



Development of an efficient structural system against the progressive collapse of explosive loads for protective measures

A. Shokoohfar¹, M. Rahai³, F. Khosravi^{2*}

¹ Department of Civil Engineering, Islamic Azad University, Qazvin, Iran.

² Passive Defense Department, Emam Hussein University, Tehran, Iran.

³ Department of Civil Engineering, Sharif University of Technology, Tehran, Iran.

ABSTRACT: Progressive collapse can be caused by the failure and instability of a small part of the structure that gradually develops as a chain function and eventually leads to the collapse of an important part of the structure. Progressive collapse may happen due to explosion, fire, earthquake, vehicle collision and errors in the design and construction of building with any system type. Reinforced concrete (RC) load-bearing wall system is one of the appropriate structural systems for average height buildings that Based on the number of walls in plan and reduction in lateral force contribution, this system in addition to its strength against earthquake, according to volume of construction materials is economical. It can be constructed with high speed, accuracy, and quality. In this thesis, the effect of progressive collapse on the RC load-bearing wall system has been studied and its performance is compared to the RC moment frame. For this purpose, three-dimensional models of 10-story structures with the same plan in both systems, have been selected. The effects of geometric and material nonlinearity are considered and cross sections are modeled by fiber elements. To ensure the accuracy of modeling by fiber section method, the analysis results are validated by an experimental model of RC load-bearing wall.

Review History:

Received: 2018-04-14

Revised: 2019-01-07

Accepted: 2019-02-20

Available Online: 2019-02-20

Keywords:

Progressive collapse

RC moment frame

Fiber section method

Pushdown analysis

Column Removal

1. INTRODUCTION

An explosion or a vehicle-column crash may remove the column instantaneously. The present study attempts to model the gradual removal of the column. Moreover, the result would be compared the findings in the scenario of instantaneous removal of column. Decreasing strength in terms of stiffness is modeled as the gradual removal, and the modeling concept considered for this phenomenon is a gradual reduction in stiffness of the reinforced concrete cross-section affected by fire. To study the structural behavior, the nonlinear dynamic method was used. Bao et al. (2010) proposed a macro model-based approach to enable post-event progressive collapse analysis of reinforced concrete (RC) frame-wall structures [1]. Shi et al. (2010) proposed a new method for progressive collapse of reinforced (RC) frame structures by considering non-zero initial conditions and initial damage to adjacent structural members under blast loading [2]. Khandelwal et al. (2011) presented a technique termed 'pushdown analysis' that can be used to investigate the robustness of building systems by computing residual capacity and establishing collapse modes of a damaged structure [3]. Li et al. (2011) proposed a new tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures [4]. The applicability and reliability of the proposed method is verified through numerical design examples. Salem et al. (2011)

*Corresponding author's email: fr.khosravi@aut.ac.ir

presented a three-dimensional discrete crack model based on the applied element method that is used to perform economic design for reinforced concrete structures against progressive collapse [5]. Sasani et al. (2011) proposed a method for finite element modeling and analysis of RC elements that accounts for bar fracture [6]. Fang (2012) describes recent developments in the performance-based design of multi-story buildings against progressive collapse due to localized fire [7]. Kai et al. (2012) carried out experimental and analytical studies on RC moment-resisting frame after it is subjected to the loss of its ground-story exterior column [8]. Szuladzinski (2012) investigated the creation of a set of engineering formulas approximating structure response to a loss of one of supporting columns [9]. Tsai (2012) used linear and nonlinear static procedures for evaluating the alternative load paths of building frames under column loss conditions were refined in the latest UFC 4-023-03 in 2009 [10, 11]. For this purpose, static and dynamic analyses are carried out for several moment-resisting frames subjected to column loss and accuracy of the analytical formulae in predicting the collapse resistance is also demonstrated. Pachenari et al. (2013) evaluated the influence of some external and corner column removal cases by nonlinear procedures in all stories of a regular structure based on the acceptance criteria of UFC 4-023-03 [12]. Qian et al. (2011) studied the vulnerability of conventional RC structures to structural failure caused by the



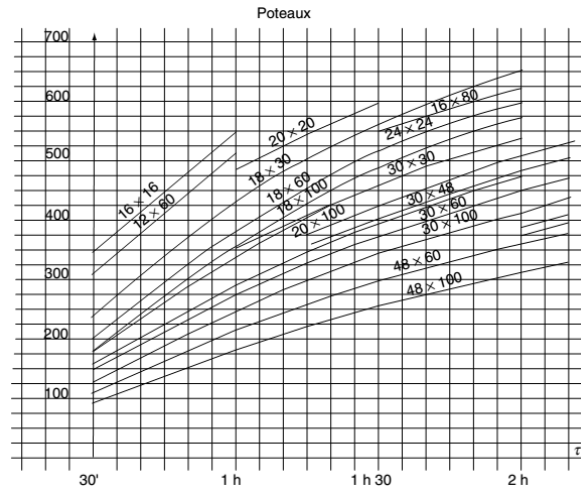


Fig. 1. Temperature of reinforced concrete section versus time during fire

Table 1. Stiffness ratio of secondary columns to the main column

Time (Hour)	Temperature (°C)	Concrete strength reduction factor	Bar strength reduction factor	Stiffness ratio of secondary column to main column
0.5	105	1	1	0
1	225	1	1	0
1.5	325	0.88	1	6.05
2	350	0.84	1	2.11
3	400	0.77	1	4.38
3.5	450	0.67	0.76	4.61
4	500	0.61	0.53	4.88
4.5	550	0.53	0.29	5.21
5	600	0.45	0.13	5.61
5.5	650	0.39	0.09	4.41
6	700	0.34	0.05	4.65
6.5	750	0.28	0	5.06
7	800	0.23	0	5.60
7.5	850	0.17	0	6.36
8	900	0.11	0	7.54
8.5	950	0.06	0	9.82
9	975	0.03	0	6.95
9.5	1000	0	0	16.76

loss of corner columns [13]. The experimental results were compared with the DoD design guidelines to highlight the deficiencies of the recently updated guidelines.

2. MODELING PROCEDURE FOR COLUMN REMOVALS

Figure 4 shows temperature variations for different dimensions of the sections. The dimensions are in centimeters and the time is shown in hours. To model the gradual removal of the column, first, the column is replaced with several parallel secondary columns with equivalent total axial and flexural stiffness. The coordinates of nodes at either end of the secondary columns are the same as that of the main column. Removal of a secondary column at a certain time represents reduction in stiffness of the reinforced concrete section due to fire up to the same time. The secondary columns are arranged in a way that removal of the last secondary column means total failure of concrete section in fire under vertical load. Therefore, the characteristics of the secondary columns are defined based on strength reduction functions of concrete sections due to fire and the temperature-time curve for the reinforced concrete section (Figure 4). Discretizing the time, the temperature caused by fire is read using Figure 4 and dimensions of the section. In the next step, using the temperature obtained in the previous step and the abovementioned functions, strength reduction factors for concrete.

Given the code formula for calculating concrete modulus of elasticity, it is concluded that the modulus of elasticity is directly related to the square root of compressive strength of concrete and keeping in mind that axial (EA) and flexural stiffness (EI) are reduced when the structure is on fire, the decrease in modulus of elasticity during fire is represented by gradual change in cross-section and moment of inertia. As a result omitting the right number of secondary columns at right time would be resembling the gradual deterioration of column axial and flexural stiffness. In this way, time characteristics of secondary columns representing cross-section and moment of inertia are obtained, respectively. Given the description provided above, the ratio of secondary column stiffness to that of the main column (stiffness ratio) is presented in Table 4. Secondary columns are removed in the same manner as instantaneous removal. First, stiffness ratios are used to calculate the internal force of each secondary column, and then the forces are removed at predetermined points in time (forces equal reaction of each secondary column exerted in opposite directions).

3. PROGRESSIVE COLLAPSE ANALYSIS

In this part of the research, the modeling procedure for progressive collapse is caused by the gradual reduction in stiffness of the column, or in other words, the gradual removal of the column is examined. Progressive collapse has been studied based on strength reduction of columns

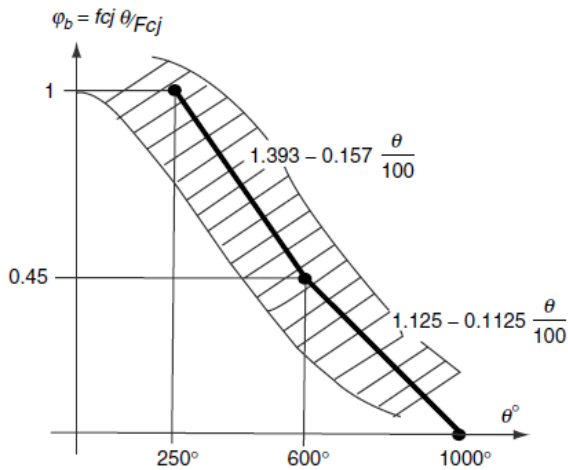


Fig. 2. Concrete strength reduction factor versus temperature of fire

affected by fire. Figure 2 shows the concrete strength reduction factor which is defined as the ratio of compressive strength of concrete at a certain temperature of fire to its basic compressive strength. The bars at the reinforced concrete section suffer from a reduction in strength due to fire. The procedure of nonlinear dynamic analysis for modeling the instantaneous removal of columns in a structure is described. First, static analysis is performed under gravity loads and then internal forces in the column to be removed through progressive collapse are determined. In the next step, the column is removed from the model and replaced by the reaction force at the top of the column. Once again, static analysis is performed under gravity loads. It has been verified that the results of this analysis are the same as the results of the previous analysis (prior to removing the column). Instantaneous removal is modeled by dynamic analysis in a case where forces equal to the reaction of the removed column are instantaneously exerted on the model in the opposite direction as an impulse.

4. MODELING ASSUMPTIONS IN SAP2000

Confined and unconfined concrete and nonlinear steel in SAP2000 were used to model concrete and steel, respectively. Table 5 shows the parameters used for cover and core concretes. The strain hardening factor for Steel was set at $b = 0.01$. All nonlinear beam-columns have elastic torsional stiffness, which is aggregated to fiber sections. Torsional stiffness for each section is equal to $G \times J$ where G is the concrete modulus of torsion and J is the torsional moment of inertia calculated based on dimensions of the sections. Service loads for progressive collapse analysis of structures are calculated based on GSA guideline [14]. Load factors of 1 and 0.25 are used for dead load and live load, respectively. These loads are applied to each node of the structure according to the node tributary area. Column and beam weights are applied to each node of the structure according to the tributary lengths. Obviously, progressive collapse is caused by removal of column results in major rotations and deformations in the structure, and particularly in the elements adjacent to the removed columns. For precise modeling of structural

behavior, large deformations in elements were analyzed using the co-rotational coordinate system. The system geometrically transforms the stiffness of beams and resisting forces from the basic system to the global coordinate system. In this approach, rigid deformation is subtracted from total deformation. It is assumed that remaining deformations lead to strains in the updated local axis system of elements which, in turn, results in plastic deformation in the elements. Therefore, in addition to nonlinear behavior which was included in the model based on the definition of nonlinear stress-strain relationships for concrete and steel fibers, geometric nonlinearity is also applied to the model using co-rotational coordinate system.

5. RESULTS

Methods of reducing the rate of fire lead to demand (stress and deformation) reduction in structure particularly in adjacent elements of the zone of fire. Dynamic amplification effects caused by instantaneous removal of the column lead to a higher demand for stress and deformation in the structure compared to gradual removal of the column. Vertical displacement of the upper node of columns after gradual removal is 70 to 78 percent of the maximum vertical displacement after instantaneous removal. In the instantaneous scenario, maximum axial forces at adjacent columns of the removed column are two to five percent greater than the forces exerted in the gradual scenario, while at the equilibrium, the axial load on adjacent columns of the removed column in instantaneous cases are the same as respective values in gradual cases with 1 percent difference. The increased force exerted on adjacent columns after the removal of the column exceeds the axial force exerted on this column before the removal. This can be the result of reduction in axial load or reloading on adjacent columns when the column is removed. In both scenarios, the percentage of increase in axial forces of adjacent columns of the removed column at the end of the analysis (equilibrium state) compared to the same value prior to removal of the column, which reflects the contribution of each column in redistribution of forces bore by the removed column is equal to 1 percent difference. Maximum bending moment at the adjacent beams of the removed column in the instantaneous scenario are 6 to 10 percent larger than the bending moments in the gradual scenario, while at the equilibrium, bending moment at the adjacent beams of the removed column in the instantaneous scenario are the same as the values obtained in the gradual scenario with 2 percent difference. Plastic deformation in the adjacent beams of the removed column in gradual removal is 70 to 73 percent of the plastic deformation in the instantaneous removal. The stresses caused in the bottom bars of the adjacent beams of the removed column in the gradual scenario are 80 to 96 percent of the stresses in the gradual case. Damping selected for gradual removal has no effect on the results, while the results obtained in the instantaneous scenario are damping dependent. Setting damping ratio at its minimum value results in a more critical analysis. This means that larger forces and displacements occur in the structure after removal of the column. If the tensile strength of concrete is considered in the analysis, demand for force and deformation decreases. As a result, if the tensile strength of the concrete is assumed to be zero, it would lead to a conservative assumption in the

analysis.

