



## Evaluation of Direct Displacement-based Designed Linked Column Steel Frame (LCF) Systems

J. Tazarv, A. Mohebkah\*

Department of Civil Engineering, Malayer University, Malayer, Iran.

**ABSTRACT:** The linked column steel frame (LCF) system is a new load resistant system; that by using replaceable ductile links, it can provide the desired structural behavior. The optimal performance of this system can be achieved by controlling the displacements and the sequence of yielding fuses in the structure. The direct displacement-based design (DDBD) method is one of the most powerful performance-based design methods that can control the behavior of a structure. This study aims to investigate the performance of LCF systems designed by the DDBD method. For this purpose, 8 sample structures with 3, 6, 9, and 12 stories and with different configurations, were designed with the DDBD method; and then their behavior was investigated by nonlinear static analysis. The results showed that in the design base shear calculated with the DDBD method, nearly most of the links of the studied structures were yielded; while all the beams of the modified moment frame remained elastic. This result shows the ability of the DDBD method to design LCF systems with controlled behavior. The results of the overstrength review of the studied structures also indicated that the overstrength of LCF systems designed with the DDBD method depends on the height and configuration. The average value of this coefficient was evaluated as 1.23. Also, the average inherent overstrength coefficient of the structural samples was calculated as 0.48. This result indicates the ability of the LCF systems designed by the DDBD method to achieve their desired failure mechanism.

### Review History:

Received: Jun. 06, 2020

Revised: Jul. 21, 2020

Accepted: Aug. 19, 2020

Available Online: Aug. 25, 2020

### Keywords:

Linked column frame system

Direct displacement-based design

Performance objects

Overstrength

Nonlinear static analysis.

### 1- Introduction

The linked column frame (LCF) system is a new lateral-gravity load resisting system introduced by Dusicka and Iwai [1]. In this system, damage to the structure during a seismic event is limited to specific members (i.e. replaceable link beams). Limiting damage to these members leads to preventing or reducing damage to the main members of the structure at all seismic hazard levels. Most research and design methods developed for this system are force-based design methods [2-4]. Force-based design methods, while simple, cannot describe the actual (nonlinear) behavior of the structure and guarantee the realization of the structure performance objectives. However, performance-based design methods are the best procedures for the seismic design of structures. Various methods for performance-based design have been proposed in the literature, in which the direct displacement-based design (DDBD) method is one of the best methods [5] proposed by Priestley et al. [6]. In 2020, the direct displacement-based design method by Tazarv [7] was developed for the design of LCF structural systems; which allows the design of LCF systems for different performance levels as well as accurate monitoring and control of their behavior. The purpose of this study is to investigate the achievement of the intended design

goals in the linked column frame systems designed by the direct displacement-based method. For this purpose, a total number of 8 prototype structures with 3-, 6-, 9-, and 12-story and different configurations are designed with this method and evaluated using nonlinear static analysis. Numerical modeling and analysis of the examined frame samples were performed by OpenSees software [8]. In the modeling process, the nonlinear behavior of beams, link beams, and connections was carefully modeled and their behavior was calibrated with some experimental results.

### 2- Methodology

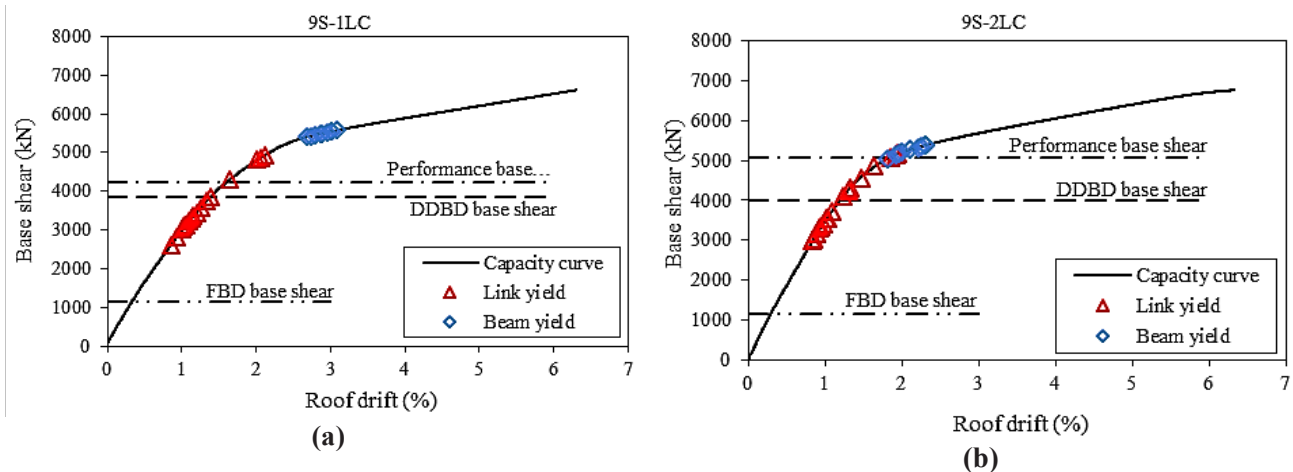
To validate the proposed design method, a regular floor plan of a building with dimensions of 25×25 meters is used. The considered buildings consist of two groups with equal plan dimensions. The first group is denoted by “nS-1LC” that in each LCF frame, there is only one LC bay, and the second group is denoted by “nS-2LC” in which there are two LC bays. Parameter n stands for the number of stories. The studied structures are of 3-, 6-, 9-, and 12-story LCFs with the height of the stories equal to 3.5 m. The acceleration and displacement spectrums of the Iran standard IS-2800 [9] have been used to design the prototype structures; and based on this code, the buildings are assumed to be located in a high seismicity zone on the soil type II.

\*Corresponding author's email: amohebkah2001@yahoo.com



**Table 1. DDBD results summary for the case study LCFs**

Design parameter		3S-1LC	3S-2LC	6S-1LC	6S-2LC	9S-1LC	9S-2LC	12S-1LC	12S-2LC
Design drift	$\theta_d$ (%)	2	2	2	2	1.8	1.8	1.9	1.9
Design displacement	$\Delta_d$ (m)	0.16	0.16	0.29	0.29	0.39	0.39	0.57	0.57
Effective height	$H_e$ (m)	7.96	7.96	14.88	15.0	21.86	21.8	28.84	28.84
Effective mass	$m_e$ (kN.S <sup>2</sup> /m)	665.32	665.32	1313.66	1317.21	1945.71	1945.71	2574.1	2574.1
MMF ductility	$\mu$	0.54	0.7	0.58	0.68	0.55	0.7	0.61	0.81
LC ductility	$\mu$	3.1	3.3	3.49	2.77	2.1	1.72	2.02	1.66
MMF EVD	%	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0	5.0
LC EVD	%	15.0	15.2	15.42	14.36	12.66	11.27	13.0	11.0
LCF EVD	%	9.73	11.6	10.25	10.54	8.52	8.56	8.63	8.5
Effective period	$T_e$ (sec)	1.51	1.56	2.46	2.44	3.11	2.87	3.77	3.74
Design base shear	$V_{base}$ (kN)	1995.7	1887.27	2905.35	2828.14	3848.60	3239.00	4625.60	4691.98



**Fig. 1. The capacity curve of 9-story structures: (a) Structure sample 9S-1LC; (b) Structure sample 9S-2LC.**

Using the proposed design method, all 8 samples of the studied structures were designed. The design results are summarized in Table 1.

### 3- Results and Discussion

#### 3- 1- General behavior of sample frames

To investigate the behavior and overstrength of LCF systems designed by the DDBD method, a series of sample frames were designed and their behavior was investigated using nonlinear static analysis. For example, Figs. 1(a) and 1(b) show the capacity curve of the 9-story frames. In this research, the design and evaluation of the LCF systems have been done for the RR performance level. At this performance level, the optimal behavior of this system is achieved by not yielding the MMF system fuses (i.e., beams). As shown in Fig. 1, in all frame specimens, at the base shear of the DDBD design, most of the link beams are yielded and all the

modified moment frame beams are in their elastic region. This indicates the high accuracy of the proposed DDBD of LCF systems in providing the base shear corresponding to the nonlinear behavior (yielding of most link beams) and controlled (no yielding in modified moment frame beams) of the

#### 3- 2- Overstrength of sample frames

In this research, the ratio of the performance shear base of the structure (the base shear corresponding to the achievement of the first story to the design drift) to the design base shear calculated by the DDBD method is considered as the overstrength factor of a structure. The calculated values of the overstrength factor for the sample structures are shown in Fig. 2. As shown in Fig. 2, in the LCF structures designed with the DDBD method, there is some overstrength compared to the design base shear; the main reason for this can be attributed to the executive

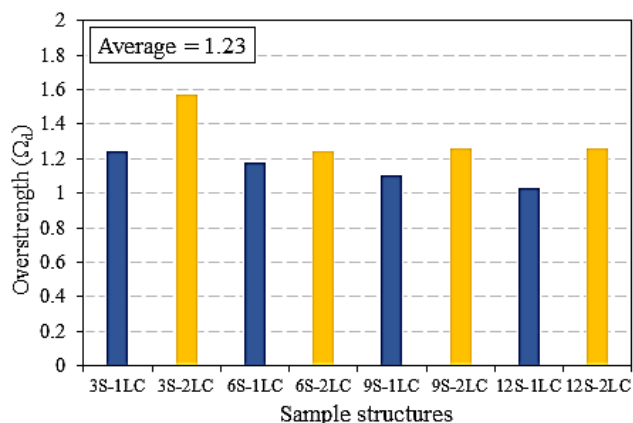


Fig. 2. Overstrength of the studied structures.

issues, strain hardening of materials, and overstrength of the link beams. According to Fig. 2, it can be concluded that the overstrength factor of the LCF systems designed by DDBD is a function of height, structure configuration, and performance considerations assumed in the design process, and its average value is equal to 1.23.

#### 4- Conclusion

In this study, the behavior of LCF systems designed by the DDBD method was investigated. The main findings of this study are as follows:

1- The results of the parametric study and the interpretation of the sample capacity curve of the structures showed that in all frame samples, in the design base shear predicted by the DDBD method, most of the link beams are yielded, while all beams of the modified moment frame remain in their elastic range. This behavior, which is completely in line with the concepts of the DDBD method, is clear proof of the success of this method in providing design forces corresponding to the nonlinear and controlled behavior of the LCF systems.

2- In the sample structures studied in this study, nearly most of the links of the studied structures were yielded. This will increase energy dissipation and provide a uniform distribution of damage along the height of the structure.

3- Based on the studies performed on the overstrength

of LCF systems, it was shown that the real overstrength of LCF systems designed by the DDBD method depends on the height, structure configuration, and executive issues. Its value in this study ranged between 1.03 to 1.57 and an average of 1.23.

#### References

- [1] P. Dusicka, R. Iwai, Development of linked column frame system for seismic lateral loads, In Structural engineering research frontiers, (2007) 1-13.
- [2] M. Malakoutian, J. W. Berman, and P. Dusicka, Seismic response evaluation of the linked column frame system, Earthquake Engineering & Structural Dynamics, 42(6) (2013) 795–814.
- [3] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, and A. Lopes, Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design, Journal of Earthquake Engineering, 20(4) (2016) 535–558.
- [4] A. Lopes, P. Dusicka and J. Berman, Linked Column Frame Steel System Performance Validation using Hybrid Simulation, Proc. of 10th US National Conference on Earthquake Engineering, Anc, Alaska, (2014).
- [5] T.J. Sullivan, The current limitations of displacement based design, MSc Dissertation, European School of Advanced Student in Reduction of Seismic Risk (Rose School), University of Pavia, Italy, (2002).
- [6] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, and M.J. Kowalski, Displacement based seismic design of structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [7] J. Tazary, Direct Displacement-based Seismic Design of Steel Linked Column Frame Structures, MSc Dissertation, Civil Engineering Dept., University of Malayer, Malayer, Iran, (2020). (In Persian).
- [8] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual - OpenSees Version 3.0.3, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, Berkeley, CA. Available Online at <http://www.opensees.berkeley.edu>, (2016).
- [9] BHRC-2800, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings: Standard No. 2800, 4th ed., Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center, 2014. (In Persian).

#### HOW TO CITE THIS ARTICLE

J. Tazary, A.Mohebbkhal, Evaluation of Direct Displacement-based Designed Linked Column Steel Frame (LCF) Systems, Amirkabir J. Civil Eng., 53(11) (2022) 1049-1052.

DOI: 10.22060/ceej.2020.18551.6898







## بررسی عملکرد سیستم‌های قاب با ستون پیوند شده (LCF) طراحی شده به روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان

جواد تذرو، امین محب‌خواه\*

دانشکده مهندسی عمران و معماری، دانشگاه ملایر، ملایر، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۳/۱۷  
بازنگری: ۱۳۹۹/۰۴/۳۱  
پذیرش: ۱۳۹۹/۰۵/۲۹  
ارائه آنلاین: ۱۳۹۹/۰۶/۰۴

### کلمات کلیدی:

سیستم قاب با ستون پیوند شده  
طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان  
معیارهای عملکردی  
اضافه مقاومت  
تحلیل استاتیکی غیرخطی

**خلاصه:** سیستم قاب فولادی با ستون پیوند شده (LCF) یک سیستم باربر جدید است؛ که با بهره‌گیری از تیرهای پیوند شکلپذیر دارای رفتار سازه‌های مطلوب در سطوح عملکردی مختلف می‌باشد. روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان (DDBD) یکی از روشهای توانمند طراحی سازه‌ها براساس عملکرد است که توانایی کنترل رفتار سازه را دارد. هدف از این مطالعه، بررسی عملکرد سیستم‌های قاب با ستون پیوند شده طراحی شده به روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان است. برای این منظور، در مجموع ۸ نمونه قاب ۳، ۶ و ۹ طبقه با پیکربندی مختلف، با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان طراحی شده و سپس رفتار آنها به وسیله تحلیل استاتیکی غیرخطی (بار افزون) مورد بررسی قرار گرفت. نتایج به دست آمده نشان داد که به ازای برش پایه طراحی محاسبه شده در روش DDBD، تقریباً اکثر تیرهای پیوند سازه‌های مورد بررسی تسلیم شدند؛ در حالی که تمام تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته بصورت الاستیک باقی ماندند. این امر بیانگر توانایی روش DDBD در کنترل رفتار سیستم‌های LCF است. نتایج بررسی اضافه مقاومت سازه‌های مورد بررسی نیز حاکی از این است که اضافه مقاومت سیستم‌های LCF طراحی شده بر مبنای تغییر مکان، وابسته به ارتفاع، پیکربندی و ملاحظات اجرایی بوده و مقدار متوسط این ضریب ۱/۲۳ بدست آمد. همچنین در طی بررسی‌های صورت گرفته، متوسط ضریب اضافه مقاومت ذاتی نمونه سازه‌ها مقدار ۰/۴۸ محاسبه شد؛ که نشان‌دهنده توانایی مناسب سیستم‌های LCF طراحی شده بر مبنای تغییر مکان در رسیدن به مکانیزم گسیختگی مطلوب است.

