



# Reliability Based Evaluation of Low-rise Reinforced Concrete Moment Frames Designed for Different Levels of Ductility

N. Soltani<sup>1</sup>, H. Tajammolian<sup>1\*</sup>, B. Ahmadi-Nedushan<sup>1</sup>

<sup>1</sup> Faculty of Civil Engineering, Yazd University, Yazd, Iran

**ABSTRACT:** This study aims to assess reinforced concrete moment frames designed at varying ductility levels within a typical reinforced concrete structure, from a reliability perspective. The article explores the probabilistic methods for designing different ductility levels in the current Iranian Concrete Code, focusing on reliability. Specifically, a three-story concrete moment frame structure, designed to low, medium, and special ductility levels as per the Iranian code, is studied. The reliability analysis encompasses uncertainties in loading, dimensional parameters, and evaluating structural performance functions such as floor drift and acceleration. The study utilizes horizontal earthquake components specified by the FEMA P-695 standard to analyze earthquake record uncertainties. Furthermore, a comparison of the reliability index and probability of failure for each performance function is used to assess failure uniformity. The findings reveal a maximum probability of failure in collapse damage state of approximately 9%, 5%, and 2% for low, medium, and special ductility frames, respectively.

## Review History:

Received: Aug. 26, 2020

Revised: Oct. 25, 2023

Accepted: Feb. 03, 2024

Available Online: Mar. 13, 2024

## Keywords:

Reliability

Seismic Evaluation

Moment Frame

Reinforced Concrete

Ductility

## 1- Introduction

Despite the widespread use of concrete frames in construction, significant damage has been observed in these structures in some recent seismic events around the world, resulting in human and financial losses (for example, the Sarpol Zahab earthquake in 2016). Hence, numerous researchers have recently explored the seismic performance of reinforced concrete structures using diverse approaches. Reliability analysis is increasingly deemed the optimal method for evaluating the effectiveness of earthquake-resistant structural systems. This is due to its ability to consider the uncertainties in seismic loads and structural capacity. Lu et al. (1994) assessed the reliability of reinforced concrete beams designed according to ACI regulations. They examined a variety of beams in different positions and compared the reliability index for various modes. Their results emphasized the influence of live load and material strength on the reliability index [1]. Dymiotis et al. (1999) studied the reliability of reinforced concrete frames, assuming uncertainty in the structure's stiffness and capacity. Their approach includes accounting for both local member failure and overall structure failure. They utilized seismic table test results from small-scale models of reinforced concrete frames to statistically represent the structure's critical response [2]. Arafah examined the factors influencing the reliability of concrete beams, including

concrete strength, cross-sectional dimensions, stress in the beam, and shear strength. These factors need to be considered in structural design [3]. The study by Dymiotis et al. (2002) compared bending frames with frames containing masonry infills. They found that in the ultimate limit state, the ductility of concrete was the primary determinant of failure probability. However, in the serviceability limit state, the shear resistance of building materials had a more significant impact [4]. The analysis and design of structures using reliability theory have garnered substantial attention recently. Several studies have explored the reliability of structures, yielding noteworthy results. However, few research studies have been conducted on examining current regulations using reliability theories in concrete structures. For this purpose, in this research, by Considering the uncertainties mentioned in the probability space and the design of the structure based on the current regulation, the reliability of different bending concrete frames designed based on the regulation is investigated, and in this way, the effect of the uncertainties directly in regulations is studied.

## 2- Methodology

In this study, the initial step involves analyzing and designing 3D models using Etabs software. Subsequently, a 2D frame of each structure is modeled in Oppenses software

\*Corresponding author's email: h.tajammolian@yazd.ac.ir



**Table 1. Reliability index values in low-ductility frame for drift and acceleration functions**

Earthquake	DS1		DS2		DS3		DS4	
	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift
Manjil	-2.32	-2.32	-2.32	-2.32	-0.82	2.35	0.73	inf
Imperial Valley	-2.19	-2.19	-2.19	inf	inf	inf	inf	inf
Northridge	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	2.02	inf	2.20	inf
Kobe	-2.28	-2.28	-2.28	-2.28	0.37	0.98	0.99	1.40
Landers	-2.19	-2.19	-2.19	-2.10	2.57	inf	inf	inf
Duzce	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	1.33	inf	1.83	inf

**Table 2. Reliability index values in medium-ductility frame for drift and acceleration functions**

Earthquake	DS1		DS2		DS3		DS4	
	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift
Manjil	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	-0.29	2.69	1.09	inf
Imperial Valley	-2.26	-2.19	-2.26	inf	inf	inf	inf	inf
Northridge	-2.22	-1.98	-1.59	-1.98	2.09	inf	2.67	inf
Kobe	-2.26	-2.26	-2.26	-2.26	0.58	1.11	1.21	1.62
Landers	-2.08	-2.08	-2.08	-2.08	inf	inf	inf	inf
Duzce	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	1.61	inf	2.69	inf

**Table 3. Reliability index values in special-ductility frame for drift and acceleration functions**

Earthquake	DS1		DS2		DS3		DS4	
	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift	Acc.	Drift
Manjil	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	-0.29	inf	inf	inf
Imperial Valley	-2.26	-1.96	-2.26	inf	inf	inf	inf	inf
Northridge	-1.65	-1.65	-1.51	-1.65	2.68	inf	2.67	inf
Kobe	-2.26	-2.26	-2.26	-2.25	0.82	1.31	1.45	1.69
Landers	-1.94	-1.94	-1.94	-1.94	inf	inf	inf	inf
Duzce	-2.19	-2.19	-2.19	-2.19	inf	inf	inf	inf

[5]. After the completion of modeling and static analysis, a time history analysis is conducted. Lastly, the Oppenses software is connected to the RT software to carry out the reliability analysis.

For the seismic design of the structures, a very high seismic zone and type 3 soil were selected in accordance with regulation 2800 [6], with a base earthquake acceleration of 0.35. The study considered three frames of normal, medium, and special type on 3 floors to compare the ductility as per the lateral bearing system regulations for concrete bending frames. All buildings assumed the same residential use and gravity loading details. In total, three types of buildings with identical geometric conditions and loading were investigated. The dead and live loads of the structure floors were chosen as 600 and 200 kg/m<sup>2</sup>, respectively, following the sixth section of the national regulations [7]. Additionally, the dead and live loads of the roof were 500 and 150 kg/m<sup>2</sup>. The beam and

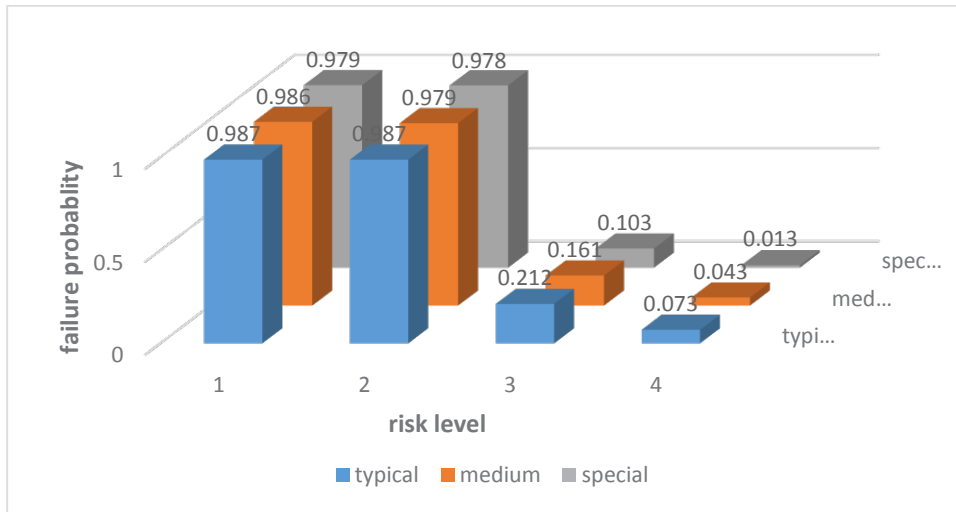
column sections of each floor of the three-story building in three low, medium, and special ductility levels are designed. All three structures had similar frames in two directions with three openings of 5.5 meters in length, and the height of each floor was 3.2 meters.

### 3- Result and Discussion

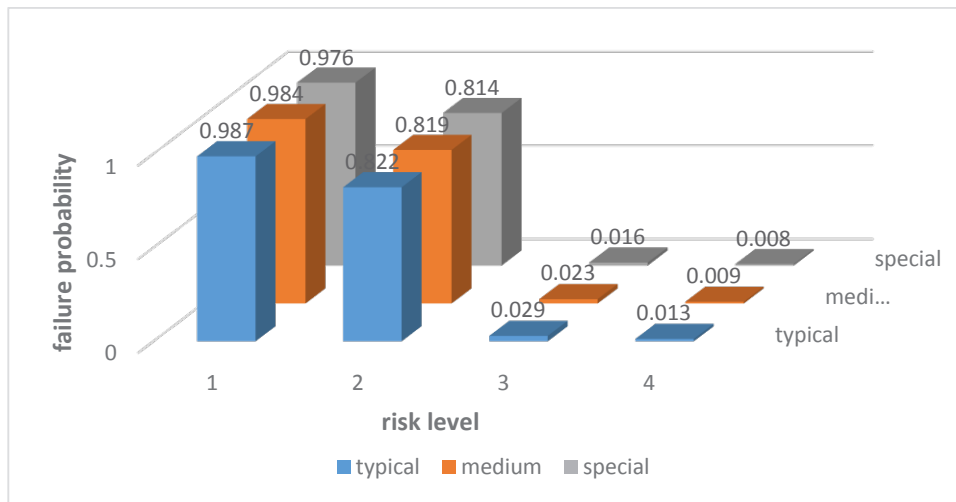
#### 3- 1- Reliability index values for the limit state functions of drift and acceleration.