REFERENCES

- [1] Bao, Yihai, Hai S. Lew, and Sashi K. Kunnath. "Modeling of reinforced concrete assemblies under column-removal scenario." *Journal of Structural Engineering* 140.1 (2012): 04013026.
- [2] Shi, Yanchao, Zhong-Xian Li, and Hong Hao. "A new method for progressive collapse analysis of RC frames under blast loading." *Engineering Structures* 32.6 (2010): 1691-1703.
- [3] Khandelwal, Kapil, and Sherif El-Tawil. "Pushdown resistance as a measure of robustness in progressive collapse analysis." *Engineering Structures* 33.9 (2011): 2653-2661.
- [4] Li, Yi, et al. "An improved tie force method for progressive collapse resistance design of reinforced concrete frame structures." *Engineering Structures* 33.10 (2011): 2931-2942.
- [5] Salem, H. M., A. K. El-Fouly, and H. S. Tagel-Din. "Toward an economic design of reinforced concrete structures against progressive collapse." *Engineering Structures* 33.12 (2011): 3341-3350.
- [6] Sasani, M. and Sagioglu, S., Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of a 20 story RC Structure Following Loss of an Interior Column, *Structural Journal*, American Concrete Institute, Vol.107, No. 6, pp.636-644, 2010.
- [7] Fang, C., et al. "Robustness of steel-composite building structures subject to localised fire." *Fire Safety Journal* 46.6 (2011): 348-363.
- [8] Kai, Qian, and Bing Li. "Slab effects on response of reinforced concrete substructures after loss of corner column." (2012).
- [9] Szuladziński, Gregory. "Terminal strength and energy capacity of RC beams during progressive collapse of multistory buildings." *International Journal of Protective Structures* 3.1 (2012): 37-60.
- [10] Tsai, Meng-Hao, and Tsuei-Chiang Huang. "Numerical investigation on the progressive collapse resistance of an RC building with brick infills under column loss." *International Journal of Engineering and Applied Sciences* 7.1 (2011): 27-34.
- [11] U.S. DoD. (2008). Structures to resist the effects of accidental explosions (UFC 3-340-02). Washington, DC: US DoD.
- [12] Pachenari, Alireza, Abolghassem Keramati, and Zahra Pachenari. "Investigation of progressive collapse in intermediate RC frame structures." *The structural design of tall and special buildings* 22.2 (2013): 116-125.
- [13] Qian, Kai, and Bing Li. "Experimental and analytical assessment on RC interior beam-column subassemblages for progressive collapse." *Journal of Performance of Constructed Facilities* 26.5 (2011): 576-589.
- [14] United States General Services Administration (GSA), Progressive Collapse Analysis and Design Guidelines for New Federal Office Building and Major Modernization Project, Washington D.C, 2003.

HOW TO CITE THIS ARTICLE

A. Shokoohfar, F. Khosravi, M. Rahai, Development of an efficient structural system against the progressive collapse of explosive loads for protective measures, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(2) (2020) 107-110.

DOI: [10.22060/ceej.2019.14322.5623](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.14322.5623)





بررسی مقایسه‌ای عملکرد سیستم‌های قاب خمشی و دیوار باربر در برابر خرابی پیش‌رونده

احمد شکوه‌فر^{۱*}، محمد رهایی^۲، فریدون خسروی^۳

^۱گروه مهندسی عمران، واحد قزوین، دانشگاه آزاد اسلامی، قزوین، ایران

^۲دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شریف، تهران، ایران

^۳دانشکده پدافند غیرعامل، دانشگاه امام‌حسین، تهران، ایران

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۷-۰۱-۲۵

بازنگری: ۱۳۹۷-۱۰-۱۷

پذیرش: ۱۳۹۷-۱۲-۰۱

ارائه آنلاین: ۱۳۹۷-۱۲-۰۱

کلمات کلیدی:

خرابی پیش‌رونده

بارهای حرارتی

سیستم دال و دیوار

تحلیل Pushdown

حذف ستون

خلاصه: خرابی پیش‌رونده را می‌توان ناشی از گسیختگی و ناپایداری قسمت کوچکی از سازه تحت عواملی مانند: انفجار، آتش‌سوزی، زلزله، برخورد وسایل نقلیه و خطاهای ناشی از طراحی و اجرای ساختمان دانست که با یک عملکرد زنجیره‌ای به تدریج، گسترش پیدا می‌کند و در نهایت منجر به خرابی قسمت مهمی از سازه می‌گردد. سیستم دیوار باربر بتنی یکی از سیستم‌های سازه‌ای مناسب برای آن‌ها ساختمان‌های میان‌مرتبه به شمار می‌رود که با توجه به تعداد دیوارها در پلان و کاهش سهم نیروی جانبی آن‌ها، این سیستم علاوه بر مقاوم بودن در برابر زلزله، از نظر حجم مصالح مصرفی نیز اقتصادی است و می‌توان آن را با سرعت، دقت و کیفیت بالایی اجرا کرد. در این تحقیق اثر خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف ناگهانی و تدریجی المان‌های باربر بحرانی بر روی سیستم دیوار باربر بتنی مورد بررسی قرار گرفته و عملکرد آن با سیستم قاب خمشی بتنی مقایسه شده‌است. حذف ناگهانی المان‌های باربر ناشی از اثر ضربه، انفجار یا برخورد وسایل نقلیه و حذف تدریجی ناشی از افت خواص مکانیکی مصالح و انبساط المان‌های باربر در معرض آتش‌سوزی در نظر گرفته شده‌است. پتانسیل خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف المان‌های باربر بر روی اعضای باربر مجاور و پایداری کلی آن‌ها ساختمان‌ها، در موقعیت‌های مختلفی از طبقات و پلان، توسط تحلیل‌های حرارتی، دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (Pushdown Analysis) در سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه، ارزیابی شده‌است. مقایسه بین نتایج تحلیل‌های Pushdown انجام شده در هر دو سیستم، نشان‌دهنده پایداری و مقاومت بسیار بالاتر، سختی بیشتر و شکل پذیریشکل‌پذیری کمتر سیستم دیوار باربر بتنی نسبت به سیستم قاب خمشی بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده است.

۱- مقدمه

دهه‌های اخیر در ایران و به‌ویژه در شهر تهران، تامین مسکن به یکی از مهم‌ترین مسائل کشور تبدیل شده‌است. در این راستا تولید انبوه مسکن با رعایت استانداردها و ضوابط مربوط به پایداری و پایداری آن‌ها ساختمان‌ها در شرایط مختلف اقلیمی و لرزه‌خیزی کشور، به‌عنوان الگویی با مزایایی نظیر توجهات فنی، اقتصادی و زمانی مورد توجه جدی قرار گرفته‌است. استفاده از سازه‌های بتن آرمه به دلیل مزایای مختلفی که نسبت به سازه‌های فولادی دارا هستند به سرعت در حال گسترش است. به صورتی که امروزه در مقیاس

جمعیت جهان روز به روز در حال افزایش است و روند شهرنشینی نیز همراه با آن افزایش پیدا می‌کند. با گسترش جوامع صنعتی نیاز به مسکن به‌عنوان یکی از نیازهای حیاتی برای اقشار جامعه مطرح است. نیاز به تعداد زیاد مسکن و هم‌چنین سرعت در اجرا باعث شد که اولین بار بعد از جنگ جهانی دوم، روشی با عنوان انبوه‌سازی صنعتی مسکن مورد استفاده قرار بگیرد. به دنبال رشد فزاینده شهرنشینی در

* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: fr.khosravi@aut.ac.ir



مدل سازی و تحلیل خرابی پیش‌رونده، می‌توان اعضای بحرانی و نقاط ضعف سیستم را در برابر بارهای غیر عادی تشخیص داد و با تقویت آن‌ها و ایجاد مسیرهای بار جایگزین، جان ساکنین و پایداری سازه را بیمه کرد.

از آن جایی که استفاده از سیستم دیوار باربر بتنی در سطح جهان بسیار متداول است و در کشورمان نیز اجرای آن‌ها ساختمان‌ها با این سیستم با استقبال روز افزونی مواجه بوده‌است (به خصوص در پروژه‌های انبوسازی و درحد وسیع مانند پروژه‌های مسکن مهر) این سوالات مطرح می‌شود که :

آیا سیستم دیوار باربر بتنی می‌تواند در برابر حوادثی مانند انفجار، آتش‌سوزی، برخورد وسایل نقلیه و یا ضعف در اجرا عملکرد مناسبی داشته‌باشد؟ آیا سیستم دیوار باربر بتنی می‌تواند سطح عملکرد موردنظر و پایداری خود را در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از این حوادث حفظ کند؟ آیا سیستم دیوار باربر بتنی که بر مبنای آیین‌نامه‌های موجود و در ناحیه خطی طراحی شده‌است، می‌تواند در برابر حوادث مذکور مقاومت لازم را از خود نشان دهد؟ آیا پایداری و مقاومت سیستم دیوار باربر بتنی نسبت به دیگر سیستم متعارف بتنی، یعنی قاب خمشی بتنی، در برابر خرابی پیش‌رونده بیشتر است؟ با توجه به استفاده وسیع و گسترده از سیستم دیوار باربر بتنی، یافتن جواب‌هایی قابل اطمینان که بر مبنای رفتار واقعی سازه در محدوده غیرخطی و براساس تحلیل‌های دقیق دینامیکی و استاتیکی غیرخطی با استفاده از بهترین و قدرتمندترین نرم‌افزارهای مربوط به تحلیل های غیرخطی باشد، ضروری به نظر می‌رسد.

هدف از انجام این تحقیق بررسی عملکرد و پایداری سیستم دیوار باربربتنی در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از بارهای ضربه‌ای و حرارتی و مقایسه عملکرد سیستم دیوار باربر بتنی با سیستم قاب خمشی بتنی، در برابر خرابی پیش‌رونده می‌باشد.

از آن جایی که در سیستم دیوار باربر بتنی، دیوارها مسئولیت تحمل کلیه بارهای ثقلی و جانبی را برعهده دارند، بنابراین المان‌هایی که از آن‌ها رفتار غیرخطی انتظار می‌رود نیز دیوارها می‌باشند، این امر اهمیت مدل‌سازی مناسب برای بررسی رفتار غیرخطی دیوارهای سازه‌ای را مشخص می‌سازد. بنابراین مدل‌سازی به روش فایبربندی مقاطع با نتایج نمونه آزمایشگاهی از دیوار باربر بتن مسلح اعتبارسنجی شده‌است. مدل‌هایی سه‌بعدی از ساختمان‌های ۱۰ طبقه با پلانی

وسعی از این سازه‌ها استفاده می‌شود. با توجه به عملکرد مناسب در زمین لرزه‌های شدید گذشته، تلاش‌های گسترده‌ای توسط محققین جهت بهینه کردن و رفع نواقص موجود در سازه‌های بتن آرمه انجام می‌گیرد. در همین راستا و با توجه به نیاز شدید اقشار جامعه به مسکنی مقاوم و مناسب و با در نظر گرفتن شرایط و محدودیت‌های موجود برای ساختمان‌سازی، سیستم‌های سازه‌ای جدیدی ایجاد شده‌اند که از مهم‌ترین آن‌ها می‌توان به سیستم دیوار باربر بتنی اشاره کرد. سیستم دیوار باربر بتنی یکی از سیستم‌های سازه‌ای مناسب و قابل توجه برای مهندسان است که با توجه به تعدد دیوارها در پلان و کاهش سهم نیروی جانبی آن‌ها، این سیستم علاوه بر مقاوم بودن در برابر زلزله، از نظر حجم مصالح مصرفی نیز اقتصادی است و می‌توان آن را با سرعت، دقت و کیفیت بالایی اجرا کرد.

اعضای سازه اصلی این سیستم، دیوارهای باربری هستند که علاوه بر تحمل بارهای ثقلی در برابر بارهای جانبی نیز مقاومت می‌کنند. به دلیل اتصال مستقیم دال‌ها به دیوارها و سطح گسترده اتصال آن‌ها، ماهیت نیروها از حالت گره‌ای و متمرکز، به صورت گسترده نمایان می‌شود. انتقال نیروها در سطح بیشتری صورت گرفته و تمرکز تنش در محل اتصالات کاهش چشم‌گیری می‌یابد. اتصال دیوارها در محل تقاطع، ضمن افزایش درجه نامعینی سازه، پایداری و عملکرد لرزه‌ای مناسبی برای سیستم ایجاد می‌کند. با توجه به ضوابط منظم بودن پلان و ارتفاع این سیستم، توزیع مناسب جرم و سختی، باعث ارتقای عملکرد لرزه‌ای آن می‌شود. خرابی پیش‌رونده را می‌توان ناشی از گسیختگی و ناپایداری قسمت کوچکی از سازه دانست که با یک عملکرد زنجیره‌ای به تدریج، گسترش پیدا می‌کند و در نهایت منجر به خرابی قسمت مهمی از سازه می‌شود. خرابی پیش‌رونده تحت عواملی مانند : انفجار، آتش‌سوزی، زلزله، برخورد وسایل نقلیه و هم‌چنین خطاهای ناشی از طراحی و اجرای ساختمان در هر نوع سیستمی، می‌تواند ایجاد شود. در آن‌ها ساختمان‌ها، وقتی که اعضای باربر اصلی از بین می‌روند، سایر اعضای متصل به عضو آسیب دیده تکیه‌گاه خود را از دست می‌دهند و نیرویی که قبلاً توسط عضو آسیب دیده تحمل می‌شد، در سازه بازتوزیع می‌گردد. اگر سازه نتواند به شرایط تعادل استاتیکی جدید برسد، خرابی اولیه منجر به خرابی و ناپایداری قسمت وسیعی از آن می‌شود و سیستم را از حد سرویس و سطح عملکرد پیش‌بینی شده خارج می‌کند. بنابراین با استفاده از

محدودی از تیر مورد نظر اعتبارسنجی گردید. در این تحقیق پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه و بازتوزیع دینامیکی نیرو پس از حذف ستون بررسی شده است [۶].