### ۱- مقدمه

فیوزها<sup>۱</sup> در سیستم‌های باربر جانبی، اعضای از سازه هستند؛ که با رفتار غیرخطی خود انرژی وارد به سازه را مستهلک می‌کنند. این اعضاء (فیوز)، پس از رویداد لرزه‌ای دچار آسیب و تغییر شکل‌های ماندگار می‌شوند؛ و برای استفاده مجدد از سازه نیاز به تعویض آنها است. در سیستم‌های باربر جانبی رایج مانند سیستم‌های قاب خمشی یا قاب مهاربندی، تعمیر و بازگشت سازه به خدمت رسانی، به دلیل تعداد زیاد اعضای آسیب دیده، پیوستگی این اعضا با پیکره اصلی سازه و نقش آنها در تحمل بارهای ثقلی، فرآیندی پر هزینه، زمان‌بر و در برخی مواقع غیر قابل انجام خواهد بود. از این رو، در چند دهه اخیر سیستم‌های سازه‌ای مختلفی پیشنهاد شده است؛ تا پس از رویداد لرزه‌ای به راحتی تعمیر شده و سازه به سرویس‌دهی بازگردد. سیستم قاب مهاربندی کمانش تاب [۱]، سیستم پانل برشی [۲] و سیستم قاب با ستون

پیوند شده<sup>۲</sup> (LCF) [۳]، نمونه‌هایی از این سیستم‌ها هستند.

سیستم قاب فولادی با ستون پیوند شده یک سیستم باربر جانبی-ثقلی جدید است؛ که در سال ۲۰۰۷ توسط دوسیکا و ایوایی [۳]، ارائه شد. در این سیستم، آسیب‌های وارده به سازه در طی رویداد لرزه‌ای محدود به اعضای خاص (تیرهای پیوند قابل تعویض<sup>۳</sup>) می‌باشد. در این سیستم، از تیرهای پیوند قابل تعویض به عنوان اعضای فیوز و منبع اصلی استهلاک کننده انرژی وارده به سازه استفاده می‌شود. بطوری که، محدود شدن خسارات به این اعضا، منجر به جلوگیری یا کاهش آسیب در اعضای اصلی سازه در تمام سطوح خطر لرزه‌ای می‌شود. محدود کردن خسارات به تیرهای پیوند قابل تعویض باعث کاهش زمان و هزینه تعمیرات شده و ساختمان‌های دارای این سیستم سازه‌ای، بعد از رویداد لرزه‌ای به سرعت به خدمت‌رسانی باز می‌گردند.

1 Fuse

2 Linked column frame system  
3 Replaceable link beam

\*نویسنده عهده‌دار مکاتبات: amoheb2001@yahoo.com



ملکوتیان و همکاران در سال ۲۰۱۳ [۴] به ارائه یک روش جدید طراحی برای سیستم‌های LCF و در سال ۲۰۱۶ [۵] به تعیین پارامترهای لرزه‌ای این سیستم نظیر ضریب رفتار (R)، ضریب اضافه مقاومت ( $\Omega_0$ ) و ضریب بزرگ‌نمایی ( $C_d$ ) پرداختند. روش طراحی توسعه داده شده توسط ملکوتیان و همکاران یک روش مبتنی بر نیرو می‌باشد؛ که در آن یک گام اضافی جهت کنترل و اطمینان از عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در تیرهای قاب  $MMF^1$  قبل از تیرهای پیوند سیستم LC گنجانده شده است. در سال ۲۰۱۴ لوپز و همکاران [۶] با استفاده از نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی هیبریدی به بررسی رفتار سیستم‌های LCF پرداختند. نتایج این پژوهش حاکی از حصول رفتار مورد انتظار سازه‌های مورد مطالعه در تمام سطوح خطر لرزه‌ای می‌باشند. همچنین دستورالعمل‌هایی نیز جهت طراحی این سیستم شامل کنترل تغییر مکان‌ها، جزئیات اتصالات و مباحث اجرایی توسط لوپز [۷] ارائه شده است. علاوه بر موارد فوق برای نخستین بار، شعویی و همکاران در سال ۲۰۱۷ [۸] یک روش طراحی بر اساس عملکرد (طراحی پلاستیک مبتنی بر عملکرد) برای سیستم‌های LCF توسعه دادند. مطالعات پارامتری صورت گرفته توسط شعویی و همکاران [۹] نشان‌دهنده موفقیت روش طراحی پیشنهادی در ارضاء سطوح عملکردی سازه‌های طرح شده است. در ادامه تحقیقات در مورد سیستم قاب با ستون پیوند شده، جابری و اصغری در سال ۲۰۲۰ [۱۰] با تغییر در پیکره اصلی این سیستم به منظور بهبود رفتار (اطمینان از عدم تشکیل مفصل پلاستیک در اعضای غیر قابل تعویض (تیرهای سیستم  $MMF$ )) و کاهش میزان فولاد مصرفی، سیستم جدیدی را تحت عنوان قاب ساختمانی ساده با ستون پیوند شده (LCS) ارائه کردند. علاوه بر این در سال ۲۰۲۰ از دین و همکاران [۱۱] به بررسی کاربرد سیستم  $LC^2$  در مقاوم سازی قاب‌های خمشی بتنی پرداختند. در این پژوهش رفتار سیستم‌های قاب خمشی بتنی مقاوم سازی شده با سیستم LC با طول‌های متفاوت تیر پیوند (رفتار برشی، میانه و خمشی) مورد بررسی قرار گرفته است؛ که بر اساس نتایج، قاب‌های با تیر پیوند کوتاه (با رفتار برشی) بهترین عملکرد و استهلاک انرژی را از طریق عدم تشکیل مفاصل پلاستیک در سیستم قاب خمشی داشته‌اند.

اغلب پژوهش‌ها و روش‌های طراحی توسعه داده شده برای این سیستم، روش‌های مبتنی بر نیرو می‌باشند [۴، ۵ و ۶]. بدیهی است، با توجه به ماهیت و ازدیاد فرضیات ساده‌کننده روش‌های مبتنی بر نیرو، این روش‌ها نمی‌توانند توصیف دقیقی از رفتار حقیقی (غیرخطی) سازه داشته و تضمین‌کننده تحقق

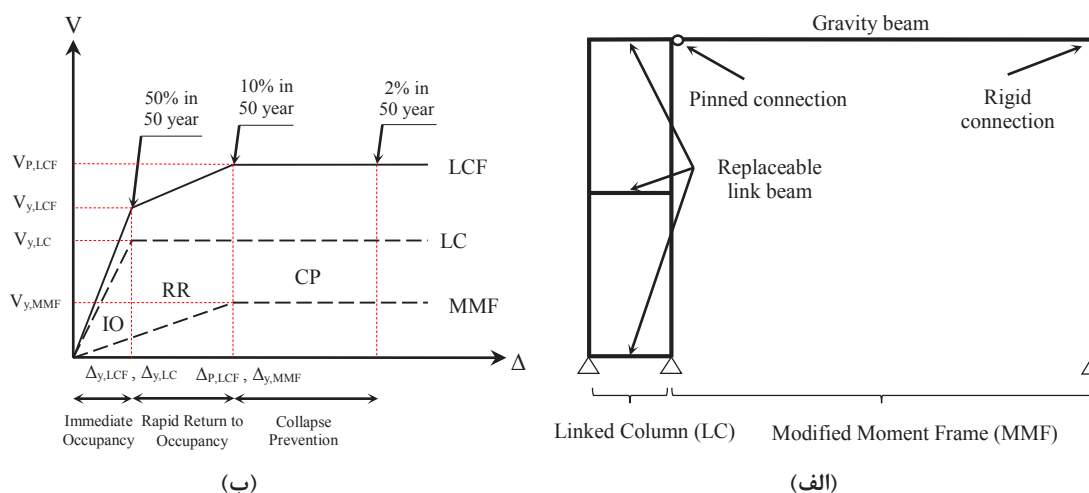
1 Modified moment frame  
2 Linked column

اهداف عملکردی در سازه‌های طراحی شده باشند. در مقابل، روش‌های طراحی براساس عملکرد<sup>۲</sup> به دلیل توصیف دقیق پاسخ‌های غیرخطی سازه نظیر تغییر شکل‌ها، رفتار هیستریتیک و میزان خسارت حقیقی وارده به سازه، بهترین راهکار برای طراحی لرزه‌ای سازه‌ها می‌باشند. در واقع، یکی از عوامل مهم و تأثیرگذار در رفتار مناسب سازه‌ها در طی بارگذاری، توجه به ظرفیت حقیقی استهلاک انرژی سازه می‌باشد. بر خلاف روش‌های سنتی طراحی براساس نیرو که در آن‌ها توجهی به این موضوع نمی‌شود، اساس روش‌های طراحی براساس عملکرد، استفاده مستقیم از شکل‌پذیری و ظرفیت استهلاک انرژی حقیقی سازه‌ها جهت محاسبه و ارائه نیروهای طراحی است. از آنجا که اهداف عملکردی سیستم قاب با ستون پیوند شده به شدت تابع تغییر مکان‌ها و توالی تسلیم فیوزها در سازه می‌باشد، روش‌های طراحی مبتنی بر نیرو نمی‌توانند عملکرد مورد نظر این سیستم سازه‌ای را تضمین کنند؛ و لاجرم باید از روش‌های طراحی براساس عملکرد استفاده نمود.

در چند دهه اخیر روش‌های مختلفی برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد پیشنهاد شده است؛ که روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان ( $DBBD$ )<sup>۴</sup> ارائه شده توسط پرستلی و همکاران [۱۲]، یکی از بهترین روش‌ها برای طراحی سازه‌ها براساس عملکرد است [۱۳]. این روش با تمرکز و استفاده از مشخصات غیرخطی سازه نظیر سختی، دوره تناوب، شکل‌پذیری و میرایی، با دقت خوبی قادر به کنترل پاسخ‌های نهایی سازه است. در دو دهه اخیر، روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان برای اغلب سیستم‌های سازه‌ای نظیر سیستم‌های قاب خمشی [۱۴]، قاب مهاربندی شده هم محور [۱۵] قاب مهاربندی شده برون محور [۱۶]، سیستم‌های سازه‌ای دوگانه [۱۷] و [۱] توسعه داده شده است؛ که نتایج همگی آن‌ها مبین موفقیت این روش طراحی در ارضاء سطوح عملکردی مورد انتظار است. اخیراً<sup>۳</sup> روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان توسط تدر [۱۸] برای طراحی سیستم سازه‌ای LCF که یک سیستم دوگانه با توالی تشکیل فیوزهای دو مرحله‌ای است توسعه داده شده است. این روش، امکان طراحی سیستم‌های LCF برای سطوح عملکردی مختلف و همچنین بررسی و کنترل دقیق رفتار آن‌ها را فراهم می‌کند. هدف از این مطالعه بررسی میزان حصول اهداف طراحی در سیستم‌های قاب با ستون پیوند شده طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان می‌باشد. از آنجا که رفتار مطلوب سیستم‌های LCF به شدت تابع توالی مفروض تسلیم فیوزها در سازه می‌باشد، لذا اهمیت بررسی مکانیزم و رفتار این سیستم دو چندان می‌شود. برای این منظور در این مطالعه در

3 Performance based design  
4 Direct Displacement-Based Design





شکل ۱. سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF)؛ (الف) هندسه سیستم LCF، (ب) اهداف عملکردی سیستم LCF در سطوح خطر لرزه‌ای

Fig. 1. Linked column frame system: (a) Geometry of LCF system; (b) Performance objectives of LCF system

تعویض سیستم LC با رفتار غیرخطی و شکل‌پذیر خود، انرژی وارده به سازه را جذب و مستهلک کرده و از این طریق از به وجود آمدن آسیب در سایر اعضا به ویژه در سیستم قاب خمشی تعدیل یافته جلوگیری می‌کند. همان‌طور که در شکل ۱-ب نشان داده شده است، سه هدف عملکردی برای رفتار ایده‌آل سیستم LCF قابل تعریف است: (۱) قابلیت استفاده بی‌وقفه، در این سطح عملکرد تمام اعضای سیستم LC و MMF در زمین لرزه‌های با احتمال وقوع ۵۰ درصد در ۵۰ سال در ناحیه الاستیک هستند (ناحیه IO)؛ (۲) ایمنی جانی، در این سطح عملکرد در زلزله‌های با احتمال وقوع ۱۰ درصد در ۵۰ سال فقط تیرهای پیوند سیستم LC وارد فاز غیرخطی شده و بقیه اعضای سازه (سیستم MMF) دارای رفتار الاستیک هستند (ناحیه RR) و (۳) آستانه‌ی فروریزش، در این سطح عملکرد علاوه بر تیرهای پیوند سیستم LC، تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته نیز در زلزله‌های با سطح خطر ۲ درصد در ۵۰ سال وارد ناحیه غیرخطی می‌شوند (ناحیه CP). جهت آشنایی بیشتر با تئوری رفتاری این سیستم سازه‌ای، می‌توان به مراجع [۳ و ۱۸] مراجعه نمود. شایان ذکر است که در این مطالعه، طراحی و ارزیابی رفتار نمونه قاب‌های مورد بررسی در سطح عملکرد "ایمنی جانی" مدنظر است.

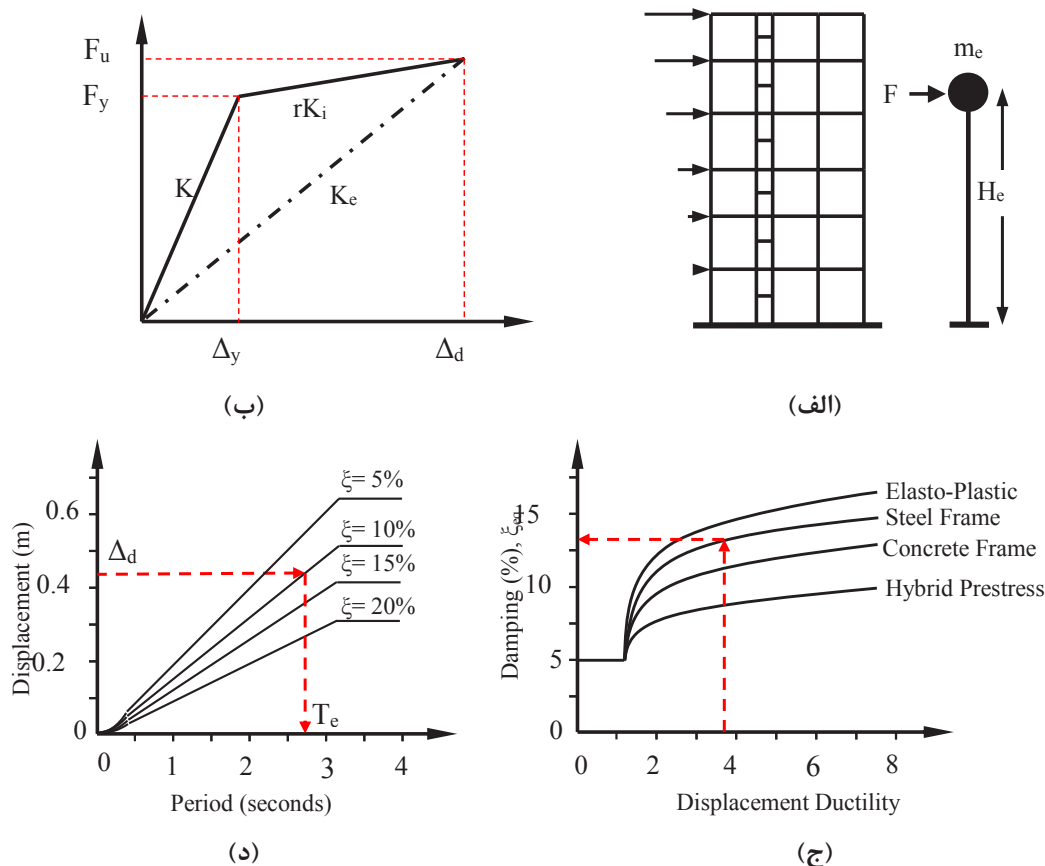
### ۳- کلیات روش طراحی مستقیم براساس تغییرمکان (DDBD)

همان‌طور که در شکل ۲-الف نشان داده شده است، اساس روش DDBD تبدیل سازه چند درجه آزادی با رفتار غیرخطی و پیچیده به

مجموع ۸ نمونه قاب ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با پیکربندی مختلف با روش مذکور طراحی شده و سپس رفتار آن‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفته است. مدل‌سازی عددی نمونه قاب‌های مورد بررسی توسط نرم‌افزار OpenSees [۱۹] انجام شده است. در روند مدل‌سازی نمونه قاب‌های مورد مطالعه، سعی شده است رفتار تمامی اعضای قاب‌ها به دقت مدل‌سازی گردد؛ تا مدل‌های ساخته شده به خوبی توصیف‌کننده رفتار واقعی این سیستم سازه‌ای باشند. برای این منظور رفتار غیرخطی تیرها، تیرهای پیوند و اتصالات سازه به دقت مدل‌سازی شده و رفتار آن‌ها با نتایج آزمایشگاهی معتبر کالیبره شده است.