The reliability coefficient ( $\beta$ ) obtained from earthquakes in normal, medium, and special bending frame models for damage levels from DS1 to DS4 are given in Tables 1, 2, and 3, respectively. In these tables, both functions of maximum drift and maximum acceleration have been considered. Among the analyses performed, none of the cases resulted in failure, and the probability of the failure level was zero.

It is evident that failure at lower levels occurs earlier



**Fig. 1. The average failure probability at different risk levels according to the maximum acceleration performance function**



**Fig. 2. The average probability of failure at different risk levels according to the maximum drift performance function**

due to the lower limit values of acceleration and drift in performance functions when changing the model and characteristics of the earthquake record. Therefore, lower failure levels are less reliable and more likely to occur. In other words, the possibility of the structure reaching the limit values of drift and acceleration is lower at higher levels of structural failure, resulting in a lower probability of failure. Moreover, by comparing the values of normal, medium, and special frames in each earthquake, it can be seen that the highest  $\beta$  values are related to the special frame, which is due to the greater plasticity of this frame. Therefore, the bending frame with high ductility has a lower probability of failure.

### 3- 2- failure probability diagram in the functional function of maximum acceleration and drift

To further illustrate the difference in failure rates due to acceleration and drift, the average failure probability of all models is depicted in the two bar graphs of Figures 1 and 2.

### 4- Conclusions.

- In low, medium, and special-ductility moment frames in areas with the same seismicity, it can be observed that the average probability index of frame failure due to drift at the collapse risk level was 1.3, 0.087, and 0.075%, respectively. It is evident that low-ductility frames have a higher probability

of failure than medium and special ones, while the probability of failure of the medium moment frame is higher than the special frame. This is attributed to the superior reinforcement of concrete components, resulting in the special frame being more flexible than the medium one, and the medium frame being more flexible than the low-ductility frame

- The examination of results in the series system, i.e., the probability of simultaneous occurrence of collapse due to acceleration or drift, indicates that the probability of occurrence decreases with the increase of the failure level. For example, the upper limit of failure probability of low, medium, and special-ductility moment frames at the level of collapse risk were 8.6, 1.1, and 0.2%, respectively. Since the probability of series failure occurs based on the occurrence of each of the limiting values of acceleration or drift, the probability of series occurrence is higher than the probability of each of the functional functions.

- The probability of failure due to acceleration in low, medium, and special-ductility frames at the severe risk level (level 3) were 21%, 16%, and 10% respectively. The probability of failure due to drift in low, medium, and special-ductility moment frames at the same risk level were 8.2%, 2.2%, and 5.1% respectively. Comparing the probabilities of failure due to acceleration and drift shows that the non-structural failure probability, i.e., the effect of acceleration, is much higher than the structural collapse probability due to drift.

## References

- [1] R. Lu, Y. Luo, J.P. Conte, Reliability evaluation of reinforced concrete beams, *Structural Safety*, 14(4) (1994) 277-298.
- [2] C. Dymiotis, A.J. Kappos, M.K. Chryssanthopoulos, Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity, *Journal of Structural Engineering*, 125(9) (1999) 1038-1047.
- [3] A. Arafah, Factors affecting the reliability of reinforced concrete beams, C.A Brebbia, ISBN 1-85312-830-9, WIT Transactions on Ecology and the Environment, 45 (2000).
- [4] C. Dymiotis, B.M. Gutleiderer, Allowing for uncertainties in the modeling of masonry compressive strength, *Construction and building materials*, 16(8) (2002) 443-452.
- [5] PEER, (2008). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). development platform by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), in, pp. <http://opensees.berkeley.edu>.
- [6] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, Tehran: Building and Housing Research Center, Edition 4. in Persian
- [7] National Building Regulations, (1392). Part 6: Design Loads for Buildings. Tehran: IRI Ministry of Roads and Urban Development. . in Persian

### HOW TO CITE THIS ARTICLE

N. Soltani, H. Tajammolian, B. Ahmadi-Nedushan, Reliability Based Evaluation of Low-rise Reinforced Concrete Moment Frames Designed for Different Levels of Ductility, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 56(2) (2024) 29-32.

DOI: 10.22060/ceej.2024.18916.6998





## ارزیابی لرزه‌ای قاب خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه طراحی شده با سطوح مختلف شکل‌پذیری از منظر قابلیت اطمینان

نسرین سلطانی<sup>۱</sup>، حامد تجملیان<sup>۱\*</sup>، بهروز احمدی ندوشن<sup>۱</sup>

۱- دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه یزد، یزد، ایران.

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۳۹۹/۰۶/۰۵  
بازنگری: ۱۴۰۲/۰۸/۰۳  
پذیرش: ۱۴۰۲/۱۱/۱۴  
ارائه آنلاین: ۱۴۰۲/۱۲/۲۳

### کلمات کلیدی:

قابلیت اطمینان  
ارزیابی لرزه‌ای  
قاب خمشی  
بتن مسلح  
شکل‌پذیری

**خلاصه:** هدف از انجام این پژوهش، ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن مسلح کوتاه مرتبه، طراحی شده با سطوح مختلف شکل‌پذیری در یک سازه متداول بتن آرمه از منظر قابلیت اطمینان می‌باشد. این مطالعه به بررسی احتمالاتی روش‌های طراحی سطوح مختلف شکل‌پذیری در آیین‌نامه فعلی ایران، مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، در قالب قابلیت اطمینان می‌پردازد. در این مطالعه یک سازه سه طبقه قاب خمشی بتنی با سطوح مختلف شکل‌پذیری مختلف، یعنی شکل‌پذیری کم، متوسط و ویژه مورد بررسی قرار گرفته است. با استفاده از عدم قطعیت‌های موردنظر در بارگذاری و پارامترهای ابعادی قاب، آنالیز قابلیت اطمینان روی توابع عملکرد سازه از جمله دریافت و شتاب طبقات انجام گرفته و قابلیت اطمینان کل سازه به دست آمده است. برای در نظر گرفتن عدم قطعیت رکوردهای زلزله نیز از مؤلفه‌های افقی زمین‌لرزه‌های حوزه دور آیین‌نامه FEMA P695 استفاده شده است. با مقایسه شاخص قابلیت اطمینان و احتمال خرابی مربوط به هر یک از توابع عملکرد، میزان یکنواختی احتمال شکست مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. بعنوان یک معیار کمی می‌توان بیان نمود که حداکثر احتمال خرابی در سطح خرابی فروریزش، برای قاب‌های با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد حدوداً ۹، ۵ و ۲ درصد بوده است.

### ۱- مقدمه

با وجود استفاده زیاد از قاب‌های بتنی در ساخت و ساز، این نوع سازه‌ها در برخی وقایع لرزه‌ای اخیر در سراسر جهان آسیب قابل توجهی را متحمل شده‌اند که با خسارات جانی و مالی فراوانی همراه بوده است (به طور مثال زلزله سرپل ذهاب در سال ۱۳۹۶). از این رو اخیراً محققین زیادی سعی کرده‌اند که رفتار لرزه‌ای سازه‌های بتن آرمه را از طریق رویکردهای متنوع مورد بررسی قرار دهند. اما بهترین رویکرد برای ارزیابی کفایت یک سیستم سازه‌ای مقاوم در برابر زلزله، از طریق آنالیز قابلیت اطمینان می‌باشد؛ زیرا چنین رویکردی عدم قطعیت‌های موجود در بارهای لرزه‌ای و ظرفیت سازه را پوشش می‌دهد. آنالیز قابلیت اطمینان به عنوان یک راهکار در ارزیابی موضوعات متنوع مهندسی سازه مورد استفاده قرار گرفته است، به طور مثال: لو<sup>۱</sup> و همکاران در سال ۱۹۹۴ ارزیابی قابلیت اطمینان تیر بتن آرمه طراحی شده طبق آیین‌نامه ACI را انجام داده و طیف گسترده‌ای از تیرها در

موقعیت مختلف را در نظر گرفته و به مقایسه شاخص قابلیت اطمینان برای حالت‌های مختلف پرداخته‌اند. آنها نتیجه گرفتند که شاخص قابلیت اطمینان نسبت به بار زنده و مقاومت مصالح حساسیت بیشتری دارد [۱]. دای میتیز و همکارانش<sup>۲</sup> در سال ۱۹۹۹ قابلیت اطمینان قاب‌های بتن آرمه را با فرض عدم قطعیت در سختی و ظرفیت سازه بررسی کردند. مشخصه بارز روش پیشنهادی آنها برای ارزیابی احتمالی پاسخ سازه، توانایی به حساب آوردن شکست محلی در اعضا و شکست کلی سازه می‌باشد. آنها برای بیان آماری پاسخ بحرانی سازه، از نتایج به دست آمده از آزمایش‌های میز لرزه روی مدل‌های کوچک‌مقیاس قاب‌های بتن آرمه، استفاده کردند [۲]. آراف<sup>۳</sup> در سال ۲۰۰۰ به بررسی عوامل تأثیرگذار بر قابلیت اطمینان تیر بتنی پرداخت. در این پژوهش این عوامل عبارت‌اند از مقاومت بتن، ابعاد مقطع، تنش ایجاد شده در تیر و مقاومت برشی. این عوامل باید در طول طراحی سازه در نظر گرفته شود [۳]. دای میتیز و همکارانش در سال ۲۰۰۲ در مقاله دیگری به مقایسه قاب‌های خمشی و قاب‌های دارای میان قاب‌های مصالح بنائی

1 Lu

2 Dymiotis et al.

3 Arafah

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: h.tajammolian@yazd.ac.ir



جدول ۱. نتایج آنالیز قابلیت اطمینان [۶].

Table 1. Reliability analysis results

روش	شاخص قابلیت اطمینان	احتمال شکست
مونت کارلو <sup>۱</sup>	۲/۶۱۵۴۵	۰/۴۴۵۵۵۵
FORM	۲/۵۱۳۱	۰/۵۹۸۳۸۵

<sup>۱</sup> Monte Carlo

پرداختند و به این نتیجه رسیدند که در حالت حدی نهائی، شکل‌پذیری بتن فاکتور اصلی مؤثر بر احتمال شکست است ولی در حالت حدی بهره‌برداری، مقاومت برشی مصالح بنائی تأثیر بیشتری دارد [۴].