در سال ۲۰۱۰ (Mehrdad Sasani) و Sagiroglu Serkan در یک بررسی تجربی، اثر حذف یک ستون داخلی در طبقه اول ساختمان ۲۰ طبقه مربوط به بیمارستان باپتیسیت را ارزیابی کردند [۷]. در سال ۲۰۰۶ (Pekau) و (Yuzhu Cui) خرابی پیش‌رونده در سازه‌های ساخته‌شده با پانل‌های بزرگ پیش‌ساخته بتنی را مورد بررسی قرار دادند [۸]. یک سازه دوازده طبقه سه دهانه برای حالت‌های مختلف خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار گرفت. هدف از این تحقیق بررسی تأثیر زمان شروع خرابی موضعی پانل‌ها بر روی پاسخ دینامیکی سازه و بررسی عملکرد و شکل‌پذیری اتصالات قائم برای جلوگیری از ادامه روند تخریب بود. در سال ۲۰۰۶ (Hyunjin Kim) خرابی پیش‌رونده سازه‌های بتن آرمه دارای نقص سازه‌ای را مورد بررسی قرار داد [۵]. در این تحقیق برای مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف آبی ستون از نرم‌افزار Perform-Collapse استفاده شد. در سال ۲۰۰۸ (Osama A. Mohammad) پتانسیل خرابی پیش‌رونده در پانل‌های گوشه کف ساختمان بتن آرمه را مورد ارزیابی قرارداد [۹]. در این تحقیق حساسیت بالای بعضی سازه‌ها نسبت به حذف یک ستون گوشه نشان داده شد. در سال ۲۰۱۰ (Yihai Bao) و (Sashi Kunnath) تحلیل خرابی پیش‌رونده را بر روی دیوارهای برشی موجود در قاب خمشی بتن مسلح انجام دادند [۱۰]. در روند انجام این تحقیق دو سیستم به صورت جداگانه و برای ناحیه‌های لرزه‌خیزی متفاوت، طراحی شدند و با حذف دیوار برشی در پایین‌ترین تراز ساختمان عملکرد این دو سیستم در برابر خرابی پیش‌رونده با یکدیگر مقایسه گردید. در سال ۲۰۱۰، (Mostafaei) و (Kabeyasawa) تحقیقی آزمایشگاهی-تحلیلی، بر روی اثر آتش پس از زلزله در یک ساختمان بتن آرمه با دیوار برشی انجام دادند [۱۱]. در این پروژه یک ساختمان ۶ طبقه بتنی همراه با دیوار برشی در مقیاس واقعی بر روی میز لرزه قرار داده شد و عملکرد آن هنگامی که تحت اثر زلزله ۱۹۹۵ کوبه (Kobe)، قرار گرفت، ارزیابی گردید. در سال ۲۰۱۱ بهروز بهنام و حمید رونق (Behnam & Ronagh) از دانشگاه کوپینزلند استرالیا تحقیقی را در زمینه بررسی عملکرد سازه‌های بتن مسلح در آتش‌سوزی پس از زلزله انجام دادند [۱۲].

مشابه در هر دو سیستم طراحی شده است. سپس با لحاظ کردن اثرات غیرخطی هندسی و مصالح و به روش فایبربندی مقاطع در نرم‌افزار، مدل‌سازی شده‌اند. پتانسیل خرابی پیش‌رونده ناشی از حذف المان‌های باربر بر روی اعضای باربر مجاور و پایداری کلی ساختمان‌ها، در موقعیت‌های مختلفی از طبقات و پلان، توسط تحلیل‌های حرارتی، دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیر خطی (Pushdown) در سیستم‌های سازه‌ای مورد مطالعه، ارزیابی شده است.

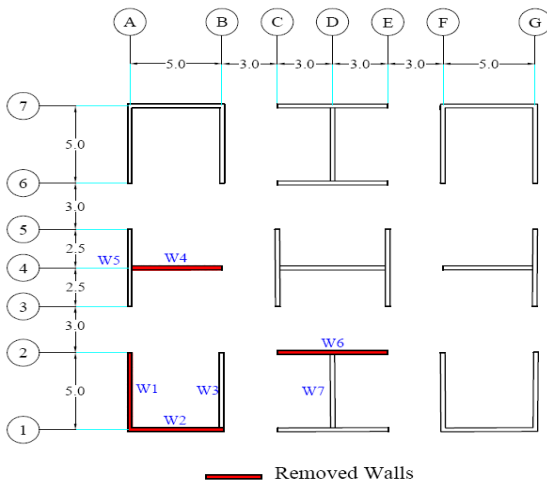
۲- مروری بر ادبیات فنی

آیین‌نامه‌های مختلفی در سراسر دنیا، برای طراحی و آنالیز سازه‌ها در برابر خرابی پیش‌رونده تدوین شده‌اند که از معروف‌ترین آن‌ها می‌توان به آیین‌نامه‌های UFC [۱] و GSA [۲] که برای ارتش و فدرال آمریکا می‌باشد، اشاره کرد. شرایطی که خرابی موضعی در یک عضو سازه‌ای اصلی منجر به خرابی المان‌های کناری می‌شود و یا به عبارتی منجر به خرابی اضافی در سازه می‌شود. بنابراین کل خسارت وارده بر سازه نامتناسب با دلیل به‌وجودآورنده خرابی می‌باشد [۳]. خرابی پیش‌رونده انتشار یک خسارت موضعی به علت یک پدیده به‌وجودآورنده خرابی اولیه، از یک المان به المان دیگر است، که در نهایت منجر به خرابی کل سازه یا خرابی نامتناسب بخش بزرگی از سازه می‌شود. از این نوع خرابی به خرابی نامتناسب نیز تعبیر می‌شود [۴]. حوادثی مانند: انفجار، آتش‌سوزی، زلزله، برخورد وسایل نقلیه و یا حملات بمب‌گذاری و تروریستی و هم‌چنین خطاهای ناشی از محاسبات، طراحی و اجرا به همراه ضعف در شکل‌پذیری ساختمان، باعث ایجاد خرابی پیش‌رونده در سازه‌ها می‌گردند [۵]. خرابی پیش‌رونده ممکن است درحین عملیات اجرایی و ساخت‌وساز اتفاق بیافتد. در این موارد عدم آگاهی کارگران از عملکرد ساختمان، که با برداشتن زود هنگام پایه‌ها و قالب‌ها باعث ضعف در اعضای اصلی باربر ساختمان شده‌اند، به‌عنوان عامل خرابی گزارش شده است. طراحی غیراصولی و نادیده گرفتن بارهای زنده خارج از حد انتظار نیز از جمله مواردی است که باعث ایجاد این نوع خرابی در سازه‌ها شده است. در سال ۲۰۰۸ (Mehrdad Sasani) و (Jesse Kropelinicki) در یک مطالعه ارزشمند آزمایشگاهی، رفتار مدل ۳/۸ مقیاس‌شده تیر پیوسته پیرامونی در یک قاب بتن آرمه را پس از حذف آبی ستون متصل به آن بررسی کردند. نتایج آزمایشگاهی با مدل اجزای

۳- مدل‌سازی

نرم‌افزار SAP2000 از قوی‌ترین، کامل‌ترین و شناخته‌شده‌ترین نرم‌افزارهای قابلیت تحلیل غیرخطی است. در این نرم‌افزار علاوه بر این که می‌توان از تکنیک‌های مدل‌سازی جدیدی مانند فایبر برای مدل کردن رفتار واقعی دیوارها استفاده کرد، می‌توان انواع بارگذاری‌های حرارتی را به المان‌های پوسته‌ای و قابی شکل اختصاص داد.

به منظور مقایسه عملکرد سیستم دیوار باربر بتنی با سیستم قاب خمشی بتنی، سازه‌هایی ۱۰ طبقه با پلانی مشابه برای هر دو سیستم طراحی شده‌است (شکل‌های ۱ و ۲). لازم به ذکر است که با هدف بررسی عملکرد یک سازه واقعی در برابر خرابی پیش‌رونده، پلان سیستم دیوار باربر بتنی مربوط به ساختمانی موجود در منطقه



شکل ۱. پلان طبقات و نمای سه‌بعدی سیستم دیوار باربر بتنی
Fig.1. Stories plan and 3D of bearing wall system

با توجه به اینکه آیین‌نامه طراحی سازه‌ها در برابر زلزله ایران، هیچ اشاره‌ای به موضوع مهم آتش‌سوزی پس از زلزله نکرده‌است و به نوعی از آن چشم‌پوشی کرده این نگرانی وجود دارد که سازه‌های طراحی شده بر مبنای این آیین‌نامه نتوانند در برابر آتش‌سوزی پس از زلزله پایدار بمانند و این امر باعث فروریزش ساختمان شود. در سال ۲۰۱۲ (Jinkoo Kim) و (Min-Kang Jung) به بررسی پاسخ سازه‌های نامنظم در برابر خرابی پیش‌رونده پرداختند [۱۳]. نتایج نشان داد که پتانسیل وقوع خرابی پیش‌رونده در سازه‌های نامنظم بیشتر از سازه‌های منظم است و با افزایش درجه نامعینی سازه نامنظم می‌توان مقاومت آن را در برابر خرابی پیش‌رونده بیشتر کرد.

Yang و همکارانش نقش دال‌های کامپوزیت را در رفتار سازه‌های دارای سیستم بار بر جانبی قاب خمشی در برابر خرابی پیش‌رونده مورد بررسی قرار دادند، آن‌ها از طریق یک سلسله آزمایش‌ها و تحلیل‌های عددی نشان دادند نسبت ابعاد دال کامپوزیت بر رفتار قاب خمشی موثر است [۱۴].

Lin و همکارانش روش جدیدی را برای ارزیابی قاب‌های فولادی خمشی تحت اثر بارهای انفجار ابداع کردند. روشی برای مدل‌سازی و بارگذاری این سازه‌ها در برابر بارهای انفجاری پایه‌ریزی شد. روش مذکور با سایر روش‌های معمول مقایسه شد. آن‌ها اثبات کردند که شروع آسیب در طبقات ابتدایی اثری به مراتب موثرتر از وقوع آسیب ابتدایی در سایر طبقات بر روی اثر زنجیره‌ای خرابی‌ها دارد [۱۵].

Bredean و همکارانش تلاش بسیاری را برای تعیین میزان اثر تغییرات هندسی در ابعاد و مقاطع تیرها و دال‌ها بر رفتار قاب‌های خمشی بتن آرمه در برابر خرابی پیش‌رونده انجام دادند. مدل‌های عددی غیرخطی متعددی با هدف بررسی نقش سختی دال در باز توزیع نیروها پس وقوع حادثه صورت گرفت، و مدل‌های باز توزیع نیروها ارائه گردید [۱۶]. در این تحقیق نیز رفتار قاب‌های خمشی و دیوارهای بار بر که به همراه سیستم بابر ثقلی دال دو طرفه مورد استفاده قرار گرفته‌است، ارزیابی شده‌است. مدل‌های غیرخطی عددی پس از صحت‌سنجی بر مبنای تحقیقات معتبر، به منظور بررسی رفتار این سیستم‌های بار بر جانبی بر مبنای متغیرها بار محوری در ستون‌ها و جابه‌جایی، تحت بارهای انفجار که در یک فرایند دینامیکی به سازه اعمال می‌شود و بارهای آتش‌سوزی که در یک فرایند تدریجی به سازه وارد می‌شود، تحلیل شده و نتایج مورد بحث قرار گرفته‌است.

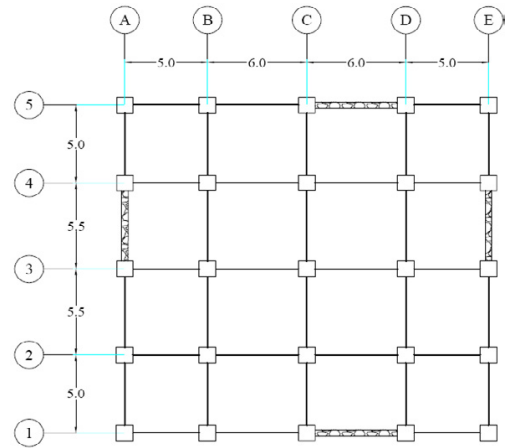
مقررات ملی ساختمان طراحی شده است. بار مرده کف طبقات و بام برابر 6 KN/m^2 و بار زنده طبقات و بام به ترتیب 2 KN/m^2 و $1/5 \text{ KN/m}^2$ در نظر گرفته شده است. هم چنین بار مرده دیوارهای پیرامونی طبقات و جان پناه بام به ترتیب 6 KN/m و 3 KN/m فرض شده است.

از آنجایی که برای مدل سازی دیوارهای باربر از المان پوسته ای Shell استفاده شده است، باید برای ارتباط گسترده دیوار با پی و بالا بردن دقت محاسبات، دیوارها هم در راستای طولی و هم در راستای قائم شبکه بندی شوند. در صورت عدم تقسیم بندی دیوارها، ارتباط دیوار با پی تنها در دو نقطه انتهایی برقرار می شود، که منجر به انتقال کوپل نیروی بزرگی به پی می گردد و روی نتایج تحلیل و عکس العمل های تکیه گاهی تاثیر می گذارد. تکیه گاه های پای دیوارها به صورت گیردار مدل شده است. با توجه به ضخامت سقف و عملکرد یکپارچه آن با دیوارهای بتنی و اجرای هم زمان و اتصال مناسب آن ها، دیافراگم کف صلب در نظر گرفته می شود که منطبق بر واقعیت است. بنابراین جابجایی تمام نقاط موجود در یک تراز ارتفاعی، یکسان می باشد.

اثر $P-\Delta$ یا اثر ثانویه، تاثیر بارهای محوری بر روی تغییر مکان های جانبی، برش ها و لنگرهای خمشی موجود در اعضای باربر قائم می باشد و نیز باعث افزایش تغییر مکان های جانبی طبقات می شود.

جرم لرزه ای هر گره از ساختمان به صورت جداگانه محاسبه و اختصاص داده شده است، زیرا در تحلیل های دینامیکی به خصوص برای بررسی خرابی پیش رونده به علت وابستگی نتایج تحلیل به جرم گره ها باید از متمرکز کردن جرم طبقه در مرکز جرم طبقه خودداری شود. با توجه به ضخامت دال ها و نحوه اجرای ساختمان بتن آرمه دیافراگم کف، صلب در نظر گرفته شده است. تمامی گره های موجود در تراز هر طبقه به دیافراگم صلب کف آن طبقه مقید شده اند. تکیه گاه های پایه ساختمان، گیردار در نظر گرفته شده است.