### ۲- سیستم قاب فولادی با ستون پیوند شده

سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF) متشکل از دو سیستم ستون پیوند شده (LC) و قاب خمشی تعدیل یافته (MMF) می‌باشد؛ که در کنار یکدیگر سیستم سازه‌ای یکپارچه و دوگانه را تشکیل می‌دهند (شکل ۱-الف). در این سیستم، مؤلفه اصلی مقاومت در برابر بارهای جانبی، سیستم ستون پیوند شده می‌باشد؛ که از دو ستون قوی به موازات یکدیگر که از طریق تیرهای پیوند قابل تعویض شکل‌پذیر به یکدیگر متصل می‌شوند، تشکیل می‌گردد. سیستم سازه‌ای ثانویه، سیستم قاب خمشی تعدیل یافته می‌باشد؛ که دارای تیرهایی با اتصالات کاملاً صلب در یک طرف و اتصالات مفصلی در طرف دیگر است. این رویکرد باعث افزایش تغییرمکان نسبی (Drift) تسلیم قاب، نسبت به قاب‌های خمشی رایج می‌شود. تیرهای پیوند قابل



شکل ۲. مراحل اساسی روش طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان؛ (الف) سازه یک درجه آزادی معادل، (ب) سختی مؤثر، (ج) نمودار میرایی معادل بر اساس سطح شکل‌پذیری و (د) منحنی طیف پاسخ تغییرمکان در میرایی مورد نظر

Fig. 2. The Direct DBD procedure: (a) Equivalent SDOF system; (b) Effective stiffness ( $K_e$ ); (c) Equivalent viscosity damping versus ductility ( $\xi_{eq}$ ); and (d) Design displacement spectra

(شکل ۲-د) دور تناوب مؤثر سازه ( $T_e$ ) محاسبه می‌شود. سپس با مشخص شدن دوره تناوب مؤثر، سختی مؤثر سازه در تغییرمکان هدف با استفاده از رابطه (۱) محاسبه می‌شود:

$$K_e = 4\pi^2 \frac{m_e}{T_e^2} \quad (1)$$

که در آن  $m_e$  جرم مؤثر سازه می‌باشد. بطور کلی در این روش، برش پایه طراحی تابع سختی مؤثر و تغییر مکان طراحی می‌باشد؛ و با لحاظ اثرات P- $\Delta$  به صورت رابطه (۲) محاسبه می‌گردد:

سازه یک درجه آزادی معادل با رفتار خطی است؛ که دارای سختی مؤثر سازه ( $K_e$ ) در تغییرمکان هدف ( $\Delta_d$ ) می‌باشد (شکل ۲-ب). تغییرمکان هدف (طراحی) وابسته به سطح عملکرد مورد نظر طراح یا محدودیت تغییر شکل اعضای سازه‌ای و غیر سازه‌ای است. با توجه به این واقعیت که رفتار سازه حقیقی در طی بارگذاری غیرخطی خواهد بود، این رفتار و ظرفیت اتلاف انرژی، از طریق میرایی ویسکوز معادل ( $\xi_{eq}$ ) در سازه یک درجه آزادی معادل در نظر گرفته می‌شود. میرایی ویسکوز معادل تابع سطح شکل‌پذیری سازه است (شکل ۲-ج)؛ که در برگرنده میرایی الاستیک و میرایی هیسترتیک سازه می‌باشد. با داشتن تغییرمکان طراحی معادل ( $\Delta_d$ )، و همچنین با استفاده از طیف تغییرمکان طراحی در سطح میرایی مورد نظر



$$m_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i}{\Delta_d} \quad (5)$$

$$H_e = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i h_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} \quad (6)$$

که در آن  $h_i$  ارتفاع تراز  $i$ ام است.

#### ۴- توسعه روش DDBD برای سیستم قاب فولادی با ستون پیوند شده

در بخش قبل مروری کلی بر مفاهیم روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان ارائه شد؛ که جنبه عمومی برای تمامی سیستم‌های سازه‌ای دارد. در این بخش برخی از مراحل این روش طراحی که جنبه اختصاصی برای هر سیستم سازه‌ای دارد، برای سیستم‌های LCF اصلاح می‌گردد. قابل ذکر است که روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییرمکان سیستم‌های LCF که در این بخش به آن پرداخته خواهد شد، صرفاً مروری کلی بوده و جهت مطالعه و آشنایی بیشتر با جزئیات آن می‌توان به مرجع [۱۸] مراجعه نمود.

۴-۱- تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF)  
یکی از مراحل اساسی و وجه تمایز روش DDBD استفاده از پارامتر شکل‌پذیری سازه در مراحل طراحی، به منظور محاسبه نیروها و پیش‌بینی رفتار سازه است. با توجه به مفهوم شکل‌پذیری، جهت محاسبه شکل‌پذیری هر سیستم سازه‌ای، اطلاع از حد تغییرشکل تسلیم و نهایی آن اجتناب ناپذیر است. اهمیت محاسبه تغییرشکل تسلیم، در محاسبه نیاز شکل‌پذیری و میرایی ویسکوز معادل پدیدار می‌شود. تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم LC را می‌توان از رابطه (۷) محاسبه نمود؛ که در بر گیرنده تمامی مؤلفه‌های تغییرشکل این سیستم شامل تغییرشکل برشی و خمشی تیرهای پیوند، تغییرشکل برشی و خمشی ستون‌های طبقه، تغییرشکل محوری ستون‌های طبقه و دوران صلب طبقه می‌باشد:

$$\theta_{y,LC,i} = \theta_{yL,i} + \theta_{yC,i} + \theta_{yRC,i} + \theta_{yR,i} = (1+2\lambda_{LM}) \frac{V_{P,LM} e^3 h}{18EI_{LM} \beta e_0^2} + (1+2\lambda_C) \frac{V_{P,LM} h^3}{48EI_C \beta h} + \frac{h_i - h_{i-1}}{2e_0} (K'_{C1} \varepsilon'_{C1}) + \frac{h_{i-1}}{(i-1)e_0} \sum_{j=1}^{i-1} \sum_{k=1}^2 (K_{Cjk} \varepsilon_{r,Cjk}) \quad (7)$$

$$V_b = K_e \Delta_d + C \frac{\sum_{i=1}^N P_i \Delta_i}{H_e} \quad (2)$$

که در آن  $P_i$ ،  $\Delta_i$  و  $H_e$  به ترتیب وزن لرزه‌ای تراز  $i$  ام، تغییرمکان جانبی طراحی تراز  $i$  ام و ارتفاع مؤثر سازه می‌باشد. پارامتر  $C$  نیز تابع شاخص پایداری سازه می‌باشد. برش پایه محاسبه شده از رابطه (۲) با استفاده از رابطه (۳) به صورت نیروی جانبی در ارتفاع سازه توزیع می‌شود:

$$F_i = \frac{m_i \Delta_i}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} V_b \quad (3)$$

قابل ذکر است که رابطه (۳) در سازه‌هایی که اثرات موده‌های بالاتر تأثیرگذار است، می‌بایست اصلاح شود؛ که در مرجع [۱۸] به طور کامل به آن پرداخته شده است. نیروهای توزیع شده در سازه در تحلیل و طراحی اعضا به کار برده می‌شوند. همان‌طور که قبلاً نیز ذکر شد، روش DDBD یکی از روش‌های طراحی توانمند در کنترل پاسخ‌های سازه می‌باشد؛ و امکان طراحی سازه را برای سطوح عملکردی مختلف فراهم می‌سازد. این موضوع، در بطن روابط موجود در این روش طراحی نهفته است. در واقع مشخصات غیرخطی سازه مانند شکل‌پذیری ( $\mu$ )، میرایی ویسکوز معادل ( $\xi_{eq}$ )، سختی مؤثر ( $K_e$ ) و همان‌طور که در روابط (۴) تا (۶) نشان داده شده، مشخصات مدل‌سازی سازه یک درجه آزادی معادل نظیر جرم مؤثر ( $m_e$ )، ارتفاع مؤثر ( $H_e$ ) و تغییرمکان طراحی معادل ( $\Delta_d$ )، تابع پروفیل تغییرمکان طراحی سازه ( $\Delta_i$ ) یا سطح عملکرد مورد نظر می‌باشند. پروفیل تغییرمکان طراحی، تابعی است که تغییرشکل جانبی سازه را در محدوده عملکرد مورد نظر توصیف می‌کند. جزئیات بیشتر این روش طراحی در مرجع [۱۲] بطور کامل موجود است.

$$\Delta_d = \frac{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i^2}{\sum_{i=1}^N m_i \Delta_i} \quad (4)$$

$$K'_{Ci1} = \frac{F'_{Ci1}}{F'_{r,Ci1}} \quad (11)$$

$$F'_{Ci1} = (1 + \frac{\alpha_i}{\beta_i}) V_{P,LM,i} \quad (12)$$

$$F'_{r,Ci1} = \varepsilon'_{r,Ci1} EA_{C,i} \quad (13)$$

$$\varepsilon'_{r,Ci1} = \varepsilon_y (1 - \frac{M_{Ci1}}{1.18M_{P,Ci}}) \quad (14)$$

که در آن  $F'_{Ci1}$  نیروی محوری وارد به ستون نیم طبقه تحتانی،  $F'_{r,Ci1}$  نیروی مجاز محوری با توجه به اثر اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری در مقطع ستون نیم طبقه تحتانی،  $A_{C,i}$  سطح مقطع ستون طبقه  $i$  ام و  $M_{P,Ci}$  و  $M_{Ci1}$  نیز، به ترتیب لنگر وارده و لنگر تسلیم ستون‌های طبقه  $i$  ام می‌باشد. در نهایت جمله چهارم رابطه (۷)  $(\theta_{y,R,i})$  مربوط به مؤلفه دوران صلب طبقه می‌باشد؛ که در آن  $K_{Cjk}$  نسبت نیروی وارده به مقاومت محوری ستون‌های طبقات و  $\varepsilon_{r,Cjk}$  کرنش محوری مجاز، با توجه به اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌های مذکور می‌باشد.  $K_{Cjk}$  و  $\varepsilon_{r,Cjk}$  را می‌توان از روابط (۱۵) تا (۱۹) محاسبه نمود:

$$K_{Cjk} = \frac{F_{Cjk}}{F_{r,Cij}} \quad (15)$$

$$F_{Cj1} = \sum_{j=1}^{j=N} \sum_{k=1}^2 V_{jk} \quad (16)$$

$$F_{Cj2} = (\sum_{j=1}^{j=N} \sum_{k=1}^2 V_{jk}) - V_{i1} \quad (17)$$

$$F_{r,Cij} = \varepsilon_{r,Cij} EA_{Ci} \quad (18)$$

$$\varepsilon_{r,Cjk} = \varepsilon_y (1 - \frac{M_{Cij}}{1.18M_{P,Ci}}) \quad (19)$$

جمله اول رابطه فوق  $(\theta_{y,L,i})$  مربوط به مؤلفه تغییرشکل برشی و خمشی تیرهای پیوند می‌باشد؛ که در آن  $V_{P,LM}$ ،  $e_0$  و  $e$  به ترتیب نیروی برشی تسلیم تیر پیوند تراز نیم طبقه، طول مرکز به مرکز قاب  $LC$  و طول آزاد تیر پیوند می‌باشد.  $I_{LM}$  نیز ممان اینرسی تیر پیوند تراز نیم طبقه می‌باشد. همچنین ضریب  $\lambda_{LM}$  مربوط به اثرات تغییرشکل‌های برشی عضو می‌باشد؛ که از رابطه (۸) محاسبه می‌شود.

$$\lambda_{LM} = \frac{6EI_{LM}}{GA_{V,LM}e^2} \quad (8)$$

که در آن  $G$  و  $E$  به ترتیب مدول برشی و مدول الاستیسیته مصالح،  $A_{V,LM}$  نیز سطح مقطع برشی تیر پیوند تراز نیم طبقه می‌باشد. همچنین جمله دوم رابطه (۷)  $(\theta_{y,C,i})$  مربوط به مؤلفه تغییرشکل برشی و خمشی ستون‌ها می‌باشد؛ که در آن  $I_C$  و  $h$  به ترتیب ممان اینرسی و مجموع طول آزاد ستون‌ها در هر طبقه است؛ و از رابطه (۹) محاسبه می‌شود. همچنین ضریب  $\lambda_C$  مربوط به اثرات تغییرشکل‌های برشی ستون‌ها می‌باشد؛ و از رابطه (۱۰) قابل محاسبه است:

$$h' = h - (d_{LM} + d_{LT}) \quad (9)$$

$$\lambda_C = \frac{24EI_C}{GA_{V,C}h'^2} \quad (10)$$

که در آن  $d_{LM}$  و  $d_{LT}$  به ترتیب ارتفاع مقطع تیر پیوند تراز طبقه و نیم طبقه است.  $A_{V,C}$  نیز سطح مقطع برشی ستون‌ها است. جمله سوم رابطه (۷)  $(\theta_{y,R,C,i})$  نیز مربوط به مؤلفه تغییرشکل محوری ستون‌های طبقه می‌باشد؛ که در آن  $h_1$  و  $h_{i-1}$  به ترتیب ارتفاع تراز طبقه  $i$  ام و طبقه  $i-1$  می‌باشد. همچنین  $K'_{Ci}$  نسبت نیروی وارده به مقاومت محوری ستون‌های نیم طبقه تحتانی و  $\varepsilon'_{r,Ci1}$  کرنش محوری مجاز، با توجه به اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی در ستون‌های مذکور می‌باشد.  $K'_{Ci}$  و  $\varepsilon'_{r,Ci1}$  را می‌توان از روابط (۱۱) تا (۱۴) محاسبه نمود:

مجاز آن‌ها باشد. بنابراین تغییرمکان نسبی طراحی یا نهایی سازه براساس بحرانی‌ترین عضو در طبقات در نظر گرفته می‌شود. با توجه به مطالب فوق، تغییرمکان نسبی طراحی سیستم LCF در هر طبقه را می‌توان از رابطه (۲۱) محاسبه نمود:

$$\theta_{d,LCF,i} = \text{Min}(\theta_{u,LC,i}, \theta_{u,MMF,i}, \theta_{C,n-str,i}) \quad (21)$$