بیانچینی و همکارانش در سال ۲۰۰۹ در تحقیقی دیگر با استفاده از مدل‌های متنوع، پیش‌بینی اثرات وقوع حرکات زمین را روی روش پیشنهادی دستورالعمل FEMA 356 مورد بررسی قرار دادند. آنها نشان دادند که استفاده از مدل‌های متفاوت خطر لرزه‌ای، تأثیر اندکی بر نتایج قابلیت اطمینان حاصل خواهد داشت [۵].

ابدلوفی<sup>۱</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۵ از یک سازه بتنی چهارطبقه برای مقایسه نتایج قابلیت اطمینان روش مرتبه اول قابلیت اطمینان<sup>۲</sup> (FORM) و روش مونت کارلو استفاده کردند [۶]. نتایج مقایسه این تحقیق در جدول ۱ آورده شده است.

چن<sup>۳</sup> در سال ۲۰۱۵ به بررسی تأثیر آنالیز قابلیت اطمینان به عنوان روش مفید جهت بررسی طول عمر سازه موجود بتنی پرداخت و ترک بتن به عنوان یک عامل در آنالیز قابلیت اطمینان را در نظر گرفت. نتایج آنالیز قابلیت اطمینان برای بررسی یک پل بتنی نشان می‌دهد که این رویکرد می‌تواند عملکرد سازه بتنی را در آینده به خوبی پیش‌بینی کند و در صورت لزوم اقدامات نگهداری و تعمیر برای افزایش ایمنی ساختمان و به حداقل رساندن هزینه عملیاتی صورت گیرد [۷]. توماس<sup>۴</sup> و همکارانش در سال ۲۰۱۸ آنالیز قابلیت اطمینان بر روی ستون‌های دایره‌ای بتنی پل‌ها انجام دادند و به این نتیجه رسیدند که آنالیز قابلیت اطمینان به قطر ستون، مقاومت بتن، سرعت

- 1 Abdelouafi et al.
- 2 First Order Reliability Method
- 3 Chen
- 4 Thomas

وسایل نقلیه بسیار حساس است [۸].  
تحلیل و طراحی سازه‌ها بر مبنای نظریه قابلیت اطمینان اخیراً به طور جدی مورد توجه قرار گرفته است و تاکنون تحقیقات زیادی بر روی قابلیت اطمینان سازه‌ها انجام شده است که هر کدام به نوبه خود نتایج قابل توجهی در برداشته است. ولی تاکنون تحقیقات کمی بر روی بررسی احتمالاتی آیین نامه‌های فعلی در قالب تئوری‌های قابلیت اطمینان در سازه بتنی صورت گرفته است. بدین منظور در این پژوهش با در نظر گرفتن عدم قطعیت پارامترهای ذکر شده و طراحی سازه براساس آیین‌نامه فعلی، میزان قابلیت اطمینان قاب‌های بتنی خمشی مختلف طراحی شده بر مبنای آیین‌نامه مورد بررسی قرار می‌گیرد و از این طریق تأثیر عدم قطعیت‌ها به صورت مستقیم در تأمین ضوابط آیین‌نامه مطالعه می‌شود.

۲- مهندسی سازه بر اساس عملکرد

در صورت طراحی بر اساس عملکرد سازه، می‌توان به درک بهتری از رفتار سازه رسید که به طراحی منطقی ساختمان‌ها منجر خواهد شد. با آگاهی کامل از میزان ریسک ساختمان، آسیب‌های ناشی از زلزله به کمترین میزان خود خواهد رسید. برخلاف روش‌های طراحی بر اساس آیین‌نامه‌های موجود که سیستم‌ها طوری طراحی می‌شوند که بدون در نظر گرفتن عملکرد ساختمان‌ها، فقط معیارهای موجود در آیین‌نامه برآورده می‌شود، در روش طراحی بر اساس عملکرد مستقیماً عملکرد ساختمان در طول مراحل طراحی در نظر گرفته می‌شود. در روش طراحی بر اساس عملکرد، ابتدا مطابق با نظر کارفرمایان و مهندسان مشخصات عملکردی مطلوب و اهداف ساختمان تعیین می‌شود و بر آن اساس تحلیل و طراحی سازه انجام می‌گیرد.



جدول ۲. مقادیر حدی شتاب و دریفت برای سطوح خرابی مختلف در سازه قاب خمشی بتنی [۹].

Table 2. Boundary values of acceleration and drift for different failure levels in concrete moment frame structure

سطح خرابی ۴	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۱	سطح خرابی
۲/۴	۱/۲	۰/۶	۰/۳	حداکثر شتاب طبقه (بر حسب شتاب ثقل)
۰/۰۸	۰/۰۳	۰/۰۱	۰/۰۰۵	حداکثر تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای

۲-۱- مقادیر حدی شتاب و دریفت

در این پژوهش چهار سطح خرابی (DS)<sup>۱</sup> متفاوت، بر اساس دستورالعمل فنی HAZUS [۹]، تعریف شده است. این چهار سطح خرابی شامل سطح خرابی خفیف، متوسط، گسترده و فروریزش می‌باشد. در این مطالعه برای اجزای غیر سازه‌ای صرفاً پارامتر شتاب و برای اجزای سازه‌ای دریفت بین طبقات به عنوان پارامتر تقاضای مهندسی (EDP)<sup>۲</sup> در نظر گرفته شده است. مقادیر حدی این پارامتر در جدول ۲ مطابق آیین‌نامه HAZUS [۹] آمده است. در ارزیابی احتمال خرابی سازه در سطح فروریزش مطابق آیین‌نامه FEMA P-695 تنها پارامتر مؤثر دریفت بین طبقات سازه است. همچنین در اکثر دستورالعمل و آیین‌نامه‌های موجود در بررسی عملکرد لرزه‌ای سازه‌ها عموماً دو پارامتر شتاب و دریفت طبقات را به عنوان معیار جهت بررسی وقوع سطح عملکردی متفاوت مدنظر قرار داده‌اند. به عنوان نمونه آیین‌نامه FEMA-356 [۱۰] و بعد از آن AISC 41-13 [۱۱] در بحث بهسازی لرزه‌ای موجود، معیار زاویه چرخش پلاستیک طبقه را به عنوان کمیت مورد استفاده در تعیین سطوح عملکرد سازه بکار می‌برد که خود تابعی از دریفت طبقه است.

با کمک مقادیر موجود در جدول ۲ توابع عملکردی تعریف می‌شود، که به عنوان مثال تابع عملکرد متغیر تصادفی شتاب در سطح خرابی خفیف به صورت  $Z = 0.3g - A_{CC_{Max}}$  تعریف شده است که در این رابطه  $A_{CC_{Max}}$  حداکثر شتاب طبقات سازه است. تشکیل تابع چگالی احتمال متغیرهای تصادفی بسیار دشوار و در اکثر موارد غیرممکن است. روش معمول در این محاسبات استفاده از روش‌های تقریبی و ساده می‌باشد. در این پژوهش از

روش مونت کارلو استفاده شده است. در صورت غیر وابسته و نرمال بودن متغیرهای تصادفی روش هاسوفر-لیند<sup>۳</sup> برای حل عددی احتمال شکست بکار می‌رود. این روش بر پایه تبدیل متغیرها از فضای نرمال به فضای نرمال استاندارد با میانگین صفر و انحراف معیار یک صورت می‌گیرد [۱۲]. راکویتز و فیسلر<sup>۴</sup> این روش را در صورت وجود متغیرهایی با توزیع غیر نرمال توسعه داده‌اند و مبنای این روش بر اساس استفاده از توزیع نرمال معادل به جای توزیع احتمال اصلی بوده است [۱۳].

بر اساس روش هاسوفر-لیند پارامتر  $\beta$  (شاخص قابلیت اطمینان) به صورت فاصله بین مبدأ و نقطه شکست در فضای نرمال استاندارد بر روی تخمین خطی تابع چگالی احتمال تعریف می‌شود. در صورتی که معادله سطح شکست  $Z < 0$  به صورت  $Z = R - S < 0$  بازنویسی گردد که در آن R نشان‌دهنده ظرفیت سیستم و S بیانگر تقاضای سازه (حداکثر دریفت و شتاب) باشد. مقدار شاخص قابلیت اطمینان  $\beta$  به صورت معادله ۱ تعریف خواهد شد [۱۴].

$$\beta = \frac{\mu_Z}{\sigma_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_S^2}} \quad (1)$$

۲-۲- قابلیت اطمینان سیستم سری

توصیه‌نامه HAZUS برای رخداد هرکدام از سطوح خرابی خفیف،

3 Hasofer-Lind  
4 Rackwitz and Fiessler

1 Damage state  
2 Engineering Damage Parameters

ورودی را می‌تواند مورد بررسی قرار دهد و در نهایت مشخص کند که خروجی با چه عبارتهایی رابطه خطی دارد. انجام شبیه‌سازی مونت کارلو، آنالیز FORM، آنالیز FOSM<sup>۴</sup> و... از قابلیت‌های این برنامه است.

#### ۲-۴- معرفی رکورد های زلزله

در این مطالعه به علت بسیار زمان بر بودن آنالیزها در نرم‌افزار RT از ۷ رکورد حوزه دور آیین‌نامه FEMA P- 695 [۱۹] استفاده شده است. نحوه انتخاب رکوردها به گونه‌ای بوده است که محدوده مختلف PGA را شامل شود. PGA رکوردهای انتخابی بین بازه g ۰/۳۴ تا g ۰/۸۲ و بزرگای آن بین بازه ۶/۵ تا ۷/۴ بوده است. در جدول ۳ نام و مشخصات این رکوردها مطابق آیین‌نامه FEMA P- 695 [۱۹] آورده شده است.