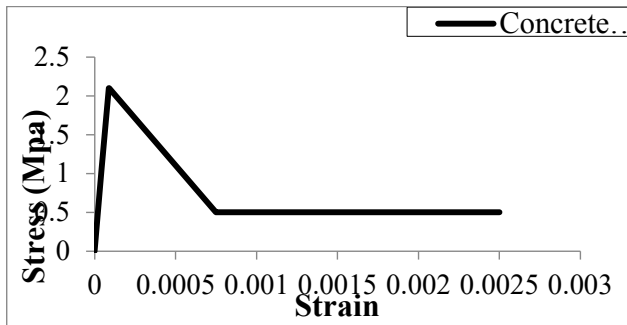
روشی که در این مقاله برای مدل سازی دیوارهای باربر و ستون ها (در سیستم قاب خمش) انتخاب شده است، تکنیک مدل فایبر می باشد. این روش دقیق ترین و از لحاظ زمان تحلیل طولانی ترین روشی است که برای مدل سازی المان ها از آن استفاده می شود. در مدل سازی فایبر، وضعیت تنش - کرنش مقطعی المان ها با انتگرال گیری از پاسخ



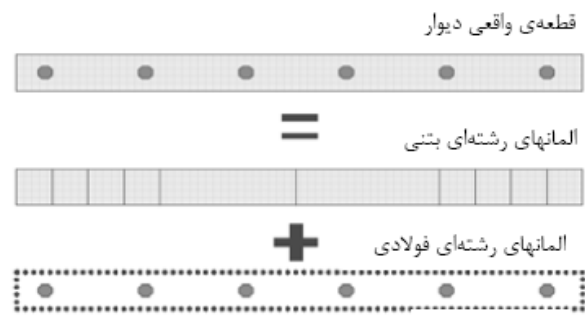
شکل ۲. پلان طبقات و نمای سه بعدی سیستم دوگانه قاب خمشی و دیوار برشی
Fig.2. Stories plan and 3D of dual system of moment frame and shear wall

پرند می باشد.

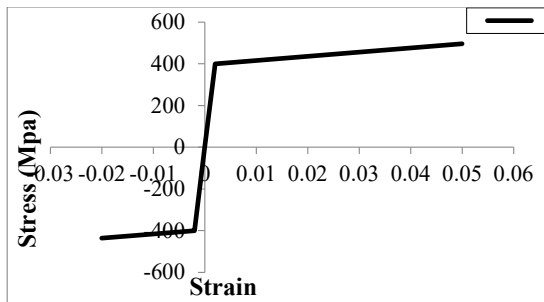
کاربری ساختمان ها اداری است. ابعاد تمامی پلان ها ۲۲ متر در ۲۱ متر و ارتفاع طبقات برابر با ۳ متر می باشد. سازه ها در ناحیه با خطر لرزه خیزی زیاد قرار دارند. شکل پذیری دیوارها در حد متوسط منظور شده است. سازه ها بر روی زمین نوع II و در ناحیه "پهنه با خطر نسبی خیلی زیاد" ساخته شده است. سقف ها از نوع دال دو طرفه می باشند. مقاومت مشخصه بتن مصرفی 25 MPa و مدول الاستیسیته بتن $2 \times 10^4 \text{ MPa}$ ، مقاومت جاری شدن فولاد 400 MPa و مدول الاستیسیته فولاد $2 \times 10^5 \text{ MPa}$ در نظر گرفته شده است. ساختمان مورد نظر مطابق ضوابط آیین نامه مبحث نهم



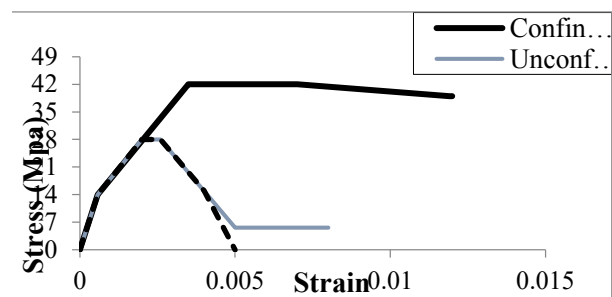
شکل ۵. منحنی تنش - کرنش غیرخطی بتن تحت کشش
Fig. 5. Stress-strain curve of concrete under uniaxial tension



شکل ۳. فایبربندی مقطع دیوار در نرم‌افزار SAP 2000 [۱۷]
Fig. 3. Wall section fibers in SAP 2000 software



شکل ۶. منحنی تنش - کرنش غیرخطی آرماتورها
Fig. 6. Stress-strain curve of reinforcement steel bars



شکل ۴. منحنی تنش - کرنش غیرخطی بتن تحت فشار
Fig. 4. Stress-strain curve of concrete under uniaxial compression

فایبرها استوار است. برای تعریف رفتار غیرخطی مصالح ستون‌ها و تیرها در نرم‌افزار SAP2000 از مفاصل پلاستیک غیرخطی مطابق با دستورالعمل FEMA356 استفاده شده است. در تمامی تحلیل‌ها با لحاظ کردن اثر $P-\Delta$ رفتار غیرخطی هندسی المان‌ها در نظر گرفته شده است. جهت اعمال اثرات ترک‌خوردگی دیوار بر روی رفتار عمود بر صفحه‌ی آن، میزان سختی خمشی عمود بر صفحه دیوار مطابق FEMA356 برابر با نصف سختی الاستیک داخل صفحه آن فرض شده است [۱۷ و ۱۸].

ای تعریف منحنی تنش-کرنش غیرخطی فایبرهای بتنی در ناحیه فشاری و درحالت‌های محصورشده و محصورنشده از مدل ارائه شده توسط Mander و همکارانش در سال ۱۹۸۸ استفاده گردیده است [۱۹].

نمودار تنش - کرنش ۵ خطی به نرم‌افزار معرفی می‌گردد، نمودار نهایی معرفی شده به برنامه به صورت شکل ۴ می‌باشد.

منحنی تنش - کرنش بتن محصورشده به فایبرهای بتنی ستون‌ها و اجزای مرزی دیوارهای سازه‌ای و منحنی تنش - کرنش بتن

تنش - کرنش محوری غیرخطی فایبرهای مجزا که مقطع به آن‌ها تقسیم شده است (یعنی فولاد، بتن محدودشده و بتن محدودنشده) به دست می‌آید. استفاده از این روش امکان نمایش گسترده غیرخطی در طول عضو را فراهم می‌کند و دیگر نیازی به کالیبره کردن هر گونه المان با مفاصل متمرکز نیست. مدل مصالح غیرخطی می‌تواند به صورت الاستیک - پلاستیک کامل یا رابطه تنش - کرنش چند خطی برای عضو تعریف گردد.

در این نوع مدل‌سازی، سطح مقطع عضو به تعداد مشخصی المان رشته‌ای با مساحت و مکان مشخص تقسیم‌بندی شده و برای هر المان، منحنی تنش-کرنش غیرخطی مواد سازنده آن اعمال می‌شود. از مزایای عمده این روش می‌توان به امکان اعمال اثرات محصورشدگی بتن در مقاطع اشاره نمود. رفتار غیرخطی مصالح دیوار برابر بتنی و دیوار برشی در نرم‌افزار SAP2000 با استفاده از المان Nonlinear Shell-Layered تعریف شده است (شکل ۳). این المان بر پایه تعریف مقطع عرضی داخل صفحه دیوار به لایه‌های فایبر افقی و اختصاص دادن منحنی تنش - کرنش غیرخطی مصالح به این

انجام شده و نیروهای داخلی المانی که قرار است حذف شود تعیین گردیده‌است.

(۲) با حذف المان باربر و جایگزین کردن نیروهای داخلی انتهایی المان محذوف در کنار بارهای دائمی سازه، مدل اصلاح گردیده و یک بار دیگر سازه تحت بارهای دائمی به صورت استاتیکی تحلیل شده‌است. توجه شود که نتایج تحلیل این مرحله باید با نتایج تحلیل مرحله اول یکسان باشد.

(۳) با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی با شرایط اولیه (جهت حفظ تنش‌های ایجاد شده تحت اثر بارگذاری دائمی سازه)، نیروهایی برابر و در خلاف جهت نیروهای اعمال شده در مرحله دوم، به انتهای المان محذوف وارد شده‌است. با تعریف یک Ramp، این نیروها در یک مدت زمان بسیار کوتاه به حداکثر مقدار خود رسیده تا به این ترتیب حذف ناگهانی نیروهای اعمال شده در مرحله دوم را منجر شود. مطابق این روند اثر ضربه ناشی از حذف ناگهانی المان باربر در نظر گرفته شده‌است.

توجه شود که با حذف المان دیوار از مدل، جایگزینی و حذف ناگهانی نیروهای داخلی، باید برای تمامی گره‌های انتهایی متصل به دیوار محذوف انجام شود.

مطابق آیین‌نامه GSA مدت زمان حذف ناگهانی المان باربر نباید کمتر از ۰/۱ زمان تناوب اصلی سازه در نظر گرفته شود [۲]. از آنجا که زمان تناوب سیستم دیوار باربر بتنی ۰/۵۵ ثانیه و زمان تناوب سیستم قاب خمشی ۰/۸۵ ثانیه می‌باشد، مدت زمان حذف المان‌های باربر این دو سیستم به ترتیب ۰/۰۵۵ ثانیه و ۰/۰۸۵ ثانیه تعیین شده‌اند. از میرایی ۵٪ برای زمان تناوب‌های اصلی سازه‌ها استفاده شده‌است. اندازه گام زمانی تحلیل ۰/۰۱ ثانیه و مدت زمان کل تحلیل ۵ ثانیه تعیین شده‌است. در تمامی تحلیل‌ها با لحاظ کردن اثر $P-\Delta$ رفتار غیرخطی هندسی المان‌ها لحاظ شده‌است.

۲-۳- روند انجام تحلیل Pushdown

تحلیل استاتیکی غیرخطی در جهت قائم (Pushdown Analysis) مطابق روند زیر انجام شده‌است:

(۱) تحلیل استاتیکی تحت بارهای دائمی وارد بر ساختمان انجام شده و نیروهای داخلی المانی که قرار است حذف شود تعیین گردیده‌است. (۲) با حذف المان باربر و جایگزین کردن نیروهای

محصورنشده به فایبرهای بتنی ناحیه جان دیوارهای باربر و دیوارهای برشی، اختصاص داده شده‌است.

با توجه به اهمیت رفتار پیش از ترک‌خوردگی بتن در المان‌های باربر، رفتار کششی بتن نیز تعریف شده‌است. برای تعریف منحنی تنش- کرنش غیرخطی فایبرهای بتنی در ناحیه کششی از مدل ارائه شده توسط Change و Mander در سال ۱۹۹۴ استفاده شده‌است [۲۰]. همچنین رفتار بتن تحت کشش، برای بتن محصورشده و محصورنشده یکسان در نظر گرفته شده‌است (شکل ۵).

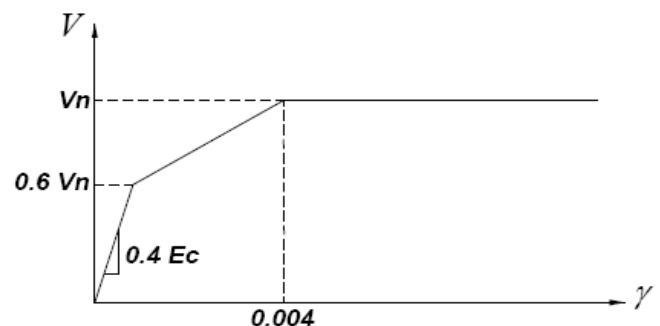
برای مدل کردن رفتار غیرخطی فایبرهای مربوط به آرماتورها، از منحنی تنش- کرنش دو خطی با ضریب سخت‌شوندگی ۰/۰۱ استفاده شده‌است. مطابق بند ۶-۳-۳-۱-۳ نشریه ۳۶۰ [۲۱]، حداکثر کرنش فشاری در آرماتورها به میزان ۰/۰۲ و حداکثر کرنش کششی به میزان ۰/۰۵ محدود شده‌است (شکل ۶) شکل بنابراین اجازه در نظر گرفتن کرنش‌های خارج از این محدوده که در واقعیت منجر به تغییر شکل‌های بزرگ و پارگی آرماتورها می‌گردد، داده نشده‌است.

جهت مدل‌سازی رفتار مصالح برشی غیر ارتجاعی المان‌های دیوار، با توجه به توصیه ASCE41 [۲۲] از مقاومت برشی اسمی دیوار V_n (مطابق الگوی ACI 318 [۲۳] استفاده شده‌است (شکل ۷)).

۳-۱- تحلیل خرابی پیش‌رونده

روند مدل‌سازی حذف ناگهانی المان‌های باربر (تحت بارهای ضربه‌ای):

(۱) تحلیل استاتیکی تحت بارهای دائمی وارد بر ساختمان



شکل ۷. الگوی ارائه شده برای رفتار مصالح برشی غیرخطی المان دیوار توسط ASCE41 [۲۲]

Fig. 7. Material model of nonlinear shear behavior of wall elements presented by ASCE 41

کاهش سختی و مقاومت اعضای بتن مسلح می‌گردد، که در نتیجه کاهش ظرفیت باربری اعضای بتن مسلح را سبب می‌شود. بدیهی است که زمان مهم‌ترین نقش را در آتش‌سوزی دارد. استانداردها و کدهای معتبر، الگوهایی را از میزان دمای مرتبط با یک زمان مشخص ارائه کرده‌اند.

از آنجا که در این مقاله، آتش‌سوزی پیرامونی برای اعضا لحاظ شده‌است، تغییر حرارت سطوح خارجی و درون مقطع عضو به یک اندازه فرض می‌شود. در نهایت الگوی آتش برای کل ضخامت مقطع دیوار تحت آتش‌سوزی مطابق شکل ۸ در برنامه SAP2000 تعریف شده‌است [۱۷].

دماهای بالا باعث کاهش خصوصیات مکانیکی بتن از جمله مقاومت و مدول الاستیسیته آن می‌شود. شکل ۹ نمودار ارائه شده در Eurocode [۲۵] برای ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن بر حسب دمای ایجاد شده در هنگام آتش‌سوزی را نشان می‌دهد. با توجه به نوع بتن (منحنی شماره ۱)، ضریب کاهش مقاومت بتن به صورت نسبت مقاومت مشخصه بتن در یک دمای مشخص از آتش‌سوزی به مقاومت مشخصه پایه بتن تعریف شده‌است.