در رابطه فوق،  $\theta_{u,LC,i}$  تغییرمکان نسبی نهایی سیستم LC تراز  $\dot{a}_m$  براساس ظرفیت تغییرشکل اعضای سازه‌ای می‌باشد؛ که از رابطه (۲۲) محاسبه می‌شود:

$$\theta_{u,LC,i} = \frac{e}{e_0} \gamma_{P,Link} + \theta_{y,LC,i} \quad (22)$$

که در آن  $\theta_{y,LC,i}$  تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم LC تراز  $\dot{a}_m$  و  $\gamma_{P,Link}$  نیز دوران پلاستیک مجاز تیرهای پیوند در سطح عملکرد مورد نظر می‌باشد؛ که مقدار آن برای تیرهای پیوند با رفتار برشی برابر  $0.08$  رادیان می‌باشد [۲۰]. همچنین در رابطه (۲۱)  $\theta_{u,MMF,i}$  تغییرمکان نسبی نهایی سیستم MMF تراز  $\dot{a}_m$  براساس ظرفیت تغییرشکل اعضای سازه‌ای می‌باشد؛ که از رابطه (۲۳) محاسبه می‌شود:

$$\theta_{u,MMF,i} = \frac{L_f}{L} \gamma_{P,Beam} + \theta_{y,MMF,i} \quad (23)$$

که در آن  $\theta_{y,MMF,i}$  تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم MMF تراز  $\dot{a}_m$  و  $\gamma_{P,Beam}$  نیز دوران پلاستیک مجاز تیرها در سطح عملکرد مورد نظر می‌باشد؛ که مقدار آن برای تیرهای با رفتار خمشی برابر  $0.02$  رادیان می‌باشد [۲۰]. در رابطه (۲۱)  $\theta_{C,n-str,i}$  تغییرمکان نسبی نهایی سیستم LCF تراز  $\dot{a}_m$  براساس ظرفیت تغییرشکل اعضای غیر سازه‌ای می‌باشد. معمولاً آیین‌نامه‌های ساختمانی با توجه به کنترل آسیب‌ها در ساختمان، مقادیری را برای تغییرمکان نسبی مجاز براساس اعضای غیر سازه‌ای و براساس سطوح خطر لرزه‌ای مختلف ارائه می‌دهند. در این پژوهش مقدار تغییرمکان نسبی طبقات متناسب با اعضای غیر سازه‌ای ( $\theta_{C,n-str}$ ) براساس آیین‌نامه ۳۵۶ FEMA [۲۱] برای مطابقت با سطح عملکرد ایمنی جانی در برابر زلزله‌های شدید که هدف استاندارد ۲۸۰۰ [۲۲] نیز می‌باشد، مقدار ۲ درصد

$\alpha$  و  $\beta$  در روابط (۷) تا (۱۲) ضرایب تبدیل نیرو نام دارند؛ که با توجه به مشخصات مکانیکی و هندسی قاب LC محاسبه می‌شوند. این ضرایب در مرجع [۱۸] بطور کامل ارائه شده است.

سیستم قاب خمشی تعدیل یافته دارای سختی به مراتب کمتر و تغییرمکان نسبی حد تسلیم بیشتر نسبت به سیستم ستون پیوند شده می‌باشد. جهت طراحی و کنترل عملکرد سازه‌های LCF، اطلاع از شرایط تسلیم در سیستم MMF بسیار مهم می‌باشد. تغییرمکان نسبی تسلیم قاب خمشی تعدیل یافته، ناشی از عملکرد برشی و خمشی تیرها و ستون‌ها نیز از روابط (۲۰-الف) و (۲۰-ب)، به ترتیب برای طبقات غیر از اول و طبقه اول محاسبه می‌شود:

$$\theta_{y,MMF,i} = \frac{M_{yB} h_f}{2.7Eh} \left[ \frac{L_f}{I_B} \left( \frac{h}{h_f} \frac{L_f}{L} \right) + \frac{h_f}{2I_C} \left( \frac{L}{L_f} \frac{h_f}{h} \right) \right] \rightarrow \text{for } i > 1 \quad (\text{الف}) \quad (20)$$

$$\theta_{y,MMF,1} = \frac{M_{yB} h_f}{2.7Eh} \left[ \frac{L_f}{I_B} \left( \frac{h}{h_f} \frac{L_f}{L} \right) + \frac{h_f}{I_C} \left( \frac{L}{L_f} \frac{h_f}{h} \right) \right] \quad (\text{ب})$$

که در آن  $M_{yB}$  ظرفیت لنگر خمشی تسلیم تیرهای طبقه است؛ و  $I_B$  و  $I_C$  نیز به ترتیب ممان اینرسی تیرها و ستون‌ها و همچنین  $L$ ،  $L_f$ ،  $h$  و  $h_f$  نیز به ترتیب طول مرکز به مرکز قاب، طول آزاد تیرها، ارتفاع مرکز به مرکز و آزاد قاب هستند.

#### ۴-۲- تغییرمکان نسبی طراحی طبقه و پروفیل تغییرمکان طراحی سیستم قاب با ستون پیوند شده (LCF)

هدف اصلی روش طراحی براساس تغییرمکان، طراحی سازه‌ها براساس یک سطح آسیب مشخص (تغییرمکان نسبی طراحی) می‌باشد؛ تا سازه‌های طراحی شده بتوانند در طی رویداد لرزه‌ای مقدار خسارت قابل قبول و از پیش تعیین شده را تجربه کنند. تغییرمکان نسبی طراحی که ارتباط مستقیم با سطح عملکرد مورد انتظار از ساختمان دارد، می‌بایست الزامات محدودیت تغییرشکل اعضای سازه‌ای و غیرسازه‌ای را در نظر بگیرد. در سیستم قاب با ستون پیوند شده، تغییرمکان نسبی طراحی می‌بایست براساس محدودیت تغییرشکل اعضای سازه‌ای در سیستم LC و سیستم MMF و نیز محدودیت تغییرشکل اعضای غیرسازه‌ای برآورد شود. اصولاً جهت جلوگیری از مکانیزم‌های غیر مطلوب در سازه و استفاده از حداکثر ظرفیت آن، می‌بایست بیشترین تغییرشکل تحمیلی به اعضای سازه، کمتر از مقدار

۳ ذکر گردید، جهت محاسبه دوره تناوب مؤثر سازه در روش DDBD، می‌بایست طیف تغییرمکان الاستیک (میرایی ۵ درصد) به طیف تغییرمکان در سطح میرایی سازه تبدیل گردد. در این روش طراحی، میرایی ویسکوز معادل از رابطه (۲۷) محاسبه می‌شود؛ که حاصل جمع میرایی الاستیک اصلاح شده و میرایی هیسترتیک سازه است.

$$\xi_{eq} = \mu^{\lambda} \xi_{elastic} + \xi_{hyst} \quad (27)$$

که در آن  $\xi_{elastic}$  و  $\xi_{hyst}$  به ترتیب میرایی الاستیک و میرایی هیسترتیک سازه هستند. همچنین  $\lambda$  ضریب اصلاح و  $\mu$  نیز ضریب شکل‌پذیری نیاز می‌باشد. ضریب  $\lambda$  در رابطه (۲۷) توسط گرنه و همکاران [۲۴] برای انواع رفتار هیسترتیک و در حالت سختی اولیه و تانژانتی کالیبر شده است. به عنوان مثال برای مدل رفتاری هیسترتیک رامبرگ-اوسگود<sup>۱</sup>، ضریب تصحیح  $\lambda$  برای سختی اولیه و تانژانتی به ترتیب  $0.06$  و  $0.617$  می‌باشد. پریستلی و همکاران [۱۲] با انجام تحلیل‌های تاریخچه زمانی غیرخطی بر روی طیف گسترده‌ای از سازه‌ها، رابطه (۲۸) را که تابع ضریب شکل‌پذیری سازه می‌باشد، برای محاسبه میرایی هیسترتیک سازه پیشنهاد نمودند:

$$\xi_{hyst} = C \left( \frac{\mu - 1}{\mu \pi} \right) \quad (28)$$

که در آن  $C$  وابسته به نوع رفتار هیسترتیک سازه است؛ که برای سازه‌های فولادی مقدار آن برابر  $0.577$  می‌باشد.

### ۵- مفهوم اضافه مقاومت<sup>۲</sup> در سازه

به طور کلی منظور از اضافه مقاومت در سازه، مقدار مقاومت ذخیره شده از تراز مقاومت (برش پایه) طراحی تا حداکثر مقاومت تحمل شده توسط سازه قبل از تخریب می‌باشد. شایان ذکر است که در نگاه عملکردی، حداکثر مقاومت قابل تحمل در سازه عبارت است از حداکثر برش پایه‌ای که در آن اولین عضو یا طبقه از سازه به تغییرشکل مجاز تعیین شده در طراحی می‌رسد. از مهم‌ترین عواملی که می‌توانند منجر به بروز اضافه مقاومت در سازه شوند، می‌توان به ضوابط آیین‌نامه‌ای، توزیع مجدد نیروها در سازه،

در نظر گرفته شده است.

پس از مشخص شدن تغییرمکان نسبی طراحی در سازه، می‌بایست با استفاده از یک تابع، فرم تغییرشکل جانبی قاب را که بیانگر تغییرمکان طراحی در هر طبقه یا تراز است بیان گردد. روابط موجود در روش DDBD به شدت وابسته به پروفیل تغییرمکان طراحی می‌باشد؛ و می‌بایست پروفیل تغییرمکان طراحی انتخاب شده برای سازه تا حد امکان بیانگر تغییرشکل سازه در فاز رفتار غیرخطی آن باشد؛ که برای سیستم سازه‌ای LCF، می‌توان از رابطه (۲۴) استفاده نمود:

$$\Delta_{d,i} = \omega_{\theta} (\theta_{d,LCF} h_i) \quad (24)$$

که در آن  $h_i$  ارتفاع طبقه  $i$  ام و  $\omega_{\theta}$  نیز ضریب کاهش جهت لحاظ اثرات موده‌ای بالاتر می‌باشد؛ که برای سازه‌های دوگانه مانند سیستم LCF از رابطه (۲۵) محاسبه می‌شود [۲۳].

$$\omega_{\theta} = \left[ 1 - \frac{(N-5)}{100} \left( \frac{M_{OT,frame}}{M_{OT,total}} + 0.25 \right) \right] \leq 1 \quad (25)$$

که در آن  $N$  تعداد طبقات سازه و  $M_{OT,frame}$  و  $M_{OT,total}$  نیز به ترتیب مقادیر لنگر واژگونی کلی سازه (LCF) و لنگر واژگونی سیستم قاب ساختمانی (MMF) می‌باشد. در نهایت جهت اطمینان از عدم وقوع تسلیم شدگی در تیرهای قاب MMF، تغییرمکان نسبی طراحی محاسبه شده از رابطه (۲۱) می‌بایست رابطه (۲۶) را ارضا کند:

$$\theta_{d,LCF,i} \leq \theta_{y,MMF,i} \quad (26)$$

### ۴-۳ میرایی ویسکوز معادل

نکته کلیدی در روش DDBD، مدل کردن ظرفیت اتلاف انرژی و رفتار غیرخطی سیستم سازه‌ای واقعی در طی بارگذاری ارتعاشی با استفاده از میرایی ویسکوز معادل در سیستم یک درجه آزادی خطی است. میرایی ویسکوز معادل به عنوان تابعی از نوع رفتار هیسترتیک و شکل‌پذیری در تغییرمکان طراحی سیستم سازه‌ای تعریف می‌شود. همان‌طور که در بخش

1 Ramberg-Osgood hysteresis behavior

2 Overstrength

الاستیک داشته‌اند. این تحقیق دلیلی واضح بر ضعف روش‌های نیرویی در برآورد نیروهای طراحی مورد نیاز و در نظر گرفتن ظرفیت استهلاک انرژی سازه در ناحیه غیرخطی است. این در حالی است که در روش DDBD در همان ابتدا مقاومت طراحی سازه براساس سطح شکل‌پذیری و مشخصات غیرخطی آن نظیر سختی، دوره تناوب و میرایی محاسبه می‌شود. قابل ذکر است که در پژوهش حاضر، از هر دو معیار اضافه مقاومت حقیقی و اضافه مقاومت ذاتی برای سنجش رفتار سیستم‌های دوگانه LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان استفاده خواهد شد.

## ۶- ارزیابی عملکرد سازه‌های مورد بررسی

### ۶-۱- معرفی هندسه و بارگذاری نمونه سازه‌ها

به منظور صحت سنجی و طراحی سیستم‌های LCF با روش طراحی پیشنهادی، از یک پلان ساختمان منظم با ابعاد ۲۵ در ۲۵ متر استفاده شده، که در شکل ۳ نشان داده شده است. همان‌طور که از شکل ۳ پیداست، ساختمان‌های مورد بررسی شامل دو گروه با ابعاد پلان مساوی هستند؛ در گروه اول که با (ns-2LC) نام‌گذاری شده‌اند (شکل ۳-الف)، در هر قاب LCF دو دهانه سیستم LC و در گروه دوم (ns-1LC) (شکل ۳-ب)، در هر قاب LCF یک دهانه سیستم LC در نظر گرفته شده است. سازه‌های مورد بررسی دارای تعداد طبقات ۳، ۶، ۹ و ۱۲ طبقه با ارتفاع طبقات مساوی و برابر ۳/۵ متر و همچنین طول مرکز به مرکز سیستم ستون پیوند شده ( $e_0$ ) در آن‌ها به ترتیب ۱/۲۵، ۱/۵، ۲ و ۲/۵ متر می‌باشد. در مجموع ۸ ساختمان با سیستم سازه‌ای LCF و با پیکربندی متفاوت مورد بررسی قرار می‌گیرد. در ساختمان‌های مورد بررسی، سیستم مقاوم در برابر بارهای جانبی (LCF) فقط در محیط پلان ساختمان در نظر گرفته شده است؛ در حالی که ستون‌ها و تیرهای داخلی پلان دارای اتصالاتی مفصلی هستند؛ و فقط در برابر بارهای ثقلی مقاومت می‌کنند. همچنین با در نظر گرفتن بارهای مرده و زنده کف طبقات و بام و همچنین بار دیوارهای پیرامونی سازه، وزن لرزه‌ای کف طبقات و بام به ترتیب ۲۷۳۵ کیلونیوتن و ۲۳۰۰ کیلونیوتن محاسبه گردید. جهت طراحی سازه‌های نمونه از طیف‌های شتاب و تغییرمکان استاندارد ۲۸۰۰ ایران [۲۲] استفاده شده است؛ و براساس این کد، ساختمان‌ها در منطقه‌ای با خطر لرزه خیزی بسیار بالا ( $S_a=0.35$ ) و خاک نوع ۲ قرار دارند. مشخصات مصالح فولادی نیز براساس مقادیر مشخصه فولاد A۹۹۲ با تنش تسلیم ۳۴۵ مگاپاسکال مورد استفاده قرار گرفته است. همچنین مقاطع مورد