#### ۳- طراحی و مدل‌سازی قاب‌ها

در این پژوهش ابتدا مدل‌ها در نرم‌افزار Etabs به صورت سه بعدی تحلیل و طراحی شده است و سپس، یک قاب دوبعدی از هر سازه به صورت دو بعدی در نرم‌افزار اپنسیس<sup>۵</sup> [۲۰] مدل‌سازی می‌شوند و بعد از اتمام مدل‌سازی آنالیز استاتیکی و تاریخچه زمانی انجام می‌شود و در آخر برای انجام آنالیز قابلیت اطمینان، نرم‌افزار اپنسیس به نرم‌افزار RT لینک می‌شود.

برای انجا طراحی لرزه‌ای سازه، پهنه لرزه‌خیزی خیلی زیاد و خاک نوع ۳ طبق آیین‌نامه ۲۸۰۰ [۲۱] انتخاب شده و شتاب مبنای زلزله در آن ۰,۳۵ می‌باشد. برای مقایسه‌ی نتایج آیین‌نامه در مورد شکل‌پذیری‌های در نظر گرفته شده برای سیستم باربر جانبی قاب خمشی بتنی سه قاب از نوع معمولی، متوسط و ویژه در ۳ طبقه در نظر گرفته شده است. برای تمامی ساختمان‌ها کاربرد یکسان مسکونی و جزئیات بارگذاری تکی یکسان فرض گردید. در مجموع ۳ تیپ ساختمان با شرایط هندسی و بارگذاری یکسان در این تحقیق مورد بررسی قرار گرفتند. بار تکی مرده و زنده طبقات سازه مطابق با مبحث ششم مقررات ملی [۲۲] به ترتیب ۶۰۰ و ۲۰۰ کیلوگرم بر مترمربع انتخاب شده است. این بار برای بام ۵۰۰ و ۱۵۰ کیلوگرم بر مترمربع بوده است. مقاطع تیر و ستونهای هر طبقه از ساختمان سه طبقه در سه سطح شکل‌پذیری معمولی، متوسط و ویژه به ترتیب در اشکال ۲، ۳، ۴ و پلان مدل در شکل ۱ آمده است. هر سه سازه دارای قاب‌های مشابه در دو جهت با سه دهانه به طول ۵/۵ متر می‌باشند و ارتفاع هر طبقه ۳/۲ متر بوده است. همچنین در جداول ۴، ۵ و ۶ جزئیات

متوسط، گسترده و فروریزش وقوع یکی از حالات حدی برای حداکثر دریافت یا حداکثر شتاب طبقات را کافی می‌داند. بنابراین می‌توان احتمال وقوع هر سه سطح خرابی را به عنوان احتمال وقوع یکی از دو پیشامد رسیدن حداکثر دریافت یا شتاب طبقه به حالت حدی خود تعریف نمود. به بیان دیگر لازم است تا احتمال وقوع سیستم سری متشکل از دو پیشامد ذکر شده را محاسبه نماییم. این احتمال طبق رابطه ۲ محاسبه می‌گردد [۱۴].

$$P(E_1 \cup E_2) = P(E_1) + P(E_2) - P(E_1 E_2) \quad (2)$$

در این رابطه  $P(E_1)$  و  $P(E_2)$  به ترتیب احتمال وقوع پیشامدهای  $E_1$  و  $E_2$  و  $P(E_1 E_2)$  احتمال وقوع توأم آنها است. در حالت کلی محاسبات مربوط به احتمال توأم معمولاً پیچیده و نیازمند اطلاعات جامع‌تری درباره نحوه وقوع دو پیشامد است. ولی در مورد دو متغیر تصادفی با توزیع احتمال نرمال می‌توان از روش ارائه شده توسط مدسن<sup>۱</sup> [۱۵] آن را به صورت تقریبی محاسبه کرد. در این مطالعه از روش کرنل [۱۶] مطابق بازه رابطه ۳ به عنوان محدوده احتمال وقوع سیستم سری استفاده شده است.

$$MAX [P(E_1), P(E_2)] \leq P(E_1 \cup E_2) \leq MIN [P(E_1) + P(E_2), 1] \quad (3)$$

این محدوده مستقل از احتمال وقوع توأم دو پیشامد است. هرچند بازه یاد شده تا حدی وسیع است ولی برای اهداف مقایسه‌ای این مطالعه می‌توان بدان استناد نمود.

#### ۲-۳- معرفی نرم‌افزار RT

محصولی و هوکاس نرم‌افزار RT<sup>۲</sup> [۱۷] را برای ارزیابی ریسک و قابلیت اطمینان سیستم‌های مختلف ارائه نموده‌اند که در این پژوهش از تحلیل قابلیت اطمینان آن استفاده شده است. این نرم‌افزار با داشتن مدل‌ها و توزیع‌های مختلف احتمالاتی، قابلیت اضافه نمودن مدل‌های جدید و همچنین اتصال با سایر نرم‌افزارهای تحلیل المان محدود از جمله اپنسیس<sup>۳</sup> را دارا می‌باشد [۱۸]. این برنامه ترکیب‌های ریاضی مختلف از یک سری

- 1 Madsen
- 2 Risk Tools
- 3 OpenSees

- 4 First Order Second Method
- 5 Opensees



جدول ۳. مشخصات زلزله‌های حوزه دور مطابق آیین‌نامه FEMA P-695 [۱۹].

Table 3. Characteristics of far-field earthquakes according to FEMA P-695 regulations

ردیف	نام زلزله	سال	نام ایستگاه	M	PGA (g)	PGV (cm/s)
۱	Imprial Valley	۱۹۷۹	EL Centro Array#11	۶/۵	۰/۳۸	۴۲
۲	Manjil, Iran	۱۹۹۰	Abbar	۷/۴	۰/۵۱	۵۴
۳	Northridge	۱۹۹۴	Beverly Hills-Mulhor	۶/۷	۰/۵۲	۶۳
۴	Hector Mine	۱۹۹۹	Hector	۷/۱	۰/۳۴	۴۲
۵	Kobe, Japan	۱۹۹۵	Nishi-Akashi	۶/۹	۰/۵۱	۳۷
۶	landers	۱۹۹۲	Coolwater	۷/۳	۰/۴۲	۴۲
۷	Duzce, Turkey	۱۹۹۹	Bolu	۷/۱	۰/۸۲	۶۲

ناپایدار است. در نتیجه به سازه اصلی تکیه خواهد زد و سهم بار ثقیلی ستون مجازی برای اعمال اثر  $\Delta$ -P به صورت نقطه‌ای بر گره‌های ستون مجازی وارد می‌شود [۲۳].

در این پژوهش تعریف محصورشدگی بتن در مدل‌سازی نرم‌افزار اپنسیس اهمیت ویژه‌ای دارد زیرا تمایز بین مدل معمولی، متوسط و ویژه در محصورشدگی بتن مدل‌ها می‌باشد. از مدل چنگ و مندر<sup>۲</sup> (Concrete07) برای تعریف پارامترهای بتن محصور شده مطابق آرمانتور گذاری جداول ۴ تا ۶ استفاده شده است. این پارامترها به وسیله فاصله بین آرمانتورهای طولی، سطح مقطع موردنظر، فاصله بین آرمانتور عرضی، سطح مقطع میلگردها و... با فرمول‌های مربوطه به دست می‌آید. شکل ۶ بعضی از پارامترهای موردنظر را در مقاطع دایره و مستطیلی نشان می‌دهد. هرچه محصورشدگی بتن افزایش یابد مقاومت و شکل پذیری آن بیشتر می‌شود.

در این مطالعه عدم قطعیت در ۷ متغیر تصادفی در نظر گرفته شده است. این عدم قطعیت‌ها شامل عدم قطعیت‌های بارگذاری که شامل بار مرده و بار زنده می‌باشد، همچنین ابعاد هندسی سازه شامل طول و عرض تیر و ستون و همچنین خصوصیات رفتاری بتن و فولاد شامل مقاومت فشاری بتن و تنش تسلیم فولاد و جرم واحد حجم بتن می‌باشد. چون هدف این مطالعه بررسی میزان توانایی آیین‌نامه‌های تعیینی در رسیدن به اهداف موردنظرشان

آرمانتورگذاری هر سه مدل ارائه شده است.

ساختار کلی همه فایل‌های ایجاد شده در نرم‌افزار اپنسیس مشابه است و همه آنها الگوی یکسانی برای نام‌گذاری اجزا و گره‌ها استفاده شده است. از المان NonLinearBeamColumn برای تعریف تیر و ستون استفاده شده است. بارگذاری ثقیلی نیز به صورت خطی بر تیرها وارد می‌شود.

