-2): 45-53. **doi: 10.1016/j.compstruc.2009.08.001**
[46] Mostaghimi Tehrani S, Raissi Dehkordi M, Rajabi E. Seismic Vibration Control of the Special Truss Moment Frame (STMF) Using Buckling Restrained Braces and Tuned Mass Dampers. Civil Infrastructure Researches. 2025; 11(2): 17-30. **doi: 10.22091/cer.2025.12392.1603** [In Persian]
[47] HAZUS MH 6.1. Hazus Earthquake Model Technical Manual. FEMA. 2024; Washington DC, USA.