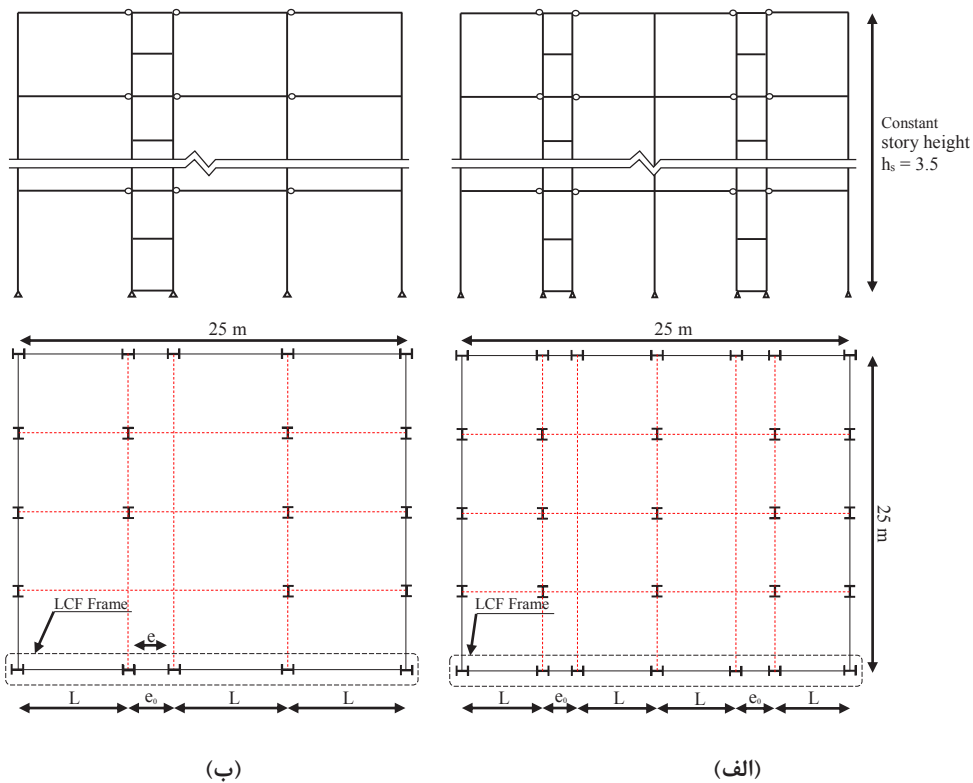
اختلاف در تنش واقعی و مشخصه مصالح، سخت‌شدگی مجدد مصالح و ملاحظات اجرایی اشاره کرد. همان‌طور که از رابطه (۲۹) مشاهده می‌شود، اضافه مقاومت بیانگر نسبت حداکثر برش پایه تحمل شده توسط سازه به برش پایه طراحی می‌باشد.

$$\Omega_d = \frac{V_y}{V_d} \quad (29)$$

علاوه بر "اضافه مقاومت حقیقی" سازه که در بالا ذکر شد، پارامتر دیگری نیز به نام "اضافه مقاومت ذاتی" سازه وجود دارد؛ که در سال ۲۰۰۲ توسط الناشای و موافی [۲۵] معرفی شد. همان‌طور که از رابطه (۳۰) پیداست، این پارامتر بیانگر نسبت حداکثر برش پایه تحمل شده به حداکثر برش پایه ارتجاعی اعمالی به سازه در زلزله طراحی می‌باشد. در واقع پارامتر اضافه مقاومت ذاتی، رابطه معکوس با میزان ظرفیت و توانایی سازه در جذب و استهلاک انرژی وارده، در اثر رفتار غیرخطی دارد. به سخن دیگر، این پارامتر معیاری برای سنجش رفتار غیرخطی و ظرفیت استهلاک انرژی سازه می‌باشد. با توجه به رابطه (۳۰)، دو حالت کلی رفتار سازه‌ها در طی زلزله طراحی قابل تعریف است. در حالت اول که اضافه مقاومت ذاتی سازه کوچکتر از یک می‌باشد ( $\Omega_i < 1$ )، حداکثر مقاومت سازه ( $V_y$ ) از نیروی زلزله طراحی ( $V_e$ ) کمتر بوده و بخش کثیری از انرژی وارده به سازه از طریق رفتار غیرخطی و شکل‌پذیر آن مستهلک می‌شود.

$$\Omega_i = \frac{V_y}{V_e} \quad (30)$$

در حالت دوم که اضافه مقاومت ذاتی سازه بزرگتر از یک می‌باشد ( $\Omega_i > 1$ )، حداکثر مقاومت سازه از نیروی زلزله ارتجاعی بیشتر بوده و لذا سازه در طی زلزله طراحی رفتاری کاملاً الاستیک را از خود نشان می‌دهد. به عبارت دیگر، در این حالت، سازه هیچ‌گونه استهلاک انرژی در اثر رفتار غیرخطی در طی زلزله طراحی از خود بروز نمی‌دهد. النشای و موافی [۲۵] نشان دادند که سازه‌های طراحی شده براساس ضوابط EC8 [۲۶] دارای اضافه مقاومت ذاتی بالایی هستند. این رفتار در سیستم‌های دوگانه بسیار مشهودتر است؛ به طوری که تقریباً تمام سیستم‌های دوگانه (قاب خمشی بتنی و دیوار برشی بتنی) بررسی شده، در طی زلزله طراحی رفتار کاملاً



شکل ۳. پلان و نمای ساختمان‌های مورد بررسی؛ (الف) نمونه ساختمان با دو دهانه سیستم nS-2LC (ب) نمونه ساختمان با یک دهانه سیستم nS-1LC

Fig. 3. Floor plan of the prototype structure and elevation view of the frames: (a) nS-2LC type; (b) nS-1LC type.

با مقاومت و سختی سیستم‌های LC و MMF در سازه، سهم سیستم MMF از برش پایه طراحی در نمونه‌های nS-1LC و nS-2LC به ترتیب ۴۰ و ۳۰ درصد انتخاب شده است. همچنین تمامی اعضای خارج از ناحیه فیوز (تیرهای پیوند) که شامل ستون‌های سازه می‌شوند، در حالت حدی و برای نیرویی نظیر  $1/25$  برابر مقاومت تسلیم تیرهای پیوند طراحی شده‌اند. خلاصه نتایج طراحی و مشخصات سازه یک درجه آزادی معادل نمونه سازه‌ها در جدول ۱ ارائه شده است. مشخصات مقاطع نهایی طراحی شده در مرجع [۱۸] موجود می‌باشد.

### ۳-۶- مدل‌سازی عددی نمونه سازه‌ها

جهت مدل‌سازی و تحلیل نمونه سازه‌ها از نرم‌افزار OpenSees [۱۹] استفاده شده است. رفتار مصالح فولادی تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته با استفاده از مدل مصالح هیسترتیک<sup>۳</sup> موجود در نرم‌افزار

استفاده برای تمامی تیرها و ستون‌ها از نوع مقاطع بال پهن<sup>۱</sup> و برای تیرهای پیوند از نوع مقاطع ساخته شده از ورق<sup>۲</sup> است. قابل ذکر است که تمامی تیرهای پیوند از نوع تیر پیوند کوتاه بوده و به صورت برشی طراحی شده‌اند.

### ۳-۶-۲- نتایج نهایی طراحی نمونه سازه‌ها

با استفاده از روش طراحی پیشنهادی هر ۸ نمونه سازه مورد مطالعه طراحی شدند. تغییرمکان نسبی طراحی در نظر گرفته شده برای تمامی نمونه قاب‌ها براساس محدودیت تغییرشکل اعضای غیرسازه‌ای برابر ۲ درصد انتخاب شده است؛ که این مقدار با توجه به سطح عملکرد ساختمان روابط (۲۱) و (۲۶) را در تمامی نمونه سازه‌ها ارضا می‌کند. همچنین محدودیت دوران در تیرهای پیوند و تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته به ترتیب به  $0/08$  و  $0/02$  رادین محدود شده است. در ضمن، جهت توزیع منطقی‌تر و متناسب

- 1 W-section
- 2 Built up section

3 In softwar: uniaxialMaterial Hysteretic



جدول ۱. مشخصات و خلاصه نتایج طراحی نمونه سازه‌های مورد بررسی

Table 1. DDBD results summary for the case study LCFs

12S-2LC	12S-1LC	9S-2LC	9S-1LC	6S-2LC	6S-1LC	3S-2LC	3S-1LC	مشخصات
۱/۹	۱/۹	۱/۸	۱/۸	۲/۰	۲/۰	۲/۰	۲/۰	$\theta_d$ (%) تغییر مکان نسبی طراحی
۰/۵۷	۰/۵۷	۰/۳۹	۰/۳۹	۰/۲۹	۰/۲۹	۰/۱۶	۰/۱۶	$\Delta_d$ (m) تغییر مکان طراحی معادل
۲۸/۸۴	۲۸/۸۴	۲۱/۸	۲۱/۸۶	۱۵/۰	۱۴/۸۸	۷/۹۶	۷/۹۶	$H_e$ (m) ارتفاع مؤثر
۲۵۷۴/۱	۲۵۷۴/۱	۱۹۴۵/۷۱	۱۹۴۵/۷۱	۱۳۱۷/۲۱	۱۳۱۳/۶۶	۶۶۵/۳۲	۶۶۵/۳۲	$m_e$ ( $\frac{kN.S^2}{m}$ ) جرم مؤثر
۰/۸۱	۰/۶۱	۰/۷	۰/۵۵	۰/۶۸	۰/۵۸	۰/۷	۰/۵۴	$\mu$ شکل پذیری MMF
۱/۶۶	۲/۰۲	۱/۷۲	۲/۱	۲/۷۷	۳/۴۹	۳/۳	۳/۱	$\mu$ شکل پذیری LC
۸/۵	۸/۶۳	۸/۵۶	۸/۵۲	۱۰/۵۴	۱۰/۲۵	۱۱/۱۶	۹/۷۳	$EVD$ (%) میرایی کلی سازه LCF
۳/۷۴	۳/۷۷	۲/۸۷	۳/۱۱	۲/۴۴	۲/۴۶	۱/۵۶	۱/۵۱۱	$T_e$ (Sec) دوره تناوب مؤثر
۴۶۹۱/۹۸	۴۶۲۵/۶	۳۹۳۲/۰	۳۸۴۸/۶	۲۸۲۸/۱۴	۲۹۰۵/۳۵	۱۸۸۷/۲۷	۱۹۹۵/۷	$V_{base}$ (kN) برش پایه طراحی
۰/۱۴	۰/۱۴	۰/۱۶	۰/۱۶	۰/۱۷	۰/۱۸	۰/۲۴	۰/۲۵	$V_{base}/W$ نسبت برش پایه به وزن کل سازه

تیرهای قاب MMF نیز از نتایج مطالعه آزمایشگاهی دوسیگا و ایوایی [۲۷] مربوط به تیر پیوند با رفتار خمشی استفاده شده است؛ که مقایسه نمودار هیسترتیک نمونه آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی کالیبره شده در شکل ۴-ب نشان داده شده است. برای مدل‌سازی رفتار مصالح ستون‌های سازه نیز، از مدل مصالح تک‌محوری Steel02 با سختی بعد از تسلیم ۱ درصد استفاده شده است.

در این مطالعه، جهت حصول حداکثر دقت در نتایج تحلیل‌ها، تمامی اتصالات سازه نیز مدل‌سازی و با نتایج آزمایشگاهی مرتبط کالیبره شدند. برای این منظور، اتصالات صلب براساس نتایج مطالعه آزمایشگاهی سامنر و مورای [۲۸] و اتصالات مفصلی بدون اثرات دال بتنی بر اساس مطالعه آزمایشگاهی لیو و آستانه اصل [۲۹ و ۳۰] مدل‌سازی و کالیبره شدند؛ تا رفتار واقعی اتصالات سازه در مدل‌سازی و تحلیل در نظر گرفته شود. همچنین اثرات صلبیت دیافراگم، صلبیت چشمه‌های اتصال و اثرات P- $\Delta$  نیز در مدل‌سازی در نظر گرفته شده است. برای این منظور، بارهای ثقلی در مکان‌های واقعی آن‌ها مدل‌سازی می‌شوند؛ و بقیه بارهای ثقلی (ستون‌های داخلی پلان) با حداکثر ترکیب بارهای لرزه‌ای بر روی ستون‌های معادل P- $\Delta$  مجاور قاب اعمال می‌شوند.

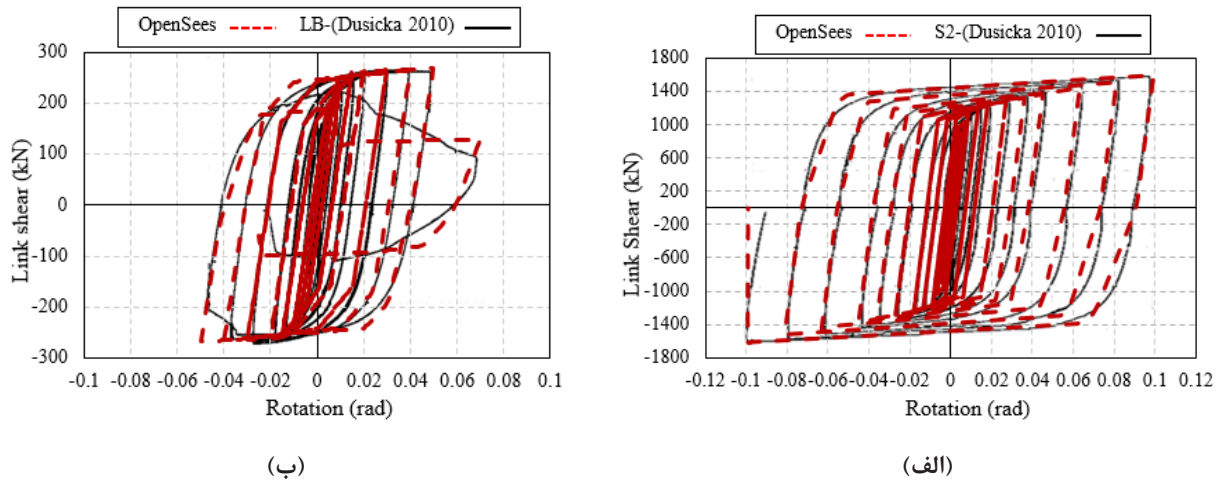
لازم به ذکر است، همان‌طور که در ابتدای این بخش نیز بیان شد، در روند مدل‌سازی نمونه قاب‌ها، رفتار مصالح فولادی تمامی اعضای سازه به

مدل‌سازی، و با نتایج آزمایشگاهی معتبر کالیبره شده‌اند. همچنین با توجه به اینکه انتظار رفتار هیسترتیک قابل توجه از ستون‌های سازه در طی بارگذاری لرزه‌ای نمی‌رود، لذا رفتار مصالح آن‌ها با استفاده از مدل مصالح Steel02<sup>۱</sup> در نرم‌افزار مدل‌سازی می‌شود. روش انتخاب شده برای مدل‌سازی تیرهای پیوند با رفتار برشی، استفاده از یک المان تیر-ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده<sup>۲</sup> در طول و دارای مقطع رشته‌ای<sup>۲</sup> که پاسخ‌های محوری و خمشی را پوشش می‌دهد، همراه با یک رفتار غیرخطی نیروی برشی-کرنش برشی مستقل که با مقطع رشته‌ای جمع می‌شود است. جهت کالیبراسیون رفتار تیرهای پیوند نیز، از نتایج مطالعه آزمایشگاهی دوسیگا و ایوایی [۲۷] مربوط به تیر پیوند با رفتار برشی و جزئیات اصلاح شده استفاده شده است. این روش مدل‌سازی می‌تواند با دقت مناسب تمام پاسخ‌های محوری، خمشی و برشی را در تیرهای پیوند در نظر بگیرد. در شکل ۴-الف نمودار هیسترتیک نیروی برشی-دوران تیر پیوند مربوط به نتایج آزمایشگاهی و مدل‌سازی عددی کالیبره شده در نرم‌افزار OpenSees نشان داده شده است. تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته با رفتار خمشی نیز با استفاده از یک المان تیر-ستون غیرخطی با پلاستیسیته گسترده در طول و دارای مقطع رشته‌ای و نیز لحاظ اثرات خستگی مصالح مدل‌سازی شدند. جهت کالیبراسیون رفتار

1 In softwar: uniaxialMaterial Steel02

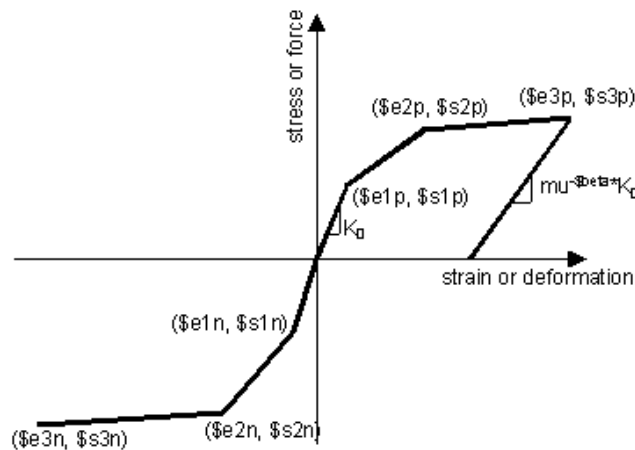
2 In softwar: element nonlinearBeamColumn

In softwar: section Fiber 3



شکل ۴. مقایسه نتایج آزمایشگاهی [۲۷] با مدل‌های عددی کالیبره شده در OpenSees: (الف) تیر پیوند با رفتار برشی، (ب) تیر پیوند با رفتار خمشی.