باید در انتخاب بارهای ثقیلی مؤثر در اثر  $\Delta$ -P دقت لازم را اعمال نمود. چون در سیستم پیرامونی قاب‌های پیرامونی کل نیروی زلزله را تحمل می‌نمایند، اثر  $\Delta$ -P در این قاب تأثیرگذار است و کل اثر  $\Delta$ -P سازه باید به این در قاب اعمال گردد. در صورتی که بار ثقیلی این قاب به نسبت عرض چشمه باربرشان می‌باشد ولی در محاسبات اثر  $\Delta$ -P باید نصف بار ثقیلی در کل ساختمان را به عنوان عامل شدید کننده اثر  $\Delta$ -P لحاظ نمود. از آنجایی که نباید بار ثقیلی اضافی به قاب‌ها اعمال شود در مدل‌ها از یک ستون مجازی به نام ستون متکی<sup>۱</sup> برای لحاظ نمودن اثر  $\Delta$ -P و همچنین برای یکسان شدن زمان تناوب قاب ۳ بعدی و ۲ بعدی استفاده می‌شود. نمونه‌ای از این ستون مجازی در شکل ۵ نمایش داده شده است. این سیستم از اجزای خریابی صلبی تشکیل شده است که در تراز طبقات در فاصله معین قاب متصل می‌شوند. تمامی بار ثقیلی که به صورت مستقیم به قاب خمشی اعمال نمی‌گردد ولی باید در محاسبات اثر  $\Delta$ -P در نظر گرفته شوند، بر روی این ستون به صورت بار ثقیلی نقطه‌ای اعمال می‌شود، چون اعضای خریا هیچ‌گونه عضو موربی ندارند، وقتی تحت بار جانبی قرار می‌گیرد خودش به تنهایی



شکل ۱. پلان مدل سازه‌ها

Fig. 1. Plan of structures



شکل ۲. مقاطع تیر و ستون‌ها و آرماتورگذاری ستون‌ها در قاب معمولی

Fig. 2. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the low-ductility frame



شکل ۳. مقاطع تیر و ستون ها و آرماتورگذاری ستون ها در قاب متوسط

Fig. 3. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the medium-ductility frame



شکل ۴. مقاطع تیر و ستون ها و آرماتورگذاری ستون ها در قاب ویژه

Fig. 4. Sections of beams and columns and reinforcement of columns in the special-ductility frame

جدول ۴. آرماتور گذاری قاب معمولی

Table 4. Low-ductility frame reinforcement

شماره طبقه	ستون	تیر
۱	آرماتور طولی	۱۶Φ۲۵
		۵Φ۲۰
		آرماتور طولی فوقانی
۲	آرماتور طولی	۱۶Φ۲۰
		۴Φ۲۰
		آرماتور طولی تحتانی
۳	آرماتور طولی	۱۲Φ۲۰
		۲Φ۲۰
		آرماتور طولی تحتانی
۱	آرماتور عرضی	۴Φ۱۰@۱۵۰
		۱۰Φ۳@۱۳۰
		آرماتور عرضی
۲	آرماتور عرضی	۳Φ۱۲@۲۰۰
		۲Φ۲۰@۱۵۰
		آرماتور عرضی
۳	آرماتور عرضی	۳Φ۱۲@۲۰۰
		۲Φ۲۰@۱۵۰
		آرماتور عرضی

جدول ۵. آرماتور گذاری قاب متوسط

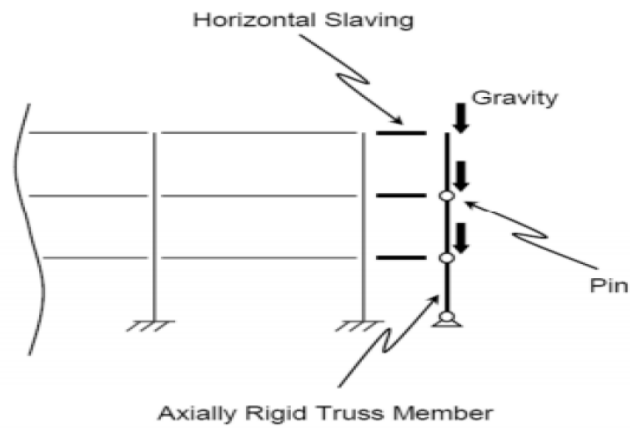
Table 5. Medium-ductility frame reinforcement

شماره طبقه	ستون	تیر
۱	آرماتور طولی	۱۲Φ۲۰
		۳Φ۲۰
		آرماتور طولی فوقانی
		آرماتور عرضی
۲	آرماتور طولی	۲۰Φ۸
		۲Φ۲۰
		آرماتور طولی تحتانی
		آرماتور عرضی
۳	آرماتور طولی	۱۸Φ۸
		۲Φ۲۰
		آرماتور طولی فوقانی
		آرماتور عرضی
۱	آرماتور عرضی	۳Φ۱۰@۱۵۰
		۳Φ۱۰@۲۰۰
		بحرانی
		غیربحرانی
۲	آرماتور عرضی	۲Φ۱۰@۱۵۰
		۲Φ۱۰@۲۰۰
		بحرانی
		غیربحرانی
۳	آرماتور عرضی	۲Φ۱۰@۱۴۰
		۲Φ۱۲@۲۰۰
		بحرانی
		غیربحرانی

جدول ۶. آرماتور گذاری قاب ویژه

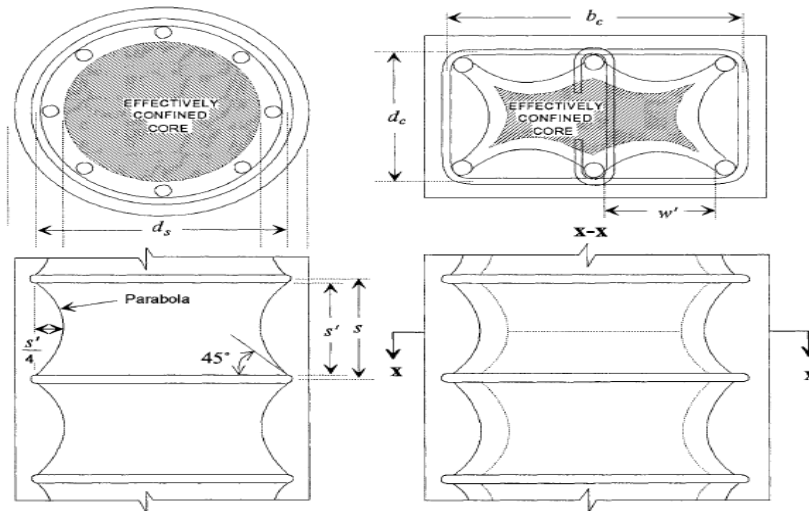
Table 6. Special-ductility frame reinforcement

تیر			ستون		شماره طبقه	
۲Φ۲۰	آرماتور طولی فوقانی		۱۲Φ۱۸	آرماتور طولی		۱
۳Φ۲۰	آرماتور طولی تحتانی			آرماتور عرضی		
۲Φ۱۰@۱۰۰	بحرانی	آرماتور عرضی	۱۲Φ۷@۱۲۰	بحرانی	آرماتور عرضی	
۳Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		۲Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		
۲Φ۲۰	آرماتور طولی فوقانی		۸Φ۱۸	آرماتور طولی		۲
۲Φ۲۰	آرماتور طولی تحتانی			آرماتور عرضی		
۲Φ۱۰@۱۰۰	بحرانی	آرماتور عرضی	۶Φ۱۲@۱۰۰	بحرانی	آرماتور عرضی	
۲Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		۲Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		
۲Φ۱۸	آرماتور طولی فوقانی		۸Φ۱۸	آرماتور طولی		۳
۲Φ۱۸	آرماتور طولی تحتانی			آرماتور عرضی		
۲Φ۱۰@۱۰۰	بحرانی	آرماتور عرضی	۷Φ۱۲@۱۰۰	بحرانی	آرماتور عرضی	
۲Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		۲Φ۱۰@۱۵۰	غیربحرانی		



شکل ۵. ستون متکی [۲۳].

Fig. 5. Leaning column



شکل ۶. محصورشدگی مقاطع دایره و مستطیل [۲۴].

Fig. 6. Circular and rectangular sections confinement

جدول ۷. مشخصات متغیرهای تصادفی

Table 7. Characteristics of random variables

ضریب پراکندگی	میانگین	واحد	نوع توزیع	متغیر تصادفی
۰/۱	۶۰۰	Kg/m <sup>2</sup>	Lognormal	بار مرده
۰/۳	۲۰۰	Kg/m <sup>2</sup>	Lognormal	بار زنده
۰/۰۳	۲۴/۵	MPa	Lognormal	مقاومت بتن
۰/۰۵	۲۳۵/۴	MPa	Lognormal	تنش تسلیم فولاد
۰/۰۰۷	۰/۵	m	Normal	طول مقطع تیر و
۰/۰۱۴	۰/۵	m	Normal	عرض مقطع تیر و
۰/۰۴	۲۲۵۰	Kg/m <sup>3</sup>	Normal	جرم واحد حجم بتن

#### ۴- تصدیق مدل سازی عددی

برای بررسی صحت مدل سازی در برنامه اپسیس از مدل بررسی شده توسط وچپو و بسیل امارا [۲۶] با مشخصات نشان داده شده در شکل ۷ استفاده شده است. مدل مورد بررسی یک سازه دو طبقه بتنی تست شده در آزمایشگاه دانشگاه تورنتو<sup>۲</sup> بوده که ارتفاع هر طبقه ۲ متر با یک دهانه ۳/۵ متری که مشخصات مقاطع آن در شکل ۷ نشان داده شده است.