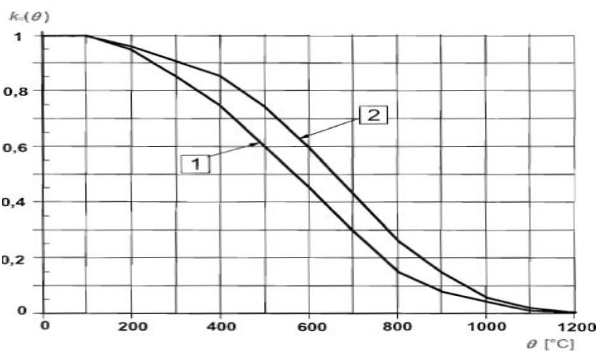
شکل ۱۰ نمودار ارائه شده در Eurocode برای ضریب کاهش مقاومت کششی بتن بر حسب دمای ایجاد شده در هنگام آتش‌سوزی را نشان می‌دهد. مطابق این نمودار مقاومت کششی بتن در بازه‌های زمانی مورد نظر پس از شروع آتش‌سوزی کاهش یافته‌است.

در دماهای بالا مدول الاستیسیته بتن به صورت قابل‌ملاحظه‌ای کاهش می‌یابد. به این منظور مطابق شکل ۱۲ از مطالعه آزمایشگاهی در سال ۲۰۰۵ توسط D.Matesova و M.Vorechovsky

داخلی انتهای المان محذوف در کنار بارهای دائمی سازه، مدل اصلاح گردیده‌است. (۳) نیرویی به میزان واحد، در جهت قائم به انتهای المان محذوف وارد شده‌است. این نیرو با یک روند افزایشی و به صورت استاتیکی، مرحله‌به‌مرحله زیاد شده تا جایی که نقطه کنترل تعیین‌شده به تغییرمکان هدف موردنظر برسد و یا سازه قبل از آن دچار گسیختگی شود. برای این منظور از تحلیل استاتیکی غیرخطی با شرایط اولیه (جهت حفظ تنش‌های ایجاد شده تحت اثر بارگذاری دائمی سازه)، در حالت کنترل‌شونده توسط جابجایی استفاده شده‌است. اثر $P-\Delta$ در این تحلیل نیز لحاظ شده‌است.

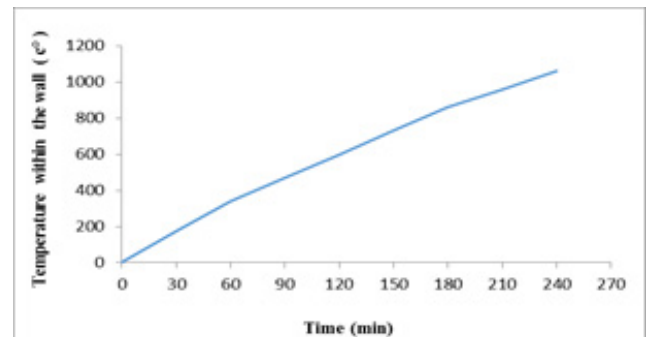
پس از انجام تحلیل، منحنی (نیروی محوری - جابجایی قائم) گره فوقانی المان محذوف استخراج شده‌است. با تقسیم کردن نیروی محوری این منحنی بر نیروی محوری تعیین‌شده از مرحله اول (نیرویی که المان محذوف تحت بارهای دائمی تحمل می‌کرد)، پارامتری با عنوان "ضریب بار" به دست آمده‌است. هرچقدر پارامتر ضریب بار به عدد ۱ نزدیک‌تر باشد، نشان‌دهنده افزایش پتانسیل خرابی پیش‌رونده در اثر حذف المان باربر است و اگر این پارامتر از عدد یک کمتر شود، بیانگر ایجاد خرابی پیش‌رونده در سازه، به علت حذف المان باربر است [۲۴].

۳-۳- روند مدل‌سازی تحلیل حرارتی (حذف تدریجی المان‌های باربر)
بتن از جمله مصالحی است که رفتار مناسبی در هنگام مواجهه با آتش از خود نشان می‌دهد. هرچند دماهای بالا به صورت قابل‌ملاحظه‌ای خصوصیات حرارتی و مکانیکی آن را تحت تأثیر قرار می‌دهند. دماهای بالا باعث ایجاد ترک، کرنش‌های حرارتی، تغییرشکل‌های ماندگار و



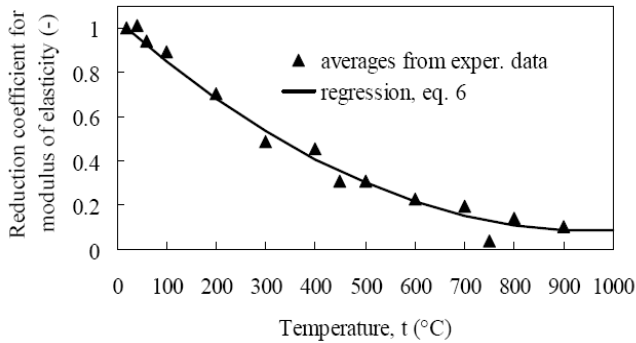
شکل ۹. نمودار ارائه‌شده در Eurocode برای ضریب کاهش مقاومت فشاری بتن بر حسب دما [۲۵]

Fig. 9. Reduction factor of concrete compressive strength Vs temperature presented by Eurocode



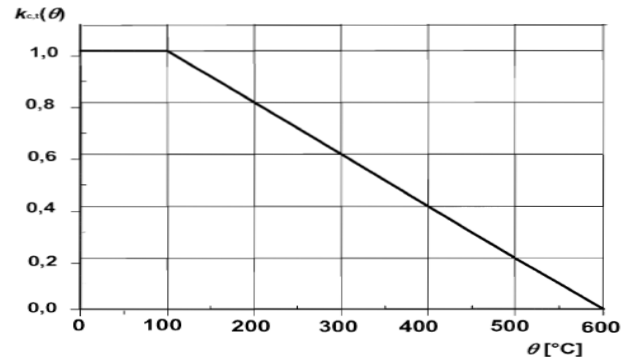
شکل ۸. منحنی حرارت - زمان تعریف‌شده برای کل ضخامت مقطع دیوار تحت آتش‌سوزی

Fig. 8. Time-temperature curve for total thickness of the wall subjected to fire loads



شکل ۱۱. نمودار آزمایشگاهی ضریب کاهش مدول الاستیسیته بتن بر حسب دما [۲۶]

Fig. 11. Experimental curve of reduction factor of concrete modulus of elasticity in terms of temperature



شکل ۱۰. نمودار ارائه شده در Eurocode برای ضریب کاهش مقاومت کششی بتن بر حسب دما [۲۵]

Fig. 10. Reduction factor of concrete tensile strength Vs temperature presented by Eurocode

با توجه به نمودارهای شکل‌های ۱۳ و ۱۴ محاسبه شده است، در هر مرحله نمودار اصلاح شده تنش- کرنش غیر خطی فولاد، به برنامه معرفی گردیده است. در شکل ۱۵ نمونه‌ای از نمودار تنش کرنش غیر خطی فولاد میلگرد نسبت به دماهای مختلف نشان داده شده است. مطابق بند ۹-۱۹-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران، اثر افزایش درجه حرارت ناشی از حریق به دو طریق (الف) و (ب) این بند در محاسبات مطرح می‌شود [۲۷].

الف) افزایش درجه حرارت یکنواخت در یک عضو یا جمعی از اعضای سازه‌ای و اثرات انبساط حاصله در توزیع نیروهای داخلی سیستم‌های نامعین.

ب) اثر گرادیان حرارتی (اختلاف درجه حرارت) در اجزای بتنی و تغییر شکل‌های حاصله که باعث ایجاد نیروهای داخلی در اعضا می‌شود.

با توجه به تقاطع دیوارها با یکدیگر و مقید بودن آن‌ها به دیافراگم صلب کف (که مانند تکیه‌گاه‌های جانبی برای دیوار عمل می‌کند) و درجه نامعینی بسیار بالای سیستم دیوار باربر بتنی، اعمال گرادیان حرارتی به ۱/۱۰ ارتفاع دیوار (اشاره به ارتفاع یک طبقه)، منجر به خمش آن نمی‌گردد. در حالی که در یکی از اعتبارسنجی‌های همین تحقیق با اعمال گرادیان حرارتی به مقطع دیوار طره‌ای آزاد، این دیوار تحت اثر خمش گسیخته شده است. بنابراین تنها حالتی که منجر به گسیختگی دیوار باربر تحت اثر بار حرارتی می‌شود، افزایش درجه حرارت یکنواخت مقطع (آتش‌سوزی پیرامونی عضو) است که منجر به انبساط دیوار تا مرحله گسیختگی آن می‌شود. این حالت همان حالت (الف) بند ۹-۱۹-۴ مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران

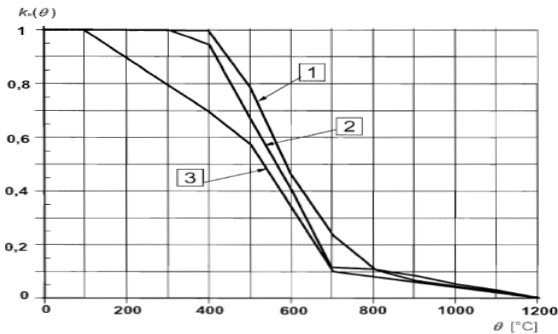
با موضوع بررسی تابع کاهش خصوصیات مکانیکی بتن در معرض حرارت، استفاده شده است [۲۶].

بنابراین با در نظر داشتن درجه حرارت مقطع در زمان مورد نظر از شروع آتش‌سوزی (شکل ۸)، میزان کاهش مقاومت و سختی بتن با توجه به نمودارهای شکل‌های ۹، ۱۰ و ۱۱ محاسبه شده و در هر مرحله نمودار اصلاح شده تنش-کرنش غیر خطی بتن، به برنامه معرفی گردیده است (مانند شکل ۱۲).

در حین آتش‌سوزی مقاومت میلگردهای مقطع دیوار نیز کاهش می‌یابد. شکل ۱۳ نمودار ارائه شده در Eurocode برای ضریب کاهش مقاومت میلگرد بر حسب دمای ایجاد شده در هنگام آتش‌سوزی را نشان می‌دهد. این نمودار برای انواع مختلف میلگرد تنظیم شده است که نوع میلگرد آجدار (منحنی شماره ۱) مدنظر است. ضریب کاهش مقاومت میلگرد به صورت نسبت مقاومت جاری شدن میلگرد در یک دمای مشخص از آتش‌سوزی به مقاومت جاری شدن پایه میلگرد تعریف شده است. مطابق این نمودار تا دمای ۴۰۰ درجه سانتی‌گراد مقاومت میلگرد کاهش ست ولی از این بازه زمانی به بعد مقاومت آن با شیبی بسیار تند کاهش می‌یابد.

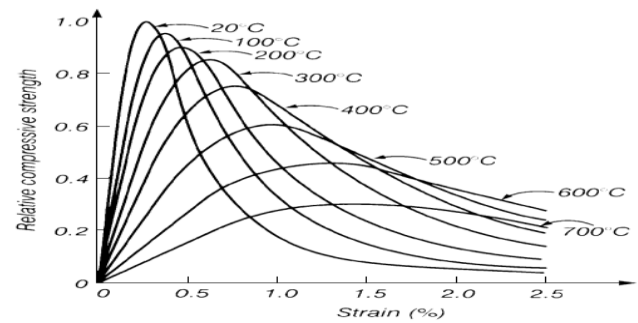
در دماهای بالا، افت مدول الاستیسیته فولاد روندی سریع‌تر از افت مقاومت آن دارد. شکل ۱۴ نمودار ارائه شده در Eurocode برای ضریب کاهش مدول الاستیسیته میلگرد بر حسب دمای ایجاد شده در هنگام آتش‌سوزی را نشان می‌دهد [۲۵].

بنابراین با در نظر داشتن درجه حرارت مقطع در زمان مورد نظر از شروع آتش‌سوزی (شکل ۸)، میزان کاهش مقاومت و سختی میلگرد



شکل ۱۳. نمودار ارائه شده در Eurocode برای ضریب کاهش مقاومت میلگرد بر حسب دما [۲۵]

Fig. 13.Reduction factor of steel bars strength Vs temperature presented by Eurocode



شکل ۱۲. نمونه‌ای از تغییرات نمودار تنش - کرنش غیرخطی بتن نسبت به دما [۲۶]

Fig. 12.An instance for nonlinear stress-strain curve of concrete in terms of temperature

این تحقیق، آتش‌سوزی پیرامونی برای اعضا لحاظ شده‌است. بنابراین تغییر حرارت سطوح خارجی و درون مقطع عضو به یک اندازه در نظر گرفته می‌شود و الگوی آتش برای کل ضخامت مقطع دیوار تحت آتش‌سوزی در برنامه SAP2000 تعریف شده‌است. به این ترتیب تحلیل حرارتی المان باربر در معرض آتش‌سوزی با اعمال اثر هم‌زمان افت خصوصیات مکانیکی مصالح و بارحرارتی، در هر بازه زمانی انجام شده‌است [۱۷].

۴- صحت‌سنجی

صحت‌سنجی در دو بخش صحت‌سنجی مربوط به قاب و قسمت مربوط به سیستم دیوار باربر انجام شده‌است.

۴-۱- صحت‌سنجی سیستم قاب خمشی

ساختمان بتن آرمه ۵ طبقه‌ای با سیستم قاب خمشی متوسط در هر دو جهت واقع در شهر تهران و بر روی خاک نوع ۲ با پلانی مطابق شکل ۱۶ در نظر گرفته شده‌است. ارتفاع طبقات برابر ۳/۲ متر و سقف نیز از نوع دال دو طرفه انتخاب شده‌است. مقاومت مشخصه بتن مصرفی ۲۵ MPa و مدول الاستیسیته بتن 2×10^4 MPa، مقاومت جاری شدن فولاد ۴۰۰ MPa و مدول الاستیسیته فولاد 2×10^5 MPa در نظر گرفته شده‌است.