Fig. 4. Comparison between Opensees and experimental results [27]: (a) Shear Link (S2); (b) Flexural Link (LB)



شکل ۵. مدل مصالح هیسترتیک در نرم‌افزار OpenSees [۱۹].

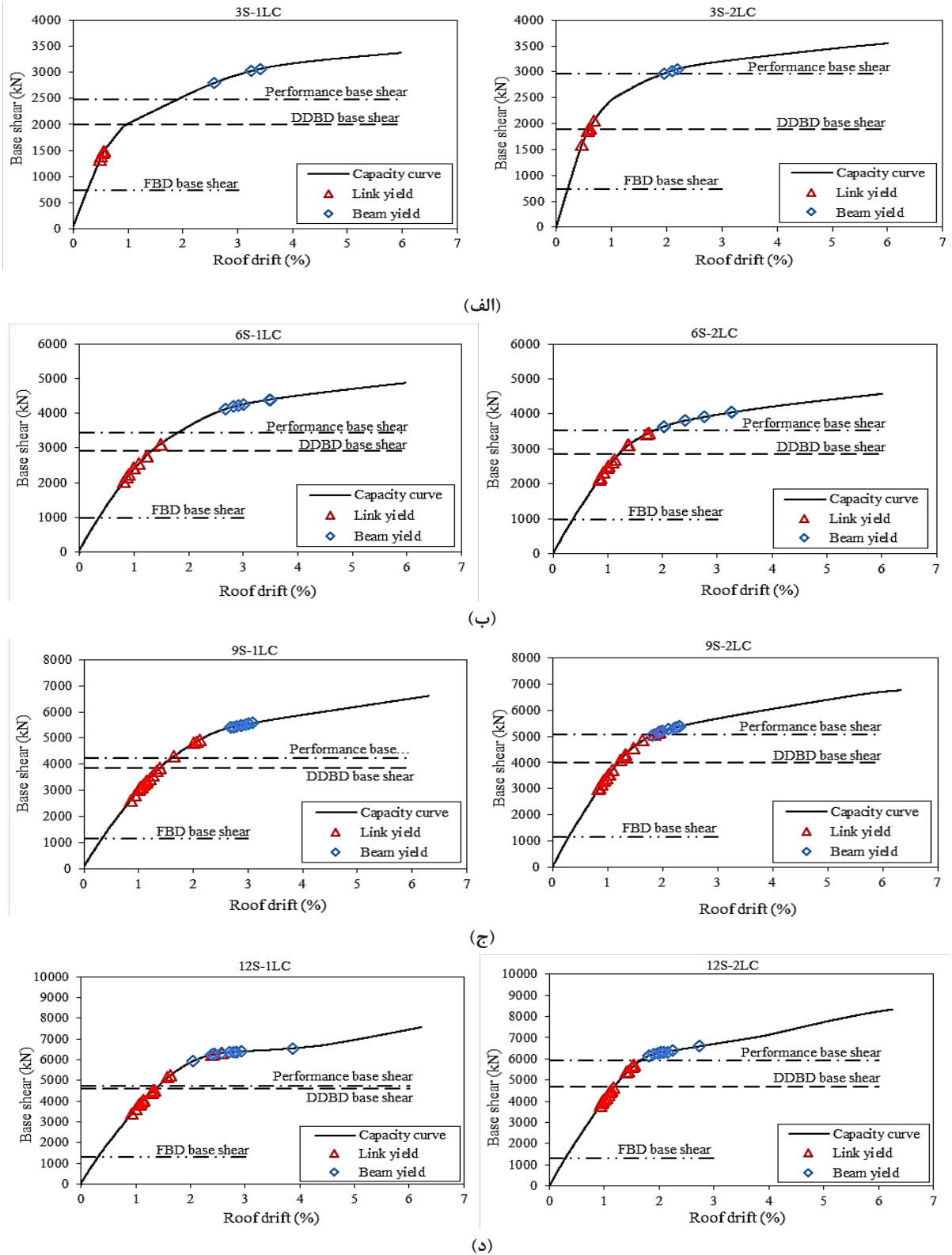
Fig. 5. Hysterical material model in OpenSees software [19].

باربرداری افت کرده بر مبنای شکل‌پذیری استفاده می‌شود.

## ۷- نتایج و بحث

به منظور بررسی رفتار و اضافه مقاومت سیستم‌های LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییر مکان، یک سری نمونه قاب طراحی و براساس مفاد ۳۵۶ FEMA [۲۱] تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی بار افزون قرار گرفتند. در شکل‌های ۶-الف تا ۶-د منحنی ظرفیت نمونه قاب‌های مورد بررسی نشان داده شده است. در این نمودارها، محور افقی نشان‌دهنده نسبت تغییر مکان جانبی بام به تراز پایه، و محور قائم نشان‌دهنده برش پایه سازه

جز ستون‌ها نظیر تیرها، تیرهای پیوند، اتصالات صلب و مفصلی و نیز جهت مدل‌سازی رفتار نیروی برشی-کرنش مستقل در تیرهای پیوند از مدل مصالح هیسترتیک چند خطی استفاده شده است. همان‌طور که در شکل ۵ مشاهده می‌شود، مدل مصالح هیسترتیک از طریق معرفی سه نقطه منحنی تنش-کرنش مصالح در ناحیه مثبت و منفی نمودار و همچنین چندین پارامتر مدل‌سازی رفتار غیرخطی و چرخه‌ای قابل تعریف است. عموماً از این مدل مصالح جهت تعریف رفتار تنش-کرنش یا نیرو-تغییر شکل مواد، همراه با لحاظ اثرات لاغر شوندگی کرنشی در بارگذاری مجدد، لاغر شوندگی تنش در بارگذاری مجدد، خرابی در اثر شکل‌پذیری، خرابی در اثر انرژی و نیز سختی



شکل ۶. منحنی ظرفیت نمونه سازه‌های مورد مطالعه؛ (الف) سازه‌های ۳ طبقه، (ب) سازه‌های ۶ طبقه، (ج) سازه‌های ۹ طبقه، (د) سازه‌های ۹ طبقه.

Fig. 6. Capacity curves of the studied structures: (a) 3-story structures; (b) 6-story structures; (c) 9-story structures; (d) 9-story structures

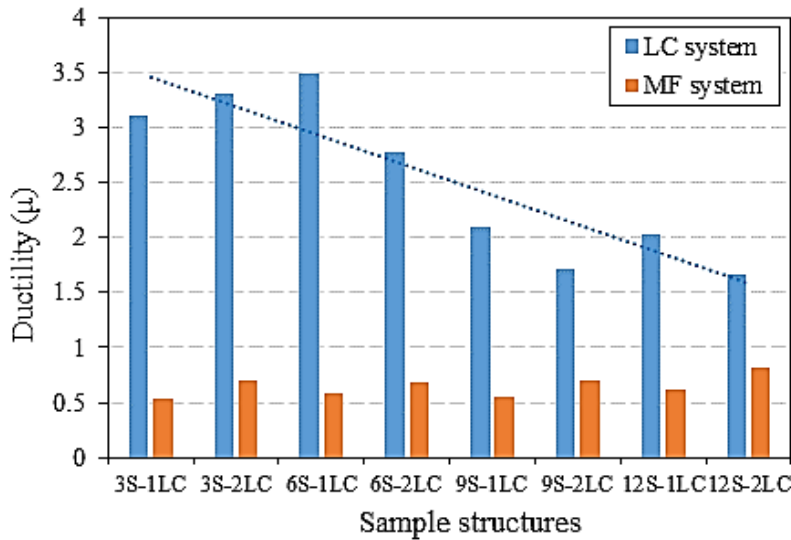
می‌باشد. همچنین خطوط خطچین نشان داده شده در این نمودارها از بالا به پایین به ترتیب بیانگر برش پایه عملکردی ساختمان (برش پایه متناظر با رسیدن اولین طبقه سازه به تغییرمکان نسبی طراحی)، برش پایه محاسبه شده از روش DDBD و برش پایه محاسبه شده از روش سنتی نیرویی (FBD) می‌باشند. در ادامه به تفسیر نتایج حاصل شده از منظر رفتار و مکانیزم کلی نمونه قاب‌ها پرداخته خواهد شد.

#### ۷-۱- رفتار کلی نمونه قاب‌ها

یکی از مباحث مهم و لازم توجه در طراحی و ارزیابی رفتار ایده‌آل سیستم‌های سازه‌ای LCF، سلسله مراتب تسلیم فیوزها در سازه می‌باشد. به طور کلی در سیستم‌های LCF دو گروه فیوز سازه‌ای شامل "تیرهای پیوند" و "تیرها" وجود دارند؛ که براساس توالی تسلیم آن‌ها، رفتار کلی سازه تعریف می‌شود (شکل ۱-۶). در این پژوهش طراحی و ارزیابی رفتار سیستم‌های LCF برای سطح عملکرد RR صورت گرفته است؛ که براساس شکل ۱-۶ در این سطح از عملکرد، رفتار مطلوب و ایده‌آل این سیستم از طریق عدم وقوع تسلیم‌شدگی در فیوزهای سیستم MMF (تیرها) حاصل می‌شود. در این حین فیوزهای سیستم ستون پیوند شده (تیرهای پیوند) تسلیم شده و به ناحیه رفتار غیرخطی وارد می‌شوند. در واقع هدف اصلی طراحی مستقیم براساس تغییرمکان، ارائه برش پایه طراحی براساس رفتار غیرخطی کنترل شده یا عملکرد مورد انتظار از سازه می‌باشد. همان‌طور که انتظار می‌رفت و در شکل‌های ۶-۶ تا ۶-۶-۶ پیداست، در تمامی نمونه قاب‌ها، در برش پایه طراحی حاصل شده از روش DDBD، اکثر تیرهای پیوند تسلیم شده و تمامی تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته نیز در ناحیه الاستیک می‌باشند. در واقع مبنای محاسبه برش پایه در روش DDBD برای سیستم‌های LCF رفتار شکل‌پذیر سازه که از ورود تیرهای پیوند به ناحیه غیرخطی حاصل می‌شود، است. این اصل در طراحی، به وضوح از نتایج تحلیل‌ها قابل مشاهده می‌باشد. این موضوع بیانگر دقت بالای روش طراحی مستقیم سیستم‌های LCF در ارائه برش پایه متناظر با رفتار غیرخطی (تسلیم شدن اکثر تیرهای پیوند) و کنترل شده (عدم وقوع تسلیم‌شدگی در تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته) سازه است. شایان ذکر است که عملکرد این سیستم سازه‌ای قبلاً در مرجع [۱۸] از طریق تحلیل‌های دینامیکی تاریخچه زمانی غیرخطی مورد ارزیابی قرار گرفته است؛ که نتایج آن مبین موفقیت سیستم‌های LCF طرح شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در ارضاء سطوح عملکردی مورد انتظار می‌باشد.

از شکل ۶ کاملاً مشهود است که در تمام نمونه سازه‌ها، برش پایه محاسبه شده از روش نیرویی با ضریب رفتار ۸ که براساس نتایج مطالعه ملکوتیان [۵] می‌باشد، اختلاف قابل توجهی با برش پایه محاسبه شده از روش DDBD دارد. بطور کلی در فرآیند محاسبه برش پایه طراحی در روش نیرویی، توصیف رفتار غیرخطی و شکل‌پذیری سازه با استفاده از پارامتر ضریب رفتار (R) صورت می‌گیرد. این پارامتر که برای هر سیستم سازه‌ای مقدار ثابتی دارد، براساس شواهد و روش‌های آماری محاسبه شده است؛ و لذا روش‌های نیرویی قادر به ارائه نیروهای طراحی با توجه به ماهیت حقیقی هر سازه (مشخصات مکانیکی و هندسی اعضا، مشخصات مکانیکی مصالح، هندسه سازه و غیره) نخواهند بود. در واقع هدف اصلی این روش‌ها، ارائه برش پایه تقریبی متناظر با حد رفتار ارتجاعی سازه (تشکیل اولین مفصل پلاستیک در سازه)، بدون توجه به عملکرد حقیقی سازه در ناحیه غیرخطی می‌باشد. این در حالی است که در روش‌های طراحی براساس عملکرد، به دلیل توانایی و دقت بالا در برآورد رفتار حقیقی هر سازه، برش پایه طراحی متناظر با رفتار واقعی و غیرخطی سازه ارائه می‌شود. بطور کلی ممکن است در برخی موارد، مقاومت طراحی بدست آمده از روش‌های عملکردی بیشتر از روش‌های نیرویی شود؛ ولی عمدتاً سازه‌های طراحی شده با روش‌های عملکردی در طی بارگذاری رفتار مناسب‌تر و پیش‌بینی شده‌ای را از خود نشان خواهند داد. با توجه به مباحث مطرح شده می‌توان دریافت که اختلاف میان برش پایه محاسبه شده از روش‌های نیرویی و روش‌های عملکردی امری بدیهی است (جهت درک بهتر این موضوع به مراجع [۳۱ و ۱۲] مراجعه کنید).