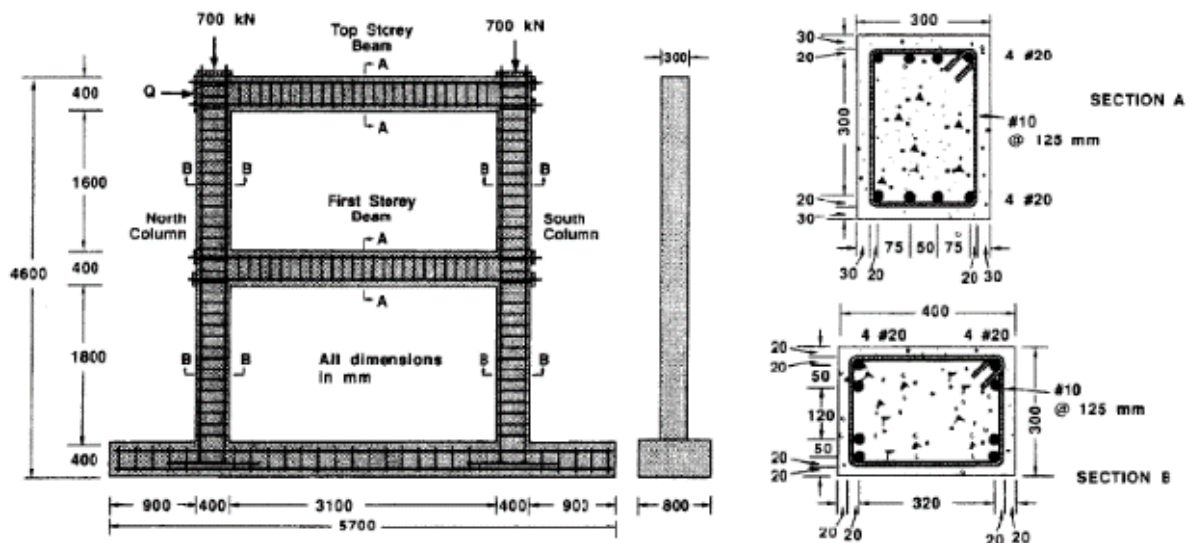
به هر یک از ستون ها طبقه دوم نیروی ۷۰۰ کیلو نیوتن بصورت قائم وارد شده است. و نیروی جانبی به سازه وارد می شود تا جایی که به ظرفیت

بوده است، بنابراین حتی با در نظر گرفتن تعداد کمتری از این عدم قطعیت ها می توان این مقایسه را انجام داد. بنابراین فضای احتمالاتی بردار متغیر تصادفی هفت مؤلفه ای خواهد بود. برای آنالیز قابلیت اطمینان و به دست آوردن ضریب  $\beta$  باید در مورد عدم قطعیت ها مشخصات مربوط به تابع توزیع احتمالاتی و لنگرهای مرتبه اول و دوم که همان میانگین و انحراف معیار است مشخص شود. در این مطالعه مقدار انحراف معیار استاندارد  $\delta$  با توجه به توصیه های آیین نامه JCSS [۲۵] و توصیه احتمالاتی مربوط به آیین نامه آمریکا مطابق جدول ۷ در نظر گرفته شده است.

1 Vecchio and Basil Emar

2 Toronto





شکل ۷. مشخصات مدل وچو [۲۶].

Fig. 7. Vecchio model characteristic

می‌دهد. معیار همگرایی ضریب پراکندگی ۰/۰۲ بوده است. ۵-۱ مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی دریافت و شتاب در جداول ۸، ۹ و ۱۰ به ترتیب ضریب قابلیت اطمینان ( $\beta$ ) به دست آمده از زلزله در مدل‌های قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه برای سطوح خرابی DS1 تا DS4 آورده شده است. در این جداول هر دو تابع عملکردی دریافت حداکثر و شتاب حداکثر مورد نظر بوده است. در میان تحلیل‌های انجام شده هیچ موردی به خرابی منجر نشده و احتمال وقوع سطح خرابی صفر بوده است.

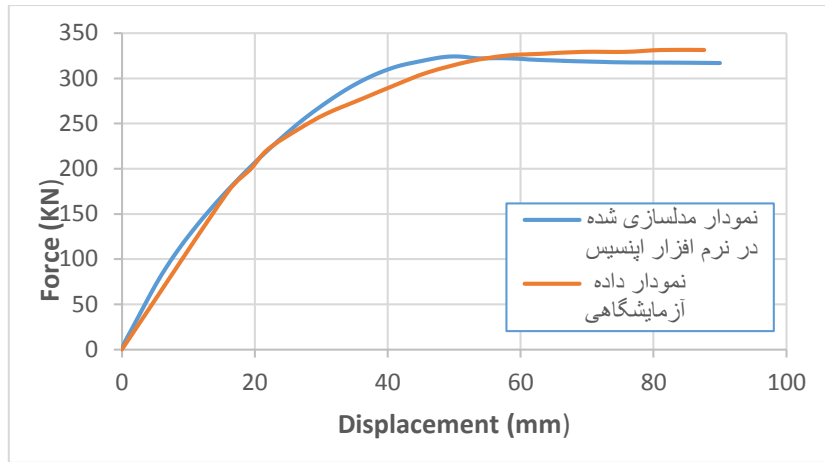
مقادیر موجود در جداول ذکر شده نشان می‌دهد مطابق انتظار مقادیر  $\beta$  از سطح خطر ۱ (خفیف) تا سطح خطر ۴ (فروریزش) افزایش می‌یابد، در نتیجه احتمال وقوع خرابی کاهش پیدا می‌کند. به عنوان مثال حداکثر شاخص قابلیت اطمینان در تابع عملکردی شتاب در بین ۷ رکورد زلزله برای قاب ویژه به ترتیب  $-1/65$ ،  $-1/51$ ، بی‌نهایت و بی‌نهایت در سطوح ۱ تا ۴ بوده است. همین شاخص در سطوح مختلف برای تابع دریافت برای قاب ویژه  $-1/65$ ، بی‌نهایت، بی‌نهایت و بی‌نهایت به دست آمده است. واضح است که با تغییر مدل و خصوصیات رکورد زلزله، خرابی در سطوح پایین‌تر به خاطر مقادیر حدی کمتر شتاب و دریافت در توابع عملکردی زودتر اتفاق می‌افتد؛ بنابراین سطوح پایین‌تر خرابی از قابلیت اطمینان کمتر و احتمال وقوع بیشتر برخوردار است. به بیان دیگر در سطوح خرابی بالاتر سازه‌ای،

نهایی خودش برسد [۲۶]. نمودار نیرو- جابه‌جایی طبقه آخر حاصل از داده های آزمایشگاهی و مدلسازی در نرم افزار اپنسیس مطابق شکل ۸ می‌باشد. همانطور که در شکل ۸ قابل مشاهده است، اختلاف این دو نمودار در مقادیر نیرو حدود ۰/۲٪ می‌باشد که برای این صحت سنجی قابل قبول است.

## ۵- بحث و بررسی نتایج

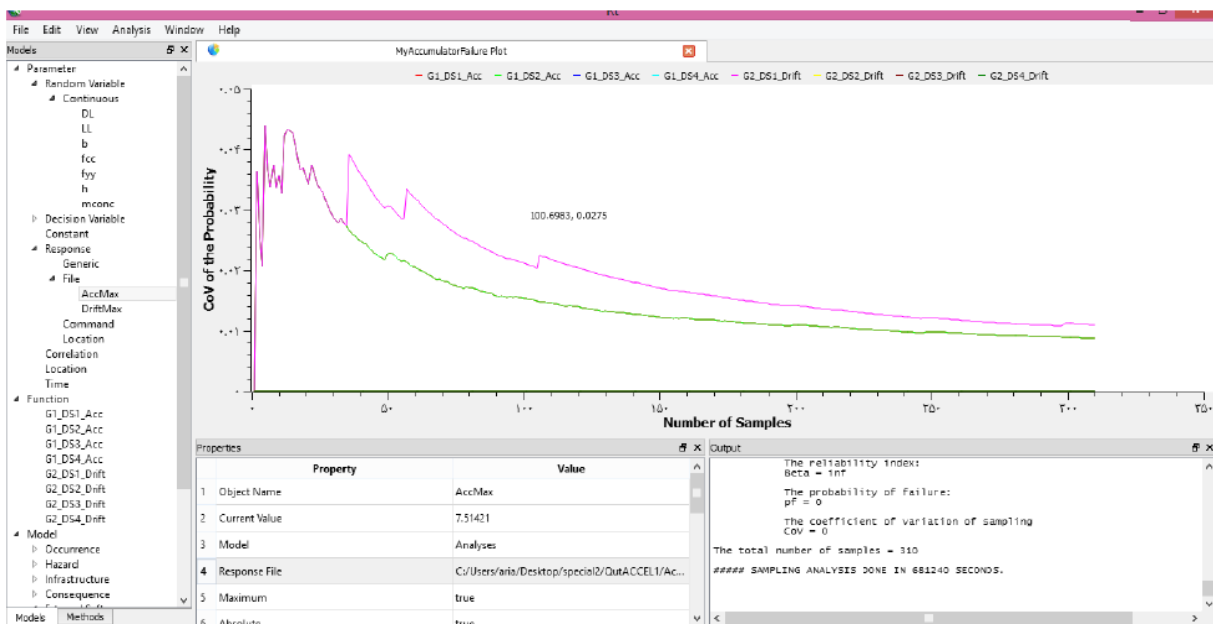
همانطور که قبلاً نیز اشاره شد در این پژوهش ابتدا ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در نرم‌افزار اپنسیس مدل شده است و سپس برای انجام آنالیز قابلیت اطمینان به نرم‌افزار RT لینک شده و آنالیز قابلیت اطمینان مونت کارلو روی توابع عملکرد سازه از جمله دریافت و شتاب طبقات در ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه انجام شده است. این آنالیز برای هر ۷ زلزله جدول ۳، ۳۰۰ بار تکرار شده است که در مجموع ۶۳۰۰ آنالیز انجام شده است و معیار همگرایی آنها ضریب پراکندگی ۰/۰ بوده است. در ادامه نتایج استخراج شده از نرم‌افزار RT ارائه شده است.