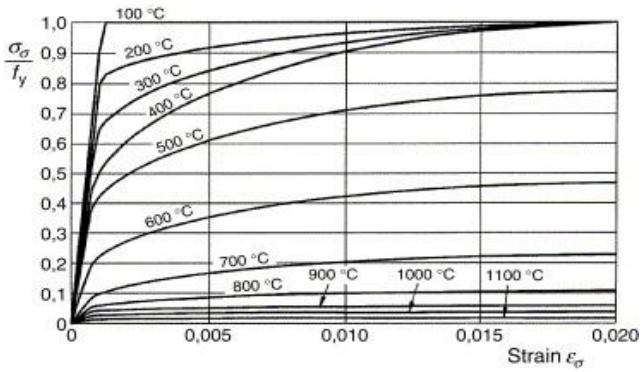
ساختمان مورد نظر با استفاده از نرم‌افزار SAP2000 و مطابق ضوابط آیین نامه مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی شده‌است. بار مرده کف طبقات و بام برابر 6 KN/m^2 و بار زنده طبقات و بام به ترتیب 2 KN/m^2 و $1/5 \text{ KN/m}^2$ در نظر گرفته شده‌است.

است [۲۷].

۳-۴- نحوه مدل‌سازی تحلیل حرارتی در برنامه SAP2000

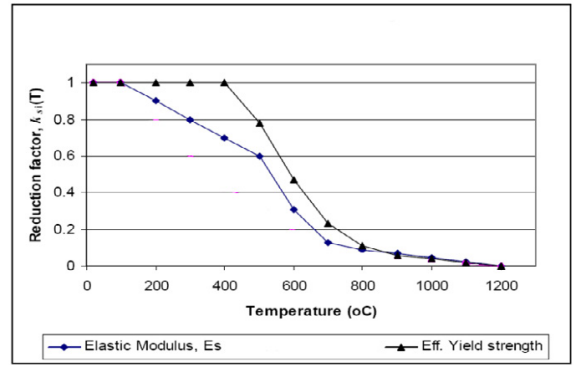
با تعریف مصالح بتنی و فولادی جدید، در هر بازه زمانی میزان کاهش مقاومت و سختی به این مصالح اعمال می‌شود و در هر مرحله نمودار تنش - کرنش غیرخطی مصالح، اصلاح شده و به برنامه معرفی می‌گردد. با تعریف مقطعی جدید برای المان باربر موردنظر که در معرض آتش‌سوزی قرار می‌گیرد، جنس مصالح آن، با مصالح بتنی و فولادی جدید تعریف می‌شود. به این ترتیب کاهش خصوصیات مکانیکی مصالح المان باربر در معرض آتش‌سوزی، در هر بازه زمانی اعمال می‌شود.

باید توجه داشت که مهم‌ترین عامل تعیین‌کننده در تحلیل حرارتی اعمال بار حرارتی است، که با منبسط کردن عضو باعث ایجاد نیروها و جابجایی‌های بزرگی در آن می‌شود. با تعریف حالت تحلیلی دینامیکی غیرخطی در نرم‌افزار SAP2000، منحنی حرارت-زمان مطابق شکل ۸ به صورت یک Function به برنامه معرفی می‌گردد. با استفاده از تحلیل دینامیکی غیرخطی با شرایط اولیه (جهت حفظ تنش‌های ایجاد شده تحت اثر بارگذاری دائمی سازه) و لحاظ کردن اثر تنش‌های ایجاد شده با طول گام و تعداد گام‌های متناسب با $P-\Delta$ Function، با شروع آتش‌سوزی به حالت تحلیلی اختصاص داده می‌شود. باید توجه کرد که حاصل ضرب طول و تعداد گام متناسب با زمان مورد نظر از شروع آتش‌سوزی باشد. در بازه‌های زمانی دیگر با استفاده از دستور Arrival Time و طول و تعداد گام‌های متناسب با هر بازه زمانی، قسمت مربوط به بازه زمانی مورد نظر از Function تعریف شده توسط برنامه قرائت می‌شود. لازم به یاد آوری است که در



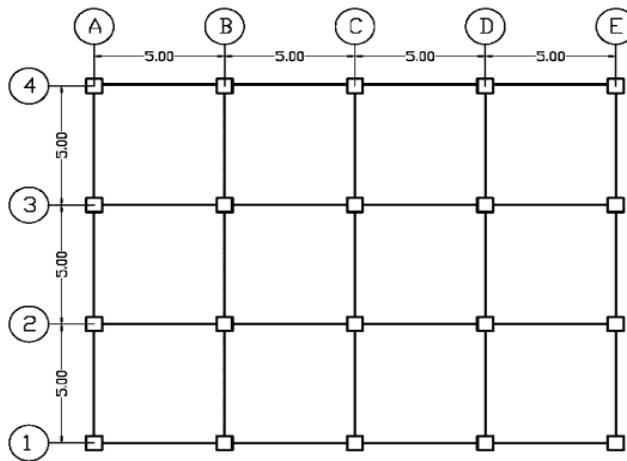
شکل ۱۵. نمونه‌ای از تغییرات نمودار تنش - کرنش غیرخطی میلگرد نسبت به دما [۲۶]

Fig. 15. An instance for nonlinear stress-strain curve of steel bars in terms of temperature



شکل ۱۴. نمودار مقایسه ضریب کاهش مدول الاستیسیته و مقاومت میلگرد بر حسب دما در Eurocode [۲۵]

Fig. 14. Comparison of Reduction factor of steel bars strength and modulus of elasticity Vs temperature presented by Eurocode



شکل ۱۶. پلان مورد مطالعه به منظور اعتبارسنجی از روش مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده [۲۸]

Fig. 16. Plan of verification model

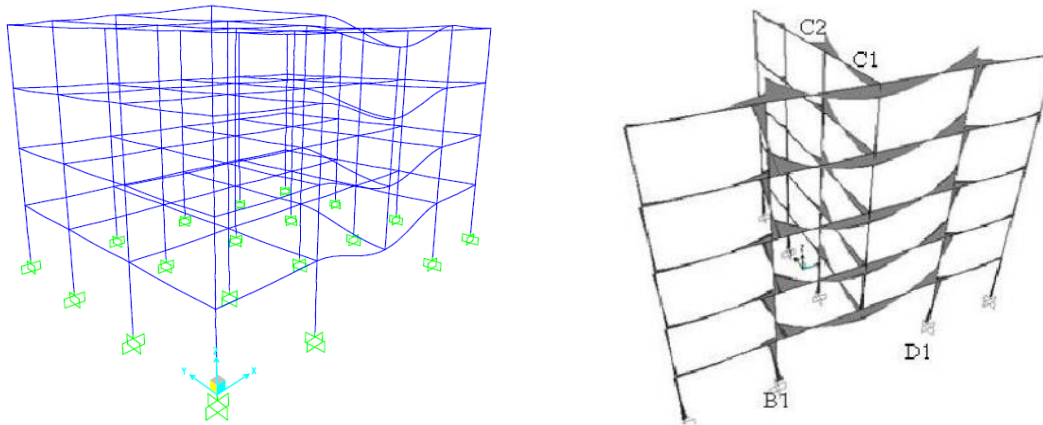
صرف نظر شده‌است.

با توجه به درصد اختلاف بسیار کم نتایج به دست آمده و نتایج ارائه شده در پایان نامه مورد بررسی، اعتبارسنجی کاملی از روش مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده انجام شده‌است. لازم به ذکر است که در اثر حذف ناگهانی، حداکثر تغییر مکان گره فوقانی ستون محذوف C1 به میزان ۴۲/۴ میلی‌متر محدود شده‌است که بیانگر عدم وقوع خرابی پیش‌رونده می‌باشد. به علت در دسترس نبودن فایل داده‌های گسترده حاصل از تاریخچه تغییرات جابجایی قائم گره C1 در پایان نامه مورد بررسی، امکان ترسیم نمودار وجود نداشت و برای مشاهده این نمودار به مرجع [۲۸] ارجاع داده می‌شود [۲۸].

همچنین بار مرده دیوارهای پیرامونی طبقات و جان پناه بام به ترتیب 6 KN/m و 3 KN/m فرض شده‌است.

نتایج مدل‌سازی خرابی پیش‌رونده در این تحقیق با نتایج ارائه شده در مرجع [۲۸]، در حالت حذف ستون C1 (واقع در وسط ضلع بزرگ ساختمان) مورد مقایسه و ارزیابی قرار گرفته‌است (شکل ۱۷).

با توجه به این که در این تحقیق بازتوزیع نیروها مورد ارزیابی قرار گرفته‌است، نتایج مربوط به نیروی محوری ستون‌های مجاور ستون C1، قبل و بعد از حذف این ستون در جدول ۱ با یکدیگر مقایسه شده‌اند. به علت تقارن فقط نیروی محوری ستون‌های B1، B2 و C2 پایش شده‌است و از بررسی نتایج ستون‌های D1 و D2



شکل ۱۷. اعتبارسنجی مدل قاب خمشی
Fig. 17. Verification of moment frame model

جدول ۱. مقادیر نیروی محوری ستون های مجاور ستون C1 قبل و بعد از حذف آن

Table 1. The axial force values in the columns around C1, before and after column removal

	پاچناری [۲۰]			درصد اختلاف %		
	B1	B2	C2	B1	B2	C2
نیروی محوری قبل از حذف C1 (KN)	۷۸۹	۱۰۵۹	۱۰۵۱	۰/۳۷	۰/۱۸	۰/۶۶
نیروی محوری در حالت تعادل (KN)	۱۰۸۵	۱۰۶۵	۱۳۳۲	۱/۰۹	۰/۴۷	۰/۱۸
حداکثر نیروی محوری (KN)	۱۲۶۷	۱۰۷۵	۱۴۹۴	۰/۶۲	۰/۵۵	۰/۷۳

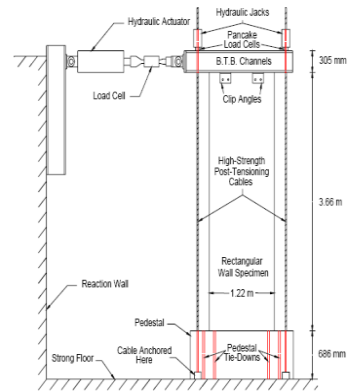
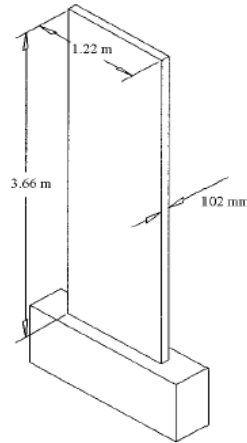
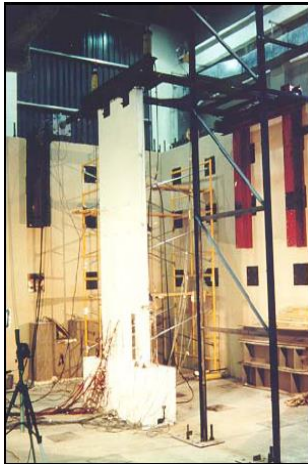
۱) با اعمال بار محوری، دیوار تحت تنش های ناشی از بار محوری قرار گرفت.

۲) با ثابت نگه داشتن بار محوری و با شرایط اولیه مرحله قبل، رکورد جابجایی جانبی به صورت رکورد نیرو نسبت به زمان، به صورت دینامیکی به دیوار وارد شد (شکل ۲۰). از آن جایی که در نرم افزار SAP 2000 در حال حاضر امکان اعمال مستقیم جابجایی های تکیه گاهی وجود ندارد، برای اعمال جابجایی جانبی وارد شده به بالاترین قسمت دیوار از المان فنر تکیه گاهی استفاده شده است. این المان باید نسبت به سختی سازه خیلی سخت باشد و تنها لازم است تا سختی انتقالی فنر در نظر گرفته شود. به این ترتیب با مشخص بودن سختی فنر با اعمال الگوی نیرویی افقی برابر سختی فنر و در

۴-۲-صحت سنجی سیستم دیوار بار بر

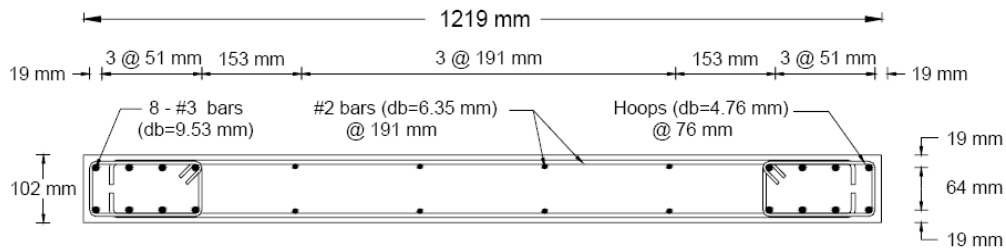
دیوار مورد بررسی در مقیاس یک چهارم اندازه واقعی و با مقطع مستطیلی ساخته شده است و دارای طولی معادل ۱۲۱۹ میلی متر، ضخامت ۱۰۲ میلی متر و ارتفاع ۳۶۶۰ میلی متر است (شکل های ۱۸ و ۱۹). جزئیات اجزای مرزی دیوار مورد آزمایش، براساس روش طراحی براساس تغییر مکان ارائه شده توسط والاس، تعیین گردیده است. برای تأمین ظرفیت برشی مناسب دیوار از آیین نامه ACI 318-05 استفاده شده است [۲۱]. طولی و عرضی و فاصله رعایت شده بین آرماتورها است.