همان‌طور که در شکل‌های ۶-۶ تا ۶-۶-۶ مشاهده می‌شود، تعدادی از تیرهای پیوند طبقات فوقانی در نمونه سازه‌ها در برش پایه طراحی DDBD تسلیم نشده و دارای رفتار الاستیک هستند. به طور کلی در سیستم LC به علت نیروهای توسعه یافته در تیرهای پیوند و همچنین کوچک بودن بازوی کوپل مقاوم ( $e_0$ ) در برابر لنگرهای واژگونی، نیروهای محوری بسیار شدیدی در ستون‌ها توسعه می‌یابد. این موضوع که در سایر سیستم‌های سازه‌ای چندان قابل ملاحظه نیست، باعث می‌شود که مؤلفه دوران صلب طبقات قاب LC در تغییرمکان نسبی تسلیم طبقه  $(\theta_{y,R,i})$  نسبت به سایر مؤلفه‌های تغییرشکل بسیار بیشتر باشد (جهت مشاهده جزئیات طراحی نمونه سازه‌ها به مرجع [۱۸] مراجعه کنید). این رفتار در سازه‌های LCF بلند مشهودتر است (شکل‌های ۶-۶-ج و ۶-۶-د)؛ و باعث تأخیر در زمان تسلیم سیستم LC، حتی بعد از تغییرمکان نسبی طراحی  $(\theta_{d,i})$  می‌شود؛ که در نتیجه باعث کاهش



شکل ۷. مقادیر شکل‌پذیری نمونه سازه‌ها در تغییر مکان طراحی

Fig. 7. Ductility values of the studied structures at design displacement

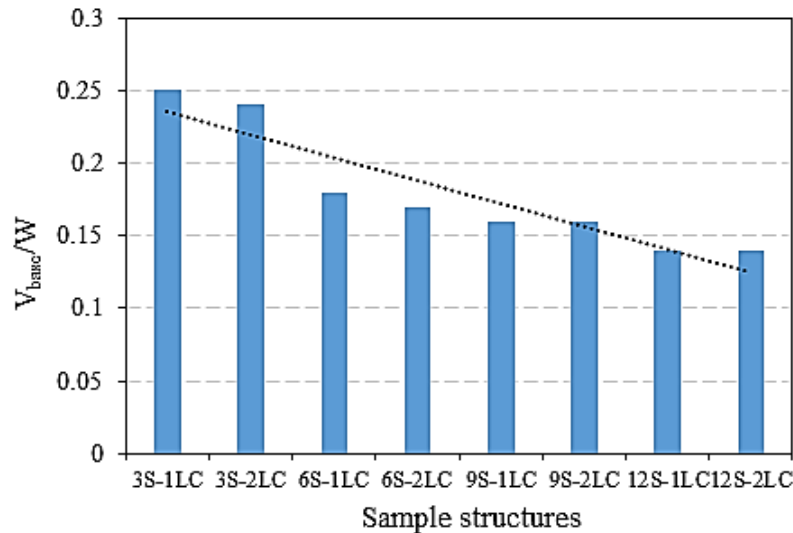
تیرهای پیوند به دوران کلی قاب (رابطه (۲۲)) می‌توان نتیجه گرفت که این تیرهای پیوند قادر خواهند بود تا در تغییر مکان‌های نسبی فراتر از حد طراحی (بعلاً تا ۵ برابر) رفتاری پایدار با افزایش مقاومت داشته باشند. با توجه به این موضوع می‌توان نتیجه گرفت که علت افزایش مقاومت و صعودی بودن منحنی ظرفیت نمونه قاب‌ها بعد از تسلیم تیرهای قاب MMF رفتار پایدار و مقاومت فزاینده‌ی تیرهای پیوند سیستم LC است. قابل ذکر است که این رفتار باعث ایجاد یک حاشیه اطمینان مناسب در سیستم‌های LCF در تغییر مکان‌های فراتر از حد طراحی می‌شود؛ که یکی از مزایای این سیستم به شمار می‌آید.

#### ۷-۲- اضافه مقاومت نمونه قاب‌ها

هدف اصلی طراحی مستقیم براساس تغییر مکان سازه‌ها ارائه برش پایه یا مقاومت مورد نیاز متناظر با سطح عملکرد مورد نظر سازه می‌باشد (به روابط (۱) تا (۶) نگاه کنید). بنابراین می‌توان نتیجه گرفت که در حالت کاملاً ایده‌آل و تئوری، برش پایه حاصل شده از روش DDBD همان برش پایه متناظر با عملکرد سازه بوده و بحث در مورد اضافه مقاومت قاب‌های طراحی شده با این روش بی‌معناست؛ ولی عوامل متعددی وجود دارند که باعث بروز اضافه مقاومت در سازه خواهند شد (بخش ۵). جهت محاسبه برش پایه عملکرد ساختمان نیاز به تعریف میزان خسارت قابل قبول در سازه می‌باشد. در روش طراحی مستقیم براساس تغییر مکان، طراحی سازه‌ها

شکل‌پذیری سیستم‌های LCF بلند می‌گردد (شکل ۷). شایان ذکر است که این رفتار در سیستم‌های LCF بدیهی بوده و به علت اثرات قابل توجه تغییر شکل محوری ستون‌های قاب LC است. در واقع تأخیر در تسلیم تیرهای پیوند سیستم‌های LCF بلند، چندان نگران کننده نیست؛ زیرا همین رفتار باعث افزایش ظرفیت تغییر شکل این سازه‌ها شده و همان‌طور که در شکل ۸ نشان داده شده است، موجب کاهش سختی و مقاومت مورد نیاز در سازه می‌شود. با این حال همان‌طور که از منحنی ظرفیت نمونه سازه‌ها مشاهده می‌شود، بیشتر تیرهای پیوند در سازه‌های مورد بررسی، در برش پایه متناظر با عملکرد سازه تسلیم شده و در نتیجه باعث افزایش قابل توجه استهلاک انرژی در سازه و همچنین توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه شده‌اند. این رفتار در سازه‌های نمونه ns-2LC مشهودتر است.

علاوه بر موارد فوق، از منحنی ظرفیت تمامی نمونه قاب‌ها مشاهده می‌شود که این منحنی برخلاف رفتار ایده‌آل شده سیستم‌های LCF (شکل ۱-ب) بعد از تسلیم تیرهای قاب MMF روند صعودی داشته و همراه با افزایش مقاومت می‌باشد. علت اصلی این رفتار، عملکرد تیرهای پیوند در سازه می‌باشد. همان‌طور که قبلاً ذکر شد، در روند مدل‌سازی تیرهای پیوند در مدل عددی نمونه سازه‌ها، از تیرهای پیوند متصل به ستون با جزئیات اصلاح شده [۲۷] استفاده گردید. همان‌طور که در شکل ۴-الف پیداست، این تیرهای پیوند قادر به تحمل دوران‌های محلی زیاد (۰/۱ رادیان) همراه با افزایش قابل توجه در مقاومت می‌باشند. بنابراین با تبدیل دوران محلی



شکل ۸. نسبت برش پایه به وزن لرزه‌ای در نمونه سازه‌ها

Fig. 8. Ratio of base shear to seismic weight in the sample structures

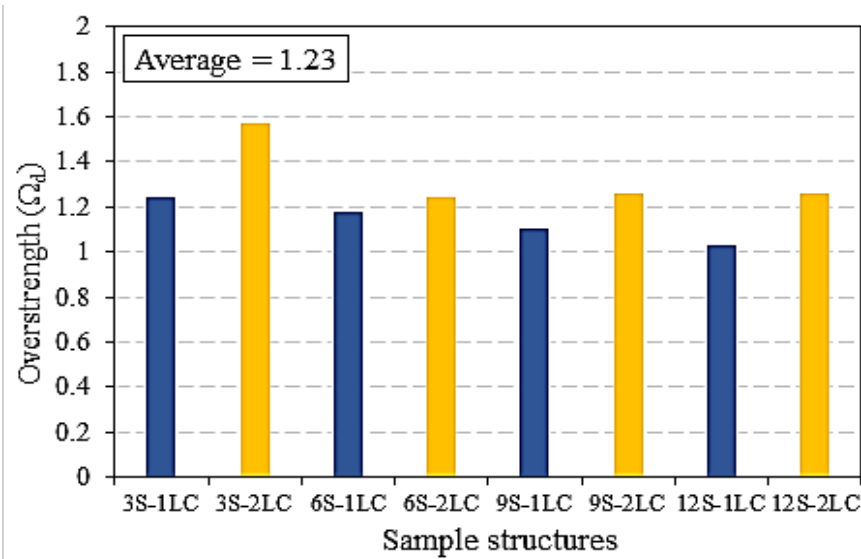
ملاحظات اجرایی در سازه‌های بلند دانست؛ که در آن‌ها رفتار کلی قاب‌ها به فرضیات طراحی و مفهوم روش DDBD نزدیک‌تر شده است. ذکر این نکته الزامی است که در طراحی سازه‌های سه طبقه از یک مقطع ستون برای تمامی طبقات استفاده شده است؛ در حالی که برای سایر سازه‌ها در هر دو طبقه از سازه از یک مقطع ستون جهت تیپ بندی اعضا استفاده شده است. برخلاف نمونه سازه‌های ns-1LC، در نمونه سازه‌های با دو دهانه ستون پیوند شده (ns-2LC)، با افزایش ارتفاع سازه، ثبات نسبی در اضافه مقاومت قاب‌ها مشاهده می‌شود. در واقع در سازه‌های با دو دهانه سیستم LC، به علت سختی بالا و تغییرشکل جانبی و خطی پایدارتر، رفتار کلی سازه به فرضیات طراحی نزدیک‌تر شده است (رابطه (۲۴)). از نگاه دیگر، برخلاف نمونه سازه‌های با یک دهانه سیستم LC که طبقه بحرانی سازه با اختلاف مشهود نسبت به سایر طبقات به تغییرمکان نسبی طراحی می‌رسد، در نمونه سازه‌های با دو دهانه سیستم LC مشاهده شد که معمولاً چندین طبقه سازه به طور همزمان یا با اختلاف اندک به تغییرمکان نسبی طراحی می‌رسند. این رفتار نمونه سازه‌های گروه ns-2LC باعث بروز اضافه مقاومت بیشتر و با ثبات‌تری می‌شود. مباحث بیان شده تاکنون، در شکل ۹ به وضوح قابل مشاهده می‌باشد.

با توجه به موارد مطرح شده می‌توان نتیجه گرفت که اضافه مقاومت سیستم‌های LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان به شدت تابع ارتفاع، پیکربندی سازه و ملاحظات اجرایی در نظر گرفته شده

براساس یک سطح آسیب مشخص (تغییرمکان نسبی طراحی) صورت می‌گیرد؛ که با توجه به این موضوع، تخریب یا حد نهایی تغییرشکل سازه در این روش همان تغییرمکان نسبی طراحی طبقات سازه تعریف می‌گردد. در این پژوهش، طراحی سازه‌ها براساس محدودیت تغییرشکل اعضای غیر سازه‌ای (تغییرمکان نسبی ۲ درصد در طبقات) انجام شده است؛ که در تمامی نمونه قاب‌ها و در مراحل تحلیل‌ها، مبنای محاسبه برش پایه عملکردی سازه رسیدن تغییرمکان نسبی اولین طبقه به این مقدار می‌باشد.

با رجوع به بخش ۵ و همان‌طور که از نتایج تحلیل‌ها مشخص است، در سازه‌های LCF طراحی شده با روش DDBD مقداری اضافه مقاومت نسبت به برش پایه طراحی حاصل می‌گردد. این نکته لازم به ذکر است که در روند طراحی تمام نمونه سازه‌ها سعی شده است در ضمن رعایت اصول و قواعد طراحی، ملاحظات اجرایی نیز در نظر گرفته شود. در واقع همین امر یکی از عوامل مهم بروز اضافه مقاومت در نمونه سازه‌ها می‌باشد. هرچند رعایت ملاحظات اجرایی در این روش طراحی باعث بروز اضافه مقاومت اندکی در سازه می‌گردد، ولی این واقعیت وجود دارد که ملاحظات اجرایی جزئی از یک طراحی اصولی می‌باشد. با این حال از منحنی ظرفیت نمونه قاب‌های ns-1LC که در آن‌ها از یک دهانه ستون پیوند شده در هر قاب LCF استفاده شده است، مشاهده می‌شود که با افزایش تعداد طبقات سازه، اضافه مقاومت قاب‌ها از ۱/۲۴ برای سازه سه طبقه به ۱/۰۳ برای سازه ۱۲ طبقه روندی کاهشی دارد. علت این رفتار را می‌توان کم‌رنگ شدن اثرات





شکل ۹. ضرایب اضافه مقاومت حقیقی نمونه قاب‌های مورد بررسی

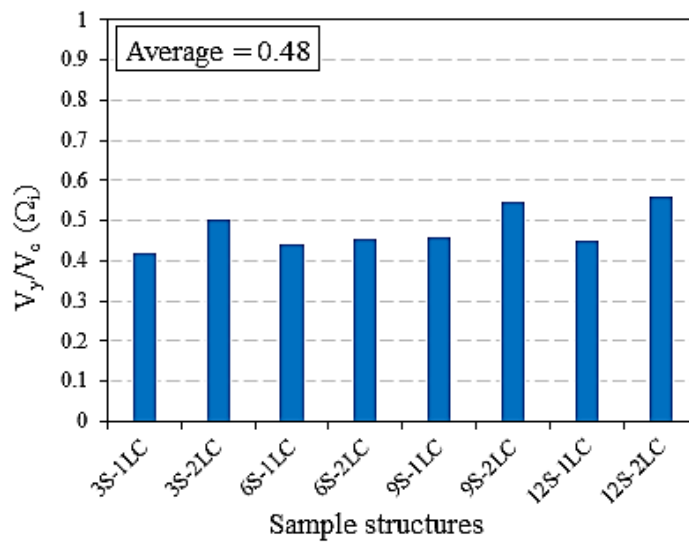
Fig. 9. Overstrength of the sample frames

رفتار غیرخطی، از تفاضل بین اضافه مقاومت ذاتی سازه و حد ۱ محاسبه می‌شود. همان‌طور که مشهود است، به طور میانگین ۵۲ درصد از نیروی زلزله وارده به سازه‌ها در اثر رفتار غیرخطی و فعال شدن فیوزها مستهلک شده است؛ که مقدار قابل توجهی می‌باشد. علت این افزایش استهلاک انرژی در محدوده غیرخطی را می‌توان در رفتار سیستم‌های LCF یافت. در واقع به علت سختی بالای سیستم LC، فیوزهای این سیستم (تیرهای پیوند) در مراحل ابتدایی بارگذاری تسلیم شده و با رفتار غیرخطی و شکل‌پذیر خود کمک شایانی به دفع نیروی وارده به سازه در تمام مدت بارگذاری می‌کنند. از مقادیر اضافه مقاومت ذاتی به دست آمده در نمونه سازه‌های مورد بررسی، می‌توان نتیجه گرفت که سازه‌های LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان در طی رویداد لرزه‌ای رفتار بسیار مطلوب و پیش‌بینی شده‌ای داشته و به خوبی قادر به دفع و استهلاک انرژی وارده به سازه با رفتار غیرخطی و شکل‌پذیر خود هستند.

در پایان لازم به ذکر است، به علت ماهیت رفتار دینامیکی و تأثیر قابل ملاحظه اثرات موده‌های بالاتر در رفتار سازه‌های بلند مرتبه، می‌بایست رفتار دقیق این قبیل سازه‌ها (مانند قاب‌های ۹ و ۱۲ طبقه تحقیق حاضر) از طریق روش‌های تحلیل دینامیکی یا شبه دینامیکی (تحلیل پوش‌آور مودال) مورد بررسی قرار گیرد.