بعد از اینکه آنالیز مونت کارلو در توابع عملکرد مدل‌ها همگرا شود مقدار احتمال شکست و مقدار شاخص قابلیت اطمینان برای ۳ مدل قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه از نرم‌افزار RT به دست می‌آید. شکل ۹ نمونه‌ای از نتایج یک زلزله در قاب خمشی ویژه در محیط نرم‌افزار RT را نشان می‌دهد. همانطور که در این شکل مشخص است محور قائم ضریب پراکندگی و محور افقی گام آنالیز را نشان



شکل ۸. مقایسه نمودار نیرو جابه‌جایی طبقه دوم

Fig. 8. Comparison of the force-deflection diagram of the second floor



شکل ۹. نتایج تحلیل در نرم‌افزار RT

Fig. 9. Analysis result in RT Software

جدول ۸. مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب معمولی برای توابع دررفت و شتاب

Table 8. Reliability index values in low-ductility frame for drift and acceleration functions

زمین لرزه	سطح خطر ۱		سطح خطر ۲		سطح خطر ۳		سطح خطر ۴	
	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت
منجیل	-۲,۳۲	-۲,۳۲	-۲,۳۲	-۲,۳۲	-۰,۸۲	۲,۳۵	۰,۷۳	بینهایت
ایمپریا	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت
نرسریدج	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	۲,۰۲	بینهایت	۲,۲	بینهایت
کوبه	-۲,۱۹	-۲,۲۸	-۲,۲۸	-۲,۲۸	۰,۳۷	۰,۹۸	۰,۹۹	۱,۴
لندرز	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱	۲,۵۷	بینهایت	بینهایت	بینهایت
دازس	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	۱,۳۳	بینهایت	۱,۸۳	بینهایت

جدول ۹. مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب متوسط برای توابع دررفت و شتاب

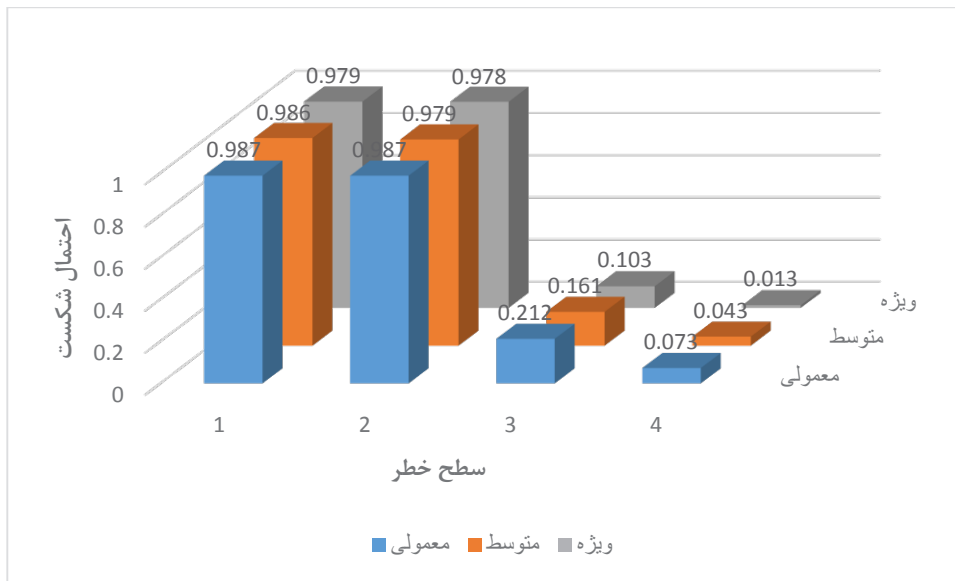
Table 9. Reliability index values in medium-ductility frame for drift and acceleration functions

زمین لرزه	سطح خطر ۱		سطح خطر ۲		سطح خطر ۳		سطح خطر ۴	
	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت
منجیل	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۰,۲۹	۲,۶۹	۱,۰۹	بینهایت
ایمپریا	-۲,۲۶	-۲,۱۹	-۲,۲۶	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت
نرسریدج	-۲,۲۲	-۱,۹۸	-۱,۵۹	-۱,۹۸	۲,۰۹	بینهایت	۲,۶۷	بینهایت
کوبه	-۲,۲۶	-۲,۲۶	-۲,۲۶	-۲,۲۶	۰,۵۸	۱,۱۱	۱,۲۱	۱,۶۲
لندرز	-۲,۰۸	-۲,۰۸	-۲,۰۸	-۲,۰۸	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت
دازس	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	۱,۶۱	بینهایت	۲,۶۹	بینهایت

جدول ۱۰. مقادیر شاخص قابلیت اطمینان در قاب ویژه برای توابع دررفت و شتاب

Table 10. Reliability index values in special-ductility frame for drift and acceleration functions

زمین لرزه	سطح خطر ۱		سطح خطر ۲		سطح خطر ۳		سطح خطر ۴	
	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت	شتاب	دررفت
منجیل	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۰,۲۹	بینهایت	بینهایت	بینهایت
ایمپریا	-۲,۲۶	-۱,۹۶	-۲,۲۶	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت
نرسریدج	-۱,۶۵	-۱,۶۵	-۱,۵۱	-۱,۶۵	۲,۶۸	بینهایت	۲,۶۷	بینهایت
کوبه	-۲,۲۶	-۲,۲۶	-۲,۲۶	-۲,۲۵	۰,۸۲	۱,۳۱	۱,۴۵	۱,۶۹
لندرز	-۱,۹۴	-۱,۹۴	-۱,۹۴	-۱,۹۴	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت
دازس	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	-۲,۱۹	بینهایت	بینهایت	بینهایت	بینهایت



شکل ۱۰. میانگین احتمال شکست متوسط در سطوح مختلف خطر بنا بر تابع حداکثر شتاب

Fig. 10. The average failure probability at different risk levels according to the maximum acceleration performance function

#### ۵-۲- نتایج قابلیت اطمینان سری

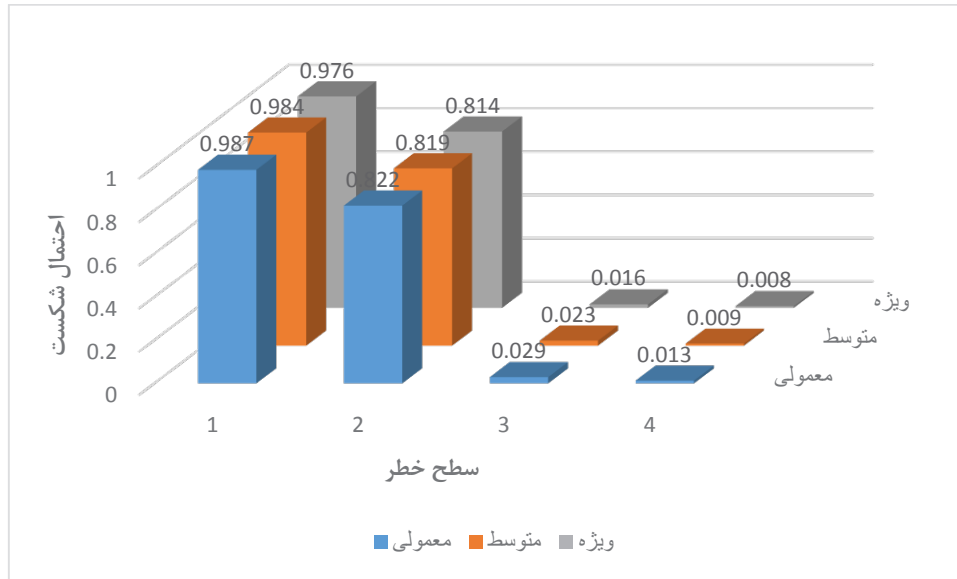
همانطور که در قسمت ۲-۲ اشاره شد بدون دانستن احتمال وقوع توأم شرایط خرابی بر اثر دررفت یا شتاب در سطوح مختلف، می‌توان با روش کرنل حدود پایین و بالای احتمال شکست بر اثر هر کدام از توابع عملکردی را محاسبه کرد. به عبارت دیگر در این بخش به بیان احتمال وقوع هر کدام از سطوح خرابی ذکر شده توسط دستورالعمل HAZUS پرداخته شده است. مطابق این دستورالعمل برای وقوع هر سطح خرابی رخ دادن یکی از مقادیر حدی شتاب و یا دررفت کافی است. حدود بالا و پایین احتمال خرابی در ۷ زلزله حوزه دور محاسبه شده است و مقادیر میانگین برای قاب معمولی، متوسط و ویژه در جدول ۱۱ تا ۱۳ نشان داده شده است. محاسبات احتمال وقوع کرانه بالا و پایین احتمال یعنی حداقل و حداکثر مقدار ممکن برای احتمال شکست بر اساس رابطه (۳) در سه قاب معمولی، متوسط و ویژه به دست آمده است.

در جداول بالا نشان داده شده که با افزایش سطح خرابی احتمال وقوع شکست کاهش یافته است. برای مثال در سطح خرابی ۳ در قاب متوسط میانگین احتمال شکست بین حدود ۰/۱۶۱ و ۰/۱۸۲ قرار دارد و در همین قاب در سطح خرابی ۴ میانگین احتمال خرابی به بازه بین حدود ۰/۰۴۳

امکان رسیدن سازه به مقادیر دررفت و شتاب حدی کمتر و بنابراین احتمال خرابی کمتر است. همچنین با مقایسه مقادیر سه قاب معمولی، متوسط و ویژه در هر زلزله مشاهده می‌شود که بیشترین مقادیر  $\beta$  مربوط به قاب ویژه می‌باشد که به دلیل شکل‌پذیری بیشتر این قاب است. بنابراین قاب خمشی با شکل‌پذیری زیاد دارای احتمال شکست پایین‌تری می‌باشد.

#### ۵-۱- نمودار احتمال شکست در تابع عملکردی حداکثر شتاب و دررفت

برای ملموس‌تر بودن تفاوت میزان خرابی بر اثر شتاب و دررفت، احتمال شکست متوسط همه مدل‌ها در دو نمودار میله ای شکل ۱۰ و ۱۱ نشان داده شده است. مقایسه احتمال شکست خرابی بر اثر شتاب و دررفت نشان می‌دهد که خرابی ناشی از دررفت احتمال کمتری نسبت به شتاب دارد. به عبارت دیگر عموماً خرابی غیرسازه‌ای تعیین کننده وقوع یا عدم وقوع شرایط خرابی مشخص شده توسط آیین‌نامه‌ها هستند. چون شتاب با توان دوم فرکانس زلزله ارتباط داشته بنابراین حساسیت بالاتری نسبت به تغییر مکان دارد.