تحلیل دینامیکی غیر خطی (Time History) برای بدست آوردن رفتار چرخه ای و منحنی هیستریزس دیوار، مطابق روند زیر انجام گردید:

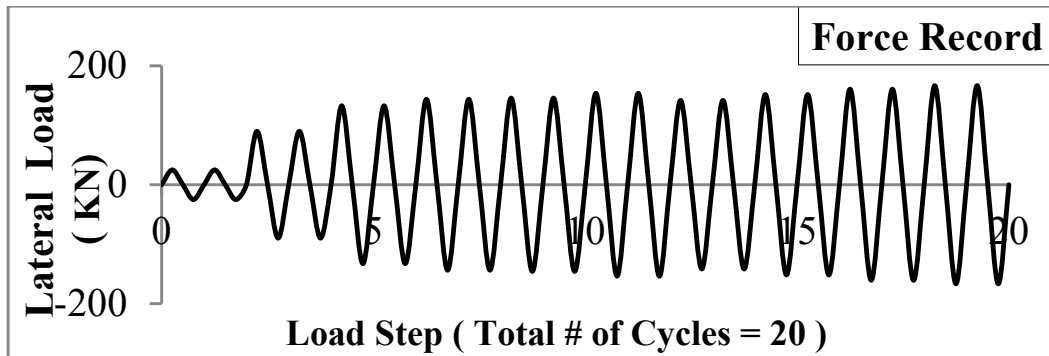


Schematic of test setup Thomsen and Wallace

شکل ۱۸. نمونه دیوار بتون آرمه آزمایشی شده توسط Wallace و Thomsen
Fig. 18. Experimental set-up of concrete shear wall by Wallace and Thomsen



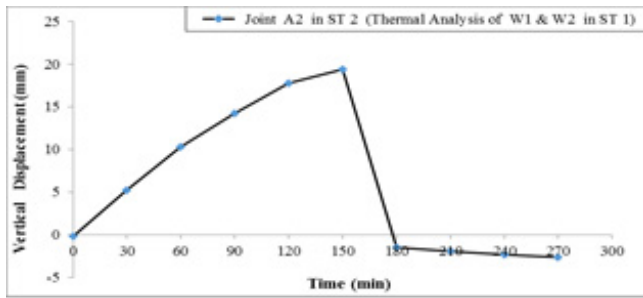
شکل ۱۹. ابعاد و جزئیات آرماتورگذاری نمونه مورد آزمایش [۲۹]
Fig. 19. Reinforcement arrangement and details of cross section of shear wall sample



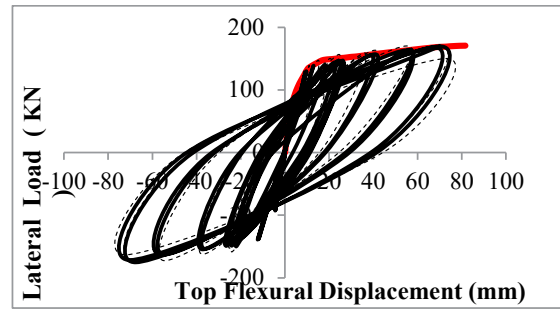
شکل ۲۰. رکورد نیروی جانبی دینامیکی اعمال شده به المان فنر در بالاترین قسمت مدل دیوار [۲۹]
Fig. 20. Protocol of Lateral dynamic force at the top of shear wall

شده به دیوار است. شکل ۲۱ مقایسه بین نتایج مدل آزمایشگاهی و تحلیلی را نشان می‌دهد. مشخص است که نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی (Pushover Analysis) و تحلیل دینامیکی غیرخطی با خطای قابل‌قبولی رفتار واقعی دیوار را پیش‌بینی کرده‌اند.

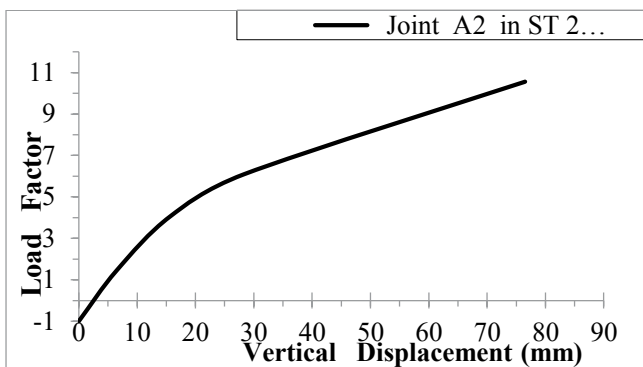
راستای مورد نظر، می‌توان جابجایی افقی به اندازه یک واحد در گره ایجاد کرد. متناسب با رکورد جابجایی جانبی اعمال شده به دیوار، یک رکورد نیروی دینامیکی تنظیم و این رکورد نیروی دینامیکی به الگوی نیروی افقی در گره مورد نظر اعمال شد. در نتیجه مقادیر مورد نظر در رکورد نیرو از لحاظ عددی معادل تغییر مکان جانبی اعمال



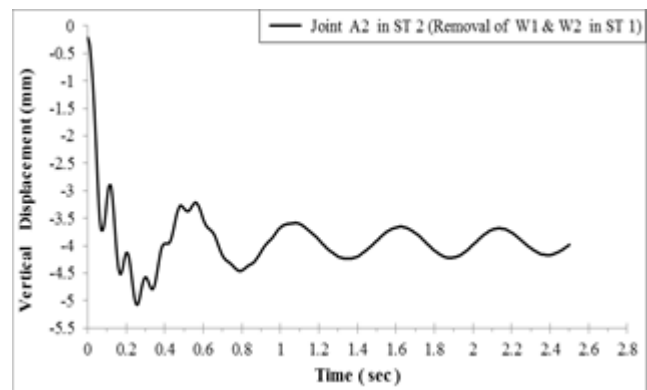
شکل ۲۳. تغییرات جابجایی قائم گره A2 در طبقه دوم پس از تحلیل حرارتی دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول
 Fig. 23. Vertical displacement of the (A2) under thermal analysis of W1 and W2 walls in the first story



شکل ۲۱. مقایسه نتایج آزمایشگاهی با نتایج تحلیلی به دست آمده از برنامه SAP2000
 Fig. 21. Comparison of experimental and numerical results



شکل ۲۴. منحنی Pushdown گره A2 در طبقه دوم پس از حذف دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول
 Fig. 24. Pushdown curve of the (A2) under sudden removal of W1 and W2 walls in the first story



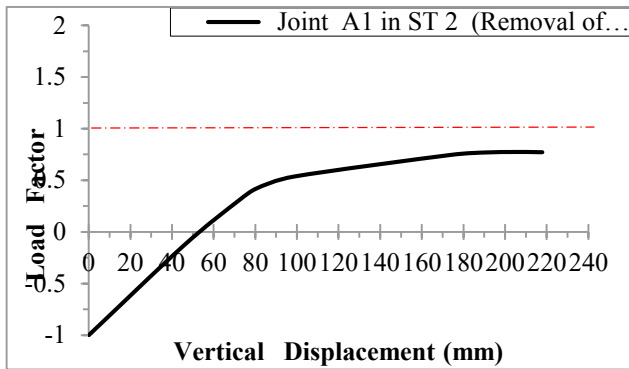
شکل ۲۲. تاریخچه جابجایی قائم گره A2 در طبقه دوم پس از حذف ناگهانی دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول
 Fig. 22. Vertical displacement of the (A2) under sudden removal of W1 and W2 walls in the first story

ارائه شده است. نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی خرابی پیش‌رونده در سیستم دیوار باربربتنی، با مدل‌سازی ساختمان در نرم‌افزارهای SAP2000 با یکدیگر اعتبارسنجی شده است. با در نظر گرفتن ضوابط آیین‌نامه‌ای ارائه شده، بحرانی‌ترین موقعیت‌های اعضای باربر به منظور تحلیل خرابی پیش‌رونده در پلان سیستم‌ها، انتخاب شده است. مطابق شکل ۱ در سیستم دیوار باربر بتنی به منظور تعیین بحرانی‌ترین حالت خرابی دیوارها در پلان سیستم، تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل حرارتی و Pushdown دیوارهای باربر انجام شده است. سپس با هدف تعیین طبقه‌ای که دارای بیشترین پتانسیل خرابی پیش‌رونده می‌باشد، تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و Pushdown در طبقات مختلف موقعیت بحرانی تعیین شده در پلان سازه، انجام شده است. مطابق شکل ۱ با در نظر گرفتن پلان،

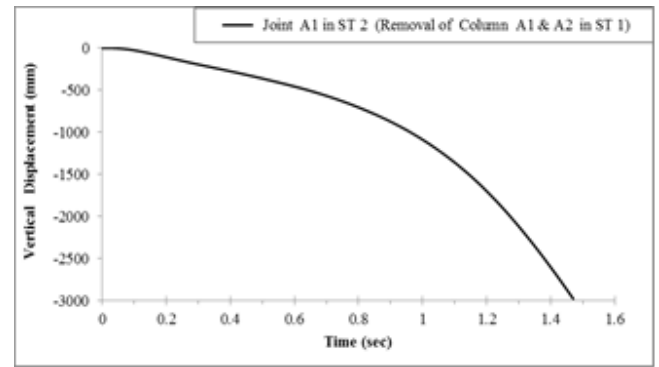
ظرفیت جانبی دیوار تحت بارگذاری رفت‌وبرگشتی در اکثر دررفت‌های وارد شده، بسیار نزدیک به ظرفیت جانبی واقعی دیوار می‌باشد. مقایسه بین نتایج مدل تحلیلی و آزمایشگاهی نشان می‌دهد که مدل‌سازی مقاطع دیوار باربر به روش فایبر از دقت بسیار بالایی برخوردار است. توانایی پیش‌بینی صحیح رفتار دیوار تحت بارهای سیکلیک و مشخصات مربوط به آن از جمله سختی اولیه، نقطه تسلیم، کاهش سختی، کاهش مقاومت و مقاومت نهایی از ویژگی‌های مدل‌سازی مقاطع به روش فایبر است.

۵- نتایج

در این بخش نتایج مدل‌های تحلیلی از سیستم‌های مورد مطالعه ارائه شده است. فرضیات و روند انجام تحلیل‌ها در بخش ۳



شکل ۲۶. منحنی Pushdown گره A1 در طبقه دوم پس از حذف همزمان ستون A1 و A2 در طبقه اول
Fig. 26. Pushdown curve of the (A1) under sudden removal of A1 and A2 columns in the first story



شکل ۲۵. تاریخچه جابجایی قائم گره A1 در طبقه دوم پس از حذف همزمان ستون A1 و A2 در طبقه اول
Fig. 25. Vertical displacement of the (A1) under sudden removal of A1 and A2 columns in the first story

جابجایی متناظر با گسیختگی سازه، شکل‌پذیری بسیار کم سیستم نمایان است.

در حالت دوم حذف همزمان و ناگهانی ستون‌های A1 و A2 در طبقه اول ساختمان مورد بررسی قرار گرفته‌است. این حالت مشابه با حالت حذف همزمان دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول سیستم دیوار باربر بتنی است. زیرا تحت این شرایط در هر دو سیستم، گره‌های A1 و A2 در طبقه دوم ساختمان، تکیه‌گاه باربر زیرین خود را از دست داده و به این صورت می‌توان عملکرد دو سیستم را در برابر خرابی پیش‌رونده با یکدیگر مقایسه کرد.

در شکل ۲۵ تاریخچه تغییرات جابجایی قائم گره A1 در اثر حذف همزمان و ناگهانی ستون‌های A1 و A2 در طبقه اول ساختمان مانیتور شده‌است. مطابق نتایج به‌دست آمده، جابجایی قائم گره A1 در مدت زمان ۱/۴۷ ثانیه به میزان ۳۰۰۰ میلی‌متر رسیده‌است. این جابجایی قائم رها شده، به معنای ایجاد خرابی پیش‌رونده در سازه می‌باشد.

با انجام تحلیل استاتیکی غیرخطی Pushdown، منحنی (ضریب بار- جابجایی قائم) گره A1 به‌دست آمده‌است (شکل ۲۶). نمایان است که بیشترین ضریب بار به‌دست آمده در این منحنی از ۱ کمتر است و این به معنای ایجاد خرابی پیش‌رونده در سازه است.

به این ترتیب نتایج به‌دست آمده از تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی (شکل ۲۵) و استاتیکی غیرخطی (شکل ۲۶) تأییدکننده یکدیگر هستند. با مقایسه نمودارهای Pushdown ارائه‌شده برای دو سیستم، مقاومت بسیار بالاتر، سختی بیشتر و شکل‌پذیری

بارگذاری و شرایط مشابهی برای حذف المان‌های باربر در دو سیستم دیوار باربر بتنی و قاب خمشی دوگانه بتنی، عملکرد این دو سیستم در برابر خرابی پیش‌رونده با یکدیگر مقایسه شده‌است. حذف ناگهانی المان باربر ناشی از اثر انفجار یا برخورد وسایل نقلیه و حذف تدریجی المان باربر ناشی از آتش‌سوزی در نظر گرفته شده‌است.

در حالت اول مطابق شکل ۱ در سیستم دیوار باربر بتنی، تحلیل دینامیکی غیرخطی (حذف ناگهانی)، تحلیل Pushdown و تحلیل حرارتی دیوارهای باربر دیوار باربر بتنی انجام شده‌است.

برای دیوارهای پیرامونی واقع در کنج ساختمان، حذف همزمان دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول در نظر گرفته شده‌است. همان‌طور که در شکل ۲۲ نشان داده شده‌است، تغییرات جابجایی قائم در ابتدا به دلیل ماهیت ارتعاش اجباری دینامیک خرابی پیش‌رونده در لحظات اولیه شدید می‌باشد اما به تدریج کاهش می‌یابد. تفاوت میان شکل‌های ۲۲ و ۲۳ ماهیت دینامیکی بودن تحلیل خرابی پیش‌رونده در حذف ستون و تدریجی بودن تغییر شکل در تحلیل حرارت به خوبی قابل تشخیص می‌باشد. شکل (۲۲۴) منحنی Pushdown گره A2 در طبقه دوم پس از حذف دیوارهای W1 و W2 در طبقه اول را نشان می‌دهد.

محل تلاقی منحنی با محور افقی، نشان‌دهنده میزان جابجایی ایجاد شده در گره A2 در اثر حذف تدریجی المان‌های باربر است. مقاومت و سختی بسیار بالای سازه در برابر اعمال بارهای محوری نمایان است، به‌طوری‌که با اعمال ضریب بارهایی تا ۱۱ برابر بار محوری دائمی اولیه گره A2، سازه دچار گسیختگی شده‌است. با توجه به

حذف هم‌زمان دیوارهای باربر در هر طبقه، باعث ایجاد نیروی کششی در دیوارهای طبقات بالایی می‌شود. این در حالی است که نیروی فشاری بسیار زیادی به دیوارهای مجاور به‌خصوص در طبقه‌ای که المان‌ها در آن حذف شده‌اند، وارد می‌گردد.