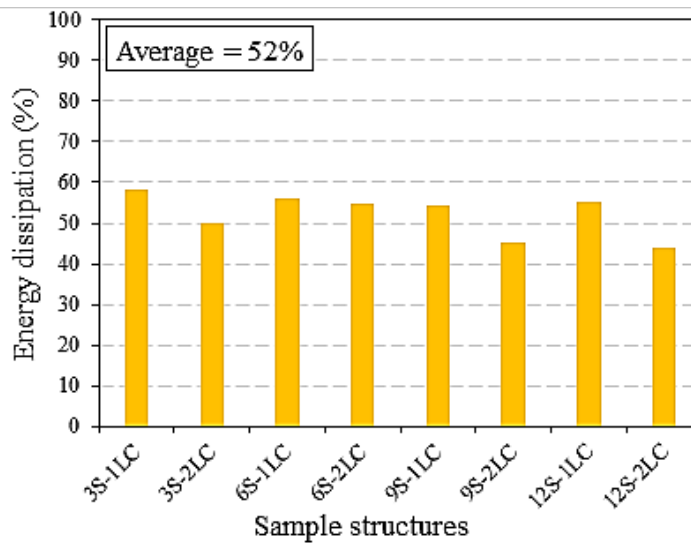
در طراحی بوده و می‌تواند از مقدار ۱/۵۷ تا ۱/۰۳ متغیر باشد. شایان ذکر است که این وابستگی اضافه مقاومت در سازه به عواملی همچون ارتفاع، پیکربندی و ملاحظات اجرایی، از بدیهیات رفتار هر سازه طی بارگذاری می‌باشد؛ اما در روش‌های سنتی طراحی براساس نیرو، این مقدار برای هر سیستم سازه‌ای مقداری ثابت در نظر گرفته می‌شود. با توجه به بررسی‌های صورت گرفته و نتایج تحلیل‌ها می‌توان به طور میانگین اضافه مقاومت سیستم‌های LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان را ۱/۲۳ گزارش کرد. همچنین ذکر این نکته لازم است که در این پژوهش تیرهای پیوند سیستم LCF از نوع تیر پیوند با رفتار برشی در نظر گرفته شده است؛ و پیش‌بینی می‌شود که در سازه‌های با تیرهای پیوند میانه و بلند، اضافه مقاومت قاب‌ها کاهش قابل ملاحظه‌ای داشته باشد؛ که بررسی دقیق آن می‌تواند زمینه تحقیقات آینده باشد.

در شکل ۱۰ ضرایب اضافه مقاومت ذاتی محاسبه شده برای نمونه سازه‌های مورد بررسی نشان داده شده است. همان‌طور که مشخص است، اضافه مقاومت ذاتی تمامی نمونه سازه‌ها کوچکتر از یک بوده، و میانگین آن‌ها برابر ۰/۴۸ می‌باشد. همچنین در شکل ۱۱ میزان جذب و استهلاک انرژی نمونه سازه‌ها در محدوده رفتار غیرخطی بر حسب درصد نشان داده شده است. شایان ذکر است که میزان استهلاک انرژی سازه در محدوده



شکل ۱۰. ضریب اضافه مقاومت ذاتی نمونه سازه‌ها

Fig. 10. Inherent overstrength of the sample structures



شکل ۱۱. میزان استهلاک انرژی نمونه سازه‌ها در محدوده غیرخطی

Fig. 11. Energy dissipation of the sample structures in their nonlinear range

## ۸- نتیجه گیری

۶- براساس نتایج بررسی ظرفیت رفتار غیرخطی نمونه سازه‌ها، می‌توان چنین اظهار کرد که سیستم‌های LCF طرح شده با روش DDBD دارای ظرفیت بالایی در جذب و استهلاک انرژی وارده به سازه با رفتار غیرخطی و شکل‌پذیر خود می‌باشند. به بیان دیگر، اکثر نیروهای وارده به سازه در طی رویداد لرزه‌ای از طریق فعال شده فیوزها و رفتار غیرخطی سازه جذب و مستهلک خواهد شد.

در این مطالعه عملکرد سیستم‌های LCF با تیرهای پیوند کوتاه (تیرهای پیوند با رفتار برشی) مورد بررسی قرار گرفت؛ که نتایج حاصل شده قابل تعمیم به سایر سیستم‌های LCF با این مشخصات می‌باشد.

## ۹- فهرست علائم

علائم انگلیسی

$m_e$  جرم مؤثر سازه،  $kN.S^2/m$

$H_e$  ارتفاع مؤثر سازه،  $m$

$\Delta_d$  تغییرمکان طراحی معادل،  $m$

$K_e$  سختی مؤثر،  $kN/m$

$V_{P,LM}$  مقاومت تسلیم تیر پیوند نیم طبقه،  $kN$

$I$  ممان اینرسی عضو،  $m^4$

$h$  مجموع طول آزاد ستون‌ها در هر طبقه قاب LC،  $m$

$A_{C_i}$  سطح مقطع ستون قاب LC در تراز  $i$  ام،  $m^2$

$M_{yB}$  مقاومت خمشی تسلیم تیرهای قاب MMF،  $kN.m$

علائم یونانی

$\theta_{y,LC,i}$  تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم LC در تراز  $i$  ام

$\theta_{y,MMF,i}$  تغییرمکان نسبی تسلیم سیستم MMF در تراز  $i$  ام

$\beta$  ضریب تبدیل نیرو تیر پیوند تراز نیم طبقه

$\alpha$  ضریب تبدیل نیرو تیر پیوند تراز طبقه

$\lambda$  ضریب اثرات تغییرشکل برشی عضو

$\epsilon_y$  کرنش تسلیم مصالح

$\epsilon_{r,C}'$  کرنش مؤثر ستون‌های سیستم LC در مؤلفه تغییرشکل

محوری ستون‌های طبقه

$\epsilon_{r,C}$  کرنش مؤثر ستون‌های سیستم LC در مؤلفه دوران صلب طبقه

$\Omega_d$  اضافه مقاومت حقیقی سازه

$\Omega_p$  اضافه مقاومت ذاتی سازه

در این مطالعه به بررسی رفتار سیستم‌های LCF طراحی شده با روش مستقیم مبتنی بر تغییرمکان پرداخته شد. دامنه مطالعه پارامتری شامل ۸ قاب با سیستم سازه‌ای LCF با پیکربندی متفاوت می‌باشد؛ که پس از مدل‌سازی عددی، رفتار آن‌ها از طریق تحلیل استاتیکی غیرخطی مورد بررسی قرار گرفت. اهم نتایج حاصل شده در این مطالعه به شرح زیر است:

۱- نتایج مطالعه پارامتری که از تفسیر منحنی ظرفیت نمونه سازه‌ها به دست آمد، نشان داد که در تمامی نمونه قاب‌ها، در برش پایه طراحی حاصل شده از روش DDBD، اکثر تیرهای پیوند تسلیم شده و تمامی تیرهای قاب خمشی تعدیل یافته نیز در ناحیه الاستیک باقی ماندند. این رفتار که کاملاً همسو با مفاهیم روش DDBD است، دلیلی روشن بر موفقیت این روش در ارائه نیروهای طراحی متناظر با رفتار غیرخطی و کنترل شده سیستم‌های LCF می‌باشد.

۲- براساس شواهد، ممکن است در برخی از موارد یا به‌طور دقیق‌تر، سیستم‌های LCF با ارتفاع زیاد، تیرهای پیوند طبقات فوقانی سازه در برش پایه طراحی رفتاری الاستیک داشته باشند. این رفتار که به علت قابل توجه بودن مؤلفه دوران صلب طبقات قاب LC در پروفیل تغییرمکان تسلیم می‌باشد، از بدیهیات عملکرد سیستم‌های LCF به شمار می‌آید. همین موضوع باعث افزایش ظرفیت تغییرمکانی سازه شده و در نتیجه کاهش سختی و مقاومت طراحی را در پی خواهد داشت.

۳- در نمونه سازه‌های مورد بررسی در این مطالعه، تقریباً تمامی تیرهای پیوند در برش پایه عملکردی سازه تسلیم شدند؛ که این موضوع باعث افزایش استهلاک انرژی و همچنین توزیع یکنواخت خسارت در ارتفاع سازه خواهد شد.

۴- استفاده از تیرهای پیوند با جزئیات اصلاح شده، باعث بهبود قابل توجه رفتار سیستم‌های LCF در تغییرمکان‌های فراتر از حد ارتجاعی سازه شده و یک حاشیه اطمینان مناسب در رفتار این سیستم را به وجود خواهد آورد.

۵- براساس بررسی‌های صورت گرفته بر روی اضافه مقاومت سیستم‌های LCF، می‌توان دریافت که اضافه مقاومت حقیقی سیستم‌های LCF طراحی شده با روش DDBD وابسته به ارتفاع، پیکربندی سازه و ملاحظات اجرایی بوده؛ که مقدار آن در این مطالعه بین ۱/۰۳ تا ۱/۵۷ متغیر بوده و به طور متوسط، مقدار ۱/۲۳ بدست آمد.

- of Linked Column with Simple Frame System. *Modares Civil Engineering journal*, 19(6) (2020) 41-58. (In Persian).
- [11] A. Ezoddin, A. Kheyroddin, and M. Gholhaki, Investigation of the Effects of Link Beam Length on the RC Frame Retrofitted with the Linked Column Frame System, *Civil Engineering Infrastructures Journal*, 53(1) (2020) 137-159.
- [12] M.J.N. Priestley, G.M. Calvi, and M.J. Kowalski, *Displacement based seismic design of structures*, IUSS Press, Pavia, Italy, 2007.
- [13] T.J. Sullivan, The current limitations of displacement based design, MSc Dissertation, European School of Advanced Student in Reduction of Seismic Risk (Rose School), University of Pavia, Italy, (2002).
- [14] T. J. Sullivan, T. Maley, and G. Calvi, Seismic response of steel moment resisting frames designed using a Direct DBD procedure, In 8th International Conference on Structural Dynamics, (2011).
- [15] K. K. Wijesundara, Seismic design of steel concentric braced frame structures using direct displacement based design approach, South Asian Institute of Technology and Medicine P.O Box 11, Millennium Drive, Malabe, Sri Lanka, (2012).
- [16] T. J. Sullivan, Direct displacement-based seismic design of steel eccentrically braced frame structures, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 11(6) (2013) 2197-2231.
- [17] T. J. Sullivan, M. J. N. Priestley, and G. M. Calvi, Direct displacement-based design of frame-wall structures, *Journal of Earthquake Engineering*, 10(spec01) (2006) 91-124.
- [18] J. Tazarv, Direct displacement-Based Seismic Design of Steel Linked Column Frame Structures, MSc Dissertation, Civil Engineering Dept., University of Malayer, Malayer, Iran, (2020). (In Persian).
- [19] S. Mazzoni, F. McKenna, M. H. Scott, and G. L. Fenves, *Open System for Earthquake Engineering Simulation User Command-Language Manual - OpenSees Version 3.0.3*, Pacific Earthquake Engineering Research Center,
- [1] T. J. Maley, T. J. Sullivan, and G. D. Corte, Development of a displacement-based design method for steel dual systems with buckling-restrained braces and moment-resisting frames, *Journal of Earthquake Engineering*, 14(S1) (2010) 106-140.
- [2] K. C. Tsai, H. Y. Wang, C. H. Chen, G. Y. Liu, and K. J. Wang, Substructure pseudo dynamic performance of hybrid steel shear panels, *Steel Structures*, 1 (2001) 95-103.
- [3] P. Dusicka, R. Iwai, Development of linked column frame system for seismic lateral loads, In *Structural engineering research frontiers*, (2007) 1-13.
- [4] M. Malakoutian, J. W. Berman, and P. Dusicka, Seismic response evaluation of the linked column frame system, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 42(6) (2013) 795–814.
- [5] M. Malakoutian, J. W. Berman, P. Dusicka, and A. Lopes, Quantification of Linked Column Frame Seismic Performance Factors for Use in Seismic Design, *Journal of Earthquake Engineering*, 20(4) (2016) 535–558.
- [6] A. Lopes, P. Dusicka and J. Berman, Linked Column Frame Steel System Performance Validation using Hybrid Simulation, *Proc. of 10th US National Conference on Earthquake Engineering*, Anc, Alaska, (2014).
- [7] A. Lopes, Seismic Behavior and Design of the Linked Column Steel Frame System for Rapid Return to Occupancy, Ph.D. partial fulfillment, Civil and Environmental Engineering Dept., Portland State University, Oregon, USA, (2016).
- [8] S. Shoeibi, MA. Kafi, and M. Gholhaki, New Performance Based Seismic Design Method for Structures with Structural Fuse System, *Engineering Structures*, (132) (2017) 745-760.
- [9] S. Shoeibi, MA. Kafi, and M. Gholhaki, Performance Based Seismic Design and Parametric Assessment of Linked Column Frame System, *Periodical Polytechnic Civil Engineering*, (62) (2018) 555-569.
- [10] V. Jaber, A. Asghari, Evaluation of Seismic Response

- buildings, The structural design of tall buildings, 11(5) (2002) 329-351.
- [26] CEN, Eurocode 8: design provisions for earthquake resistant structures. EN-1998-1:2004, European Committee for Standardization, Brussels, Belgium, 2004.
- [27] P. Dusicka, G. Lewis, Investigation of replaceable sacrificial steel links, Proceedings of the 9th U.S. National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, number 1659. EERI, (2010).
- [28] E. A. Sumner, T. M. Murray, Behavior of Extended End-Plate Moment Connections Subjected to Cyclic Loading, Journal of Structural Engineering, 128(4) (2002) 501-508.
- [29] J. Liu, A. Astaneh-Asl, Cyclic testing of simple connections including effects of slab, Journal of Structural Engineering, 126(1) (2000) 32-39.
- [30] J. Liu, A. Astaneh-Asl, Moment-rotation parameters for composite shear tab connections, Journal of Structural Engineering, 130(9) (2004) 1371-1380.
- [31] S. C. Goel, S. H. Chao, Performance-based plastic design: earthquake-resistant steel structures, International Code Council, 2008.
- University of California, Berkeley, Berkeley, CA. Available Online at <http://www.opensess.berkeley.edu>, (2016).
- [20] AISC, Seismic Provisions for Structural Steel Buildings, ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, 2016.
- [21] FEMA 356, Pre-standard and Commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings, In Federal Emergency Management Agency, Washington DC, USA, 2000.
- [22] BHRC-2800, Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings: Standard No. 2800, 4th ed., Tehran: Road, Housing and Urban Development Research Center, 2014. (In Persian).
- [23] T. J. Sullivan, M. J. N. Priestley, and G. M. Calvi, Seismic Design of Frame-Wall Structures, IUSS Press, Pavia, Italy, 2006.
- [24] D. N. Grant, C. A. Blandon, and M. J. N. Priestley, Modelling Inelastic Response in Direct Displacement-Based Design, Report 2005/3, IUSS Press, Pavia, Italy, 2005.
- [25] A. S. Elnashai, A. M. Mwafy, Over strength and force reduction factors of multistorey reinforced-concrete

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*J. Tazarv, A. Mohebkhah, Evaluation of Direct Displacement-based Designed Linked Column Steel Frame (LCF) Systems, Amirkabir J. Civil Eng., 53(11) (2022) 4809-4830.*

DOI: 10.22060/ceej.2020.18551.6898