شکل ۱۱. میانگین احتمال شکست در سطوح مختلف خطر بنا بر تابع حداکثر دررفت

Fig. 11. The average probability of failure at different risk levels according to the maximum drift performance function

جدول ۱۱. احتمال شکست ( $P_f$ ) توأم شتاب و دررفت در قاب معمولی

Table 10. Combined probability of failure ( $P_f$ ) with acceleration and drift in the low-ductility frame

مرز	سطح خرابی ۱	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۴
مرز بالا	۰/۹۸۷	۰/۹۸۷	۰/۲۱۱	۰/۰۷۳
مرز پایین	۱	۱	۰/۲۳۹	۰/۰۸۷

جدول ۱۲. احتمال شکست ( $P_f$ ) توأم شتاب و دررفت در قاب متوسط

Table 12. Combined probability of failure ( $P_f$ ) combined with acceleration and drift in the medium-ductility frame

مرز	سطح خرابی ۱	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۴
مرز بالا	۰/۹۸۶	۰/۹۷۸	۰/۱۶۱	۰/۰۴۳
مرز پایین	۱	۱	۰/۱۸۲	۰/۰,۰۵۱۰۵۱

جدول ۱۳. احتمال شکست ( $P_f$ ) توأم شتاب و دریفت در قاب ویژه

Table 13. Combined probability of failure ( $P_f$ ) combined with acceleration and drift in the special-ductility frame

مرز	سطح خرابی ۱	سطح خرابی ۲	سطح خرابی ۳	سطح خرابی ۴
مرز بالا	۰/۹۷۸	۰/۹۷۸	۰/۱۰۳	۰/۰۱۳
مرز پایین	۱	۱	۰/۱۱۸	۰/۰۲۰

اثر شتاب یا دریفت نشان می‌دهد که با افزایش سطح خرابی احتمال وقوع کاهش می‌یابد. به طور مثال حد بالای احتمال خرابی قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در سطح خطر فروریزش به ترتیب برابر ۸/۶، ۱/۱ و ۲/۰ درصد بوده است. از آنجا که احتمال شکست سری بر مبنای رخداد هر کدام از مقادیر حدی شکست شتاب یا دریفت اتفاق می‌افتد بنابراین احتمال وقوع سری از احتمال هر کدام از توابع عملکردی بیشتر است.

• احتمال خرابی بر اثر شتاب در قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در سطح خطر شدید (سطح ۳) به ترتیب برابر ۲۱، ۱۶ و ۱۰ درصد بوده است و احتمال خرابی بر اثر دریفت در قاب خمشی معمولی، متوسط و ویژه در همین سطح خطر به ترتیب ۲/۸، ۲/۲ و ۱/۵ درصد بوده است. مقایسه احتمال خرابی بر اثر شتاب و دریفت نشان می‌دهد که احتمال خرابی غیرسازه‌ای یعنی اثر شتاب از احتمال خرابی سازه‌ای در اثر دریفت بسیار بیشتر است. لازم به یادآوری است نتایج یاد شده در مورد سازه‌های کوتاه مرتبه بوده و بدون مطالعات بیشتر قابل تعمیم به سایر سازه‌ها نمی‌باشد.

### منابع

- [1] [1] R. Lu, Y. Luo, J.P. Conte, Reliability evaluation of reinforced concrete beams, *Structural Safety*, 14(4) (1994) 277-298.
- [2] C. Dymiotis, A.J. Kappos, M.K. Chryssanthopoulos, Seismic reliability of RC frames with uncertain drift and member capacity, *Journal of Structural Engineering*, 125(9) (1999) 1038-1047.
- [3] A. Arafah, Factors affecting the reliability of reinforced concrete beams, C.A Brebbia, ISBN 1-85312-830-9,

و ۰/۰۵۱ کاهش یافته است. از آنجا که احتمال شکست سری بر مبنای رخداد هر کدام از مقادیر حدی شکست شتاب یا دریفت اتفاق می‌افتد، قطعاً احتمال وقوع سری شکست از احتمال هر کدام از توابع عملکردی بیشتر است. همچنین کاملاً مشخص است که با تغییر از شکل پذیری کم به شکل پذیری زیاد میزان احتمال خرابی کاهش می‌یابد. بعنوان یک معیار کمی می‌توان بیان نمود که حد بالای احتمال خرابی در سطح خرابی فروریزش، برای قاب‌های با شکل‌پذیری کم، متوسط و زیاد حدوداً ۹، ۵ و ۲ درصد بوده است.

### ۶- نتیجه گیری

در این مطالعه ۳ قاب بتنی سه طبقه مسکونی مطابق با سطوح شکل پذیری کم، متوسط و زیاد مبحث نهم مقررات ملی ساختمان طراحی و مدل غیرخطی سازه با لحاظ کردن رفتار غیرخطی مقاطع بتنی با در نظر گرفتن اثر محصور شدگی بتن توسط خاموت‌ها مورد بررسی قرار گرفته است. سپس با در نظر گرفتن عدم قطعیت بار، هندسه و خصوصیات مصالح تحلیل قابلیت اطمینان در ۷ رکورد زلزله حوزه دور و برای سطوح خرابی خفیف، متوسط، شدید و فروریزش بررسی گردیده است. خلاصه نتایج بدست آمده در این تحقیق به شرح زیر است:

- با بررسی قاب‌های خمشی معمولی، متوسط و ویژه در نواحی با لرزه‌خیزی یکسان مشاهده می‌شود که متوسط شاخص احتمال خرابی قاب‌ها بر اثر دریفت در سطح خطر فروریزش به ترتیب ۱/۳، ۰/۰۸۷ و ۰/۰۷۵ درصد بوده است. واضح است که قاب‌های معمولی احتمال شکست بیشتری را نسبت به قاب‌های متوسط و ویژه ایجاد کرده و همچنین احتمال شکست قاب خمشی متوسط از قاب ویژه بیشتر است. این نتیجه به خاطر محصور شدگی بهتر مقاطع بتنی و در نتیجه شکل‌پذیری بیشتر قاب ویژه نسبت به قاب متوسط و قاب متوسط نسبت به قاب معمولی می‌باشد.
- بررسی نتایج در سیستم سری یعنی احتمال توأم وقوع فروریزش بر



- checking when using non-normal stochastic models for basic variables, Load Project Working Session, MIT, Cambridge, MA, USA, (1976).
- [14] A. Haldar, S. Mahadevan, Probability, reliability, and statistical methods in engineering design, J. Wiley & Sons, Incorporated, 2000.
- [15] H. Madsen, O., Krenk, S., and Lind, NC, Methods of Structural Safety, in, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, NJ, 1986.
- [16] C.A. Cornell, A probability-based structural code, in: Journal Proceedings, 1969, pp. 974-985.
- [17] M. Mahsuli, T. Haukaas, Computer program for multimodel reliability and optimization analysis, Journal of Computing in Civil Engineering, 27(1) (2013) 87-98.
- [18] H. Tajammolian, F. Khoshnoudian, Reliability of symmetric and asymmetric structures mounted on TCFP base isolators subjected to near-field earthquakes, Journal of Performance of Constructed Facilities, 32(4) (2018).
- [19] A.T. Council, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [20] PEER, (2008). Open System for Earthquake Engineering Simulation (OpenSees). development platform by the Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEER), in, pp. <http://opensees.berkeley.edu>.
- [21] Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings. Standard No. 2800, Tehran: Buildnig and Housing Research Center, Edition 4. in Persian
- [22] National Building Regulations, (1392). Part 6: Design Loads for Buildings. Tehran: IRI Ministry of Roads and Urban Development. . in Persian
- [23] S. Fadavi, Reliability Based Evaluation of Seismic Design Methods for Steel Moment Frames, Amirkabir WIT Transactions on Ecology and the Environment, 45 (2000).
- [4] C. Dymiotis, B.M. Gutleederer, Allowing for uncertainties in the modelling of masonry compressive strength, Construction and building materials, 16(8) (2002) 443-452.
- [5] M. Bianchini, P. Diotallevi, J. Baker, Prediction of inelastic structural response using an average of spectral accelerations, in: 10th international conference on structural safety and reliability (ICOSSAR09), 2009.
- [6] K. Benaissa, K. Abdellatif, Reliability analysis of reinforced concrete buildings: comparison between FORM and ISM, Procedia Engineering, 114 (2015) 650-657.
- [7] H.-P. Chen, Monitoring-based reliability analysis of aging concrete structures by bayesian updating, Journal of Aerospace Engineering, 30(2) (2017).
- [8] R. Thomas, K. Steel, A.D. Sorensen, Reliability analysis of circular reinforced concrete columns subject to sequential vehicular impact and blast loading, Engineering Structures, 168 (2018) 838-851.
- [9] M. HAZUS, MR4 Technical manual, Multihazard Loss Estimation Methodology, (2003).
- [10] F. Prestandard, commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA356), Washington, DC: Federal Emergency Management Agency, 7 (2000).
- [11] A.S.o.C. Engineers, Seismic Evaluation and Retrofit of Existing Buildings (ASCE/SEI 41-13): , in, American Society of Civil Engineers, 2014.
- [12] A.M. Hasofer, N.C. Lind, Exact and invariant second-moment code format, Journal of the Engineering Mechanics division, 100(1) (1974) 111-121.
- [13] R. Rackwitz, B. Fiessler, Note on discrete safety

reinforced concrete frames, *ACI Structural journal*, 89(1)  
(1992) 46-56.

University of technology, 2013. in Persian

[24] G. Chang, J.B. Mander, Seismic energy based fatigue damage analysis of bridge columns: part 1—evaluation of seismic capacity, NCEER Technical Rep. No. NCEER-94, 6 (1994).

[25] T. Vrouwenvelder, The JCSS probabilistic model code, *Structural Safety*, 19(3) (1997) 245-251.

[26] F.J. Vecchio, M.B. Emara, Shear deformations in

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

*N. Soltani, H. Tajammolian, B. Ahmadi-Nedushan, Reliability Based Evaluation of Low-rise Reinforced Concrete Moment Frames Designed for Different Levels of Ductility, Amirkabir J. Civil Eng., 56(2) (2024) 125-142.*

DOI: 10.22060/ceej.2024.18916.6998