۴) نتایج به‌دست آمده از تحلیل حرارتی بیانگر رفتار دو مرحله‌ای دیوار در معرض آتش‌سوزی است. در مرحله اول از شروع آتش‌سوزی، اثر بار حرارتی بر افت مقاومت مصالح غالب بوده و عامل تأثیرگذار در تعیین رفتار دیوار می‌باشد. در این مرحله با وجود افت خواص مکانیکی مصالح دیوار، با افزایش بار حرارتی، دیوار منبسط شده و نیروی محوری فشاری وارد شده به گره‌های فوقانی دیوار افزایش می‌یابد. در مرحله دوم با وجود افزایش بار حرارتی، انبساط دیوار متوقف شده و به علت افزایش افت مقاومت مصالح، دیوار توانایی باربری خود را از دست داده و دچار گسیختگی می‌شود. در این مرحله افت مقاومت مصالح اثر خود را به‌صورت کاهش شدید جابجایی قائم و نیروی محوری گره‌های فوقانی دیوار نشان می‌دهد و این روند کاهش تا پایان تحلیل ادامه دارد. قابل‌توجه است که با از بین رفتن کامل مقاومت مصالح دیوار در معرض حرارت، میزان جابجایی ایجاد شده در گره‌های فوقانی، متناسب با جابجایی قائم ناشی از حذف استاتیکی دیوار باربر می‌باشد و میزان نیروی محوری فشاری گره به صفر میل می‌کند.

۵) با کوچک‌تر کردن بازه‌های زمانی در تحلیل حرارتی به منظور اصلاح منحنی تنش- کرنش غیرخطی و خصوصیات مکانیکی مصالح و اعمال بار حرارتی به اعضای مورد بررسی، نتایج با دقت بیشتری حاصل می‌گردد.

۶) افت جابجایی قائم ایجاد شده در گره‌های فوقانی، پس از گسیختگی المان‌های باربر در حالت حذف ناگهانی بیشتر از حالت حذف تدریجی با اعمال بار حرارتی و کاهش خصوصیات مکانیکی مصالح می‌باشد. این مسئله به دلیل اثر ضربه ناشی از حذف دینامیکی المان‌های باربر است.

۷) با توجه به ضوابط منظم بودن پلان و ارتفاع سیستم دیوار باربر بتنی نتیجه‌گیری‌های تحقیق برای سازه‌های نامنظم صادق نمی‌باشد و بررسی این نوع سازه‌ها نیازمند تحلیل‌های جداگانه‌ای است.

۸) در نتیجه‌گیری‌ها باید تفاوت ماهیتی انواع تحلیل‌های انجام شده، شکل هندسی و موقعیت قرارگیری متفاوت دیوارهای باربر

کمتر سیستم دیوار باربربتنی نسبت به سیستم قاب خمشی بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده نمایان است.

در سیستم قاب خمشی بتنی تیرهای مجاور ستون محذوف در معرض تنش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگی قرار می‌گیرد و نقش عمده‌ای را در باز توزیع نیروها پس از حذف ستون ایفا می‌کند. بنابراین وجود تیرها در سیستم قاب خمشی بتنی باعث افزایش شکل‌پذیری شکل‌پذیری این سیستم در مقایسه با سیستم دیوار باربر بتنی شده‌است.

به وسیله اعتبارسنجی با تحلیل دینامیکی غیرخطی، مشخص گردید که پارامتر ((ضریب بار محوری)) در آنالیز Pushdown معیار مناسبی برای بررسی پتانسیل خرابی پیش‌رونده در سازه است. خرابی پیش‌رونده در سیستم قاب خمشی بتنی در حالتی اتفاق افتاده‌است، که با ایجاد همین شرایط در سیستم دیوار باربر بتنی، حداکثر جابجایی قائم گره A1 به میزان ۴/۱۲ میلی‌متر محدود شده‌است.

۶- جمع‌بندی

بر طبق تحلیل‌های انجام شده و بررسی‌های صورت گرفته در این تحقیق با موضوع "ارائه یک سیستم سازه‌ای کارآمد در برابر خرابی پیش‌رونده ناشی از بارهای انفجاری جهت تمهیدات پدافندی" نتایج زیر قابل برداشت است:

۱) نتایج نشان‌دهنده مقاومت بسیار بالای سیستم دیوار باربر بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده است. دلیل آن را می‌توان به علت درجه نامعینی بسیار بالا و عملکرد جعبه‌ای مانند سیستم، دانست. عملکرد یکپارچه دیافراگم صلب کف و سطح گسترده اتصال آن به دیوارها و همچنین عملکرد طره‌ای مانند دیوارهای باربر باقی مانده، مانع از ایجاد جابجایی‌های بزرگ در سایر اعضای متصل به عضو آسیب‌دیده شده‌است.

۲) نتایج تحلیل دینامیکی غیرخطی، تحلیل حرارتی و Pushdown نشان می‌دهد که بحرانی‌ترین موقعیت به‌منظور حذف دیوارهای باربر در پلان سیستم دیوار باربر بتنی، حذف هم‌زمان و ناگهانی دیوارهای پیرامونی واقع در کنج ساختمان می‌باشد.

۳) پس از حذف دیوارهای باربر، بار دائمی که قبلاً توسط آن‌ها تحمل می‌شد، بین المان‌های باربر مجاور بازتوزیع می‌شود و شرایط تعادل استاتیکی جدیدی به منظور حفظ پایداری سازه ایجاد می‌گردد.

مراجع

- [1] U. DoD, Structures to Resist the Effects of Accidental Explosions. US DoD, Washington, DC, USA, UFC 3-340-02, 2008.
- [2] U. Gsa, Progressive collapse analysis and design guidelines for new federal office buildings and major modernization projects, Washington, DC, (2003).
- [3] B.R. Ellingwood, R. Smilowitz, D.O. Dusenberry, D. Duthinh, H.S. Lew, N.J. Carino, Best practices for reducing the potential for progressive collapse in buildings, (2007).
- [4] R. Sun, Z. Huang, I.W. Burgess, Progressive collapse analysis of steel structures under fire conditions, *Engineering structures*, 34 (2012) 400-413.
- [5] H. Kim, Progressive collapse behavior of reinforced concrete structures with deficient details, (2006).
- [6] M. Sasani, J. Kropelnicki, Progressive collapse analysis of an RC structure, *The Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17(4) (2008) 757-771.
- [7] M. Sasani, S. Sagioglu, Gravity Load Redistribution and Progressive Collapse Resistance of 20-Story Reinforced Concrete Structure following Loss of Interior Column, *ACI Structural Journal*, 107(6) (2010).
- [8] O. Pekau, Y. Cui, Progressive collapse simulation of precast panel shear walls during earthquakes, *Computers & structures*, 84(5-6) (2006) 400-412.
- [9] O.A. Mohamed, Assessment of progressive collapse potential in corner floor panels of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures*, 31(3) (2009) 749-757.
- [10] Y. Bao, S.K. Kunnath, Simplified progressive collapse simulation of RC frame-wall structures, *Engineering Structures*, 32(10) (2010) 3153-3162.
- [11] H. Mostafaei, T. Kabeyasawa, Performance of a six-story reinforced concrete structure in post-earthquake fire, in: 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering, Institute for Research in Construction Toronto, Ontario, 2010.
- [12] B. Behnam, H. Ronagh, M. Ashraf, Performance of reinforced concrete structures in post-earthquake fire,

مورد نظر در پلان، تفاوت سطح بارگیر گره‌های فوقانی مورد نظر از المان‌های محذوف و تعداد المان‌های باربر متصل به دیوارهای محذوف را مد نظر قرار داد.

۹) در یک موقعیت ثابت در پلان سیستم دیوار باربر بتنی با حذف المان‌های باربر در طبقات مختلف، بیشترین جابجایی قائم در طبقه‌ای است که مقطع المان‌های باربر برای اولین بار در آن عوض شده‌است. به عبارت دیگر پتانسیل خرابی پیش‌رونده در طبقاتی که محل اعمال تغییرمقطع المان‌های باربر هستند، افزایش می‌یابد.

۱۰) به دلیل سهم باربری بیشتر المان‌های واقع در طبقه اول ساختمان، در هنگام حذف آن‌ها نیروهای بزرگتری در سازه بازتوزیع شده و بار کششی و فشاری بیشتری به المان‌های باربر مجاور وارد گردیده‌است. ولی این عامل باعث بحرانی‌تر شدن حالت حذف المان‌های باربر در طبقه اول ساختمان نیست.

۱۱) با در نظر گرفتن پلان، بارگذاری و شرایط مشابهی برای حذف المان‌های باربر در دو سیستم دیوار باربر بتنی و قاب خمشی دوگانه بتنی، عملکرد این دو سیستم در برابر خرابی پیش‌رونده به وسیله تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی و استاتیکی غیرخطی (Pushdown) با یکدیگر مقایسه شده‌است. در شرایط مورد نظر حداکثر جابجایی قائم در سیستم دیوار باربر بتنی، به میزان ۵/۰۷ میلی‌متر محدود شد و این درحالی است که سیستم قاب خمشی دوگانه بتنی در همین شرایط به علت ایجاد خرابی پیش‌رونده، ویران گردید.

۱۲) مقایسه بین نتایج تحلیل‌های Pushdown انجام شده در هر دو سیستم، نشان‌دهنده پایداری و مقاومت بسیار بالاتر، سختی بیشتر و شکل‌پذیری کمتر سیستم دیوار باربربتنی نسبت به سیستم قاب خمشی بتنی در برابر خرابی پیش‌رونده است. در سیستم قاب خمشی بتنی تیرهای مجاور ستون محذوف در معرض تنش‌ها و تغییرشکل‌های بزرگی قرار می‌گیرد و نقش عمده‌ای را در بازتوزیع نیروها پس از حذف ستون ایفا می‌کند. بنابراین وجود تیرها در سیستم قاب خمشی بتنی باعث افزایش شکل‌پذیری این سیستم در مقایسه با سیستم دیوار باربر بتنی شده‌است.

۱۳) به وسیله اعتبارسنجی با تحلیل دینامیکی غیرخطی تأیید گردید که قابلیت نرم‌افزارهای مورد استفاده در انجام تحلیل غیرخطی دینامیکی مصالح و هندسه، به اثبات رسید.

- [22] A.S.o.C. Engineers, Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE/SEI41-06): Rehabilitation Requirements; Chapter 2 Scope; Chapter 3 Analysis Procedures; Chapter 4 Foundations and Geologic Site Hazards; Chapter 5 Steel; Chapter 6 Concrete; Chapter 7 Masonry; Chapter 8 Wood and Light Metal Framing; Chapter 9 Seismic Isolation and Energy Dissipation; Chapter 10 Simplified Rehabilitation; Chapter 11 Architectural, Mechanical, and Electrical Components; Appendix A Use of this Standard for Local or Directed Risk Mitigation Programs; Symbols; Acronyms; Definitions; References, in, American Society of Civil Engineers, 2007.
- [23] A. Committee, Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and commentary (ACI 318R-05), in, American Concrete Institute, 2005.
- [24] D.-G. Lu, S.-S. Cui, P.-Y. Song, Z.-H. Chen, Robustness assessment for progressive collapse of framed structures using pushdown analysis methods, *International Journal of Reliability and Safety*, 6(1-3) (2012) 15-37.
- [25] E.C.f. Standardization, Eurocode 2: Design of concrete structures—Part 1-2: General rules—Structural fire design, in, CEN Brussels, 2004.
- [26] M. Vorechovsky, D. Matesová, Interplay of Sources of Size Effects in Concrete Specimens, in: *Fracture of Nano and Engineering Materials and Structures*, Springer, 2006, pp. 1365-1366.
- [27] Ninth subject of national building regulations of Iran, Design and construction of RC buildings, Ministry of Housing and Urban Development, Deputy of housing and building affairs, Building regulations office, 2014 (In Persian)
- [28] Alireza Pachenari, "Progressive collapse of RC structures", MSC dissertation, Amirkabir University of Technology, Civil Engineering and Environment department, 2010. (In Persian),
- [29] J.H. Thomsen IV, J.W. Wallace, Displacement-based design of slender reinforced concrete structural walls—experimental verification, *Journal of structural engineering*, 130(4) (2004) 618-630.
- in: SEMC 2013: Proceedings of the 5th International Conference on Structural Engineering, Mechanics and Computation, Taylor & Francis Group, 2013, pp. 727-728.
- [13] J. Kim, Y.H. Lee, Seismic performance evaluation of diagrid system buildings, *The Structural design of tall and special buildings*, 21(10) (2012) 736-749.
- [14] B. Yang, Y. Yang, X.-H. Zhou, Q.-F. Jiang, S.-B. Kang, Component tests and numerical simulations of composite floor systems under progressive collapse, *Journal of Constructional Steel Research*, 151 (2018) 25-40.
- [15] S.-C. Lin, B. Yang, S.-B. Kang, S.-Q. Xu, A new method for progressive collapse analysis of steel frames, *Journal of Constructional Steel Research*, 153 (2019) 71-84.
- [16] L. Bredean, M. Botez, The influence of beams design and the slabs effect on the progressive collapse resisting mechanisms development for RC framed structures, *Engineering Failure Analysis*, 91 (2018) 527-542.
- [17] V. SAP, 19 (2017). CSI analysis reference manual, Computers and Structures Inc., Berkeley, California, USA.
- [18] S.M. Walls, FEMA 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, ASCE for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC, November 2000. Forghani R., Totoev YZ y Kanjanabootra S., Experimental investigation of the water penetration through semi interlocking masonry (SIM) walls, Proc. Annual Meeting of Architectural Institute of Japan, Kobe, Japan, September 2014, pp. 889-890, *Masonry Society Journal*, 25(1) (2004) 41-52.
- [19] J.B. Mander, M.J. Priestley, R. Park, Theoretical stress-strain model for confined concrete, *Journal of structural engineering*, 114(8) (1988) 1804-1826.
- [20] A. Belarbi, T.T. Hsu, Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete, *Structural Journal*, 91(4) (1994) 465-474.
- [21] Seismic rehabilitation of existing building (Code 360), National organization of management and planning, Deputy of technical affairs, Technical affairs office, Compilation of criteria and reduction of earthquake risk, 2007. (In Persian).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

A. Shokoohfar, F. Khosravi, M. Rahai, *Development of an efficient structural system against the progressive collapse of explosive loads for protective measures*, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 52(2) (2020) 407-426.

DOI: [10.22060/ceej.2019.14322.5623](https://doi.org/10.22060/ceej.2019.14322.5623)



