

Evaluation of Flexural Strength Reduction Factors of Members in Reinforced Concrete Moment Frames

Naghmeh Haji Mohammad Yazdi¹, Siamak Epackachi¹ * , Vahid Sadeghian², Ardeshir Deylami¹

¹ Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran.

² Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada.

ABSTRACT: This paper investigates the accurate estimation of flexural strength reduction factors in beams and columns of reinforced concrete (RC) moment frames. Traditionally, design codes (e.g., ACI 318-19) prescribe constant reduction factors that do not fully reflect the variability introduced by different design parameters and safety levels. This research addresses these shortcomings by incorporating a comprehensive probabilistic analysis. A dataset comprising 6,750 beams and 3,000 columns with various cross-sectional shapes (rectangular, T-shaped, and L-shaped for beams; rectangular and circular for columns) was generated. Key design variables include concrete compressive strength (25–75 MPa), reinforcement yield strength (420 and 520 MPa), reinforcement ratios (ranging approximately from 0.27% to 6%), axial load ratios (0–0.6), and cross-sectional dimensions. To account for uncertainties in material properties, geometric dimensions, and modeling parameters, random sampling via the Latin Hypercube Sampling method (with 1,000 samples per case) was employed. Additionally, updated statistical models for modeling uncertainty were developed using extensive experimental and nonlinear analytical data. Reliability analyses were conducted using the Rockvitz–Fissler method over a broad range of reduction factors to calibrate them against target reliability indices, as prescribed in ASCE 7-22 for risk categories II (e.g., residential buildings) and IV (structures with higher safety requirements). The findings reveal that for many cases—especially in compression-controlled regions—the reduction factors exceed the values currently specified in ACI 318-19. For instance, in gravity-dominated columns, the proposed reduction factor adjustments lead to significant savings in reinforcement weight (up to 40%) and concrete volume (approximately 15% for an eight-story building) while maintaining the desired safety levels. In summary, the updated reduction factors, which vary according to key design parameters, offer a more realistic assessment of structural behavior and hold promise for achieving both economic and safety improvements in reinforced concrete design. The results encourage a reexamination of current design codes and suggest that incorporating variable reduction factors based on probabilistic analysis can enhance the optimization of material usage in concrete structures.

Review History:

Received: Apr. 04, 2025

Revised: Jul. 11, 2025

Accepted: Jul. 26, 2025

Available Online: Aug. 13, 2025

Keywords:

Strength Reduction Factors

Flexural Strength

Flexural Strength Under Axial Force

Interaction

Reliability Analysis

Modeling Uncertainty

1- Introduction

In structural engineering, design is often based on deterministic methods using nominal dimensions and material properties. However, real-world structural behavior is influenced by numerous uncertainties, particularly in reinforced concrete structures. These uncertainties include variability in material properties (concrete and steel), geometry, modeling, and loading conditions. Design codes like ACI 318 [1] address such uncertainties using resistance reduction factors (ϕ -factors) within limit state or allowable stress design frameworks. Nevertheless, these factors are typically constant across a wide range of design variables and do not fully account for key parameters such as reinforcement ratio, section shape, or axial load levels. Past studies have

proposed reliability-based approaches and updated ϕ -factors, but many rely on outdated modeling uncertainty assumptions. Additionally, current code-based ϕ -factors may lead to non-uniform safety levels. This study addresses these gaps by systematically analyzing nearly 10,000 reinforced concrete beam and column sections and proposing an updated statistical model for modeling uncertainty. The goal is to enhance safety uniformity and improve design economy in concrete structures.

2- Methodology

This study presents a comprehensive probabilistic analysis that systematically incorporates uncertainties in material properties, geometry, modeling, and loading conditions.

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

Table 1. Recommended ϕ -factors for RC beams

f'_c (MPa)		[25-40)		[40-60)		≥ 70	
		≤ 0.5	> 0.5	≤ 0.5	> 0.5	≤ 0.5	> 0.5
ρ_s		II		0.95			
	Rectangular	IV	0.95	0.85	0.95	0.85	0.90
		II		0.95			
	T- & L-shaped	IV	0.95	0.90	0.95	0.90	0.90

Before the stochastic simulations, models were updated using a combination of experimental data and nonlinear sectional analyses. A large database of 6,750 reinforced concrete (RC) beams and 3,000 RC columns with various cross-sectional shapes (rectangular, T, L for beams; rectangular and circular for columns) was systematically generated. Design variables included concrete compressive strength (25–75 MPa), yield strength of steel (420, 520 MPa), reinforcement ratio (0.27%–6%), axial load ratio (0.1–0.6), and cross-sectional dimensions. For each section, 1,000 Latin Hypercube Samples (LHS) [2] were generated, resulting in a total of 9.75 million sectional analyses. Statistical descriptors, including mean flexural strength, coefficient of variation (CV), and distribution type, were determined. Reliability analyses were then conducted using the Rackwitz–Fiessler [3] method across a range of strength reduction factors (0.50–0.95), considering different live-to-dead load ratios. Optimal reduction factors satisfying target reliability indices were identified. These target reliability indices were adopted from ASCE 7-22 [4] for risk categories II (e.g., residential buildings) and IV (structures with higher safety requirements). Statistical models for material, geometric, and loading uncertainties were primarily sourced from prior research, except for modeling uncertainties, which were updated using experimental and numerical data from 260 beams and 406 columns. Special attention was paid to variation in behavior across different cross-sectional shapes, reinforcement ratios, and interaction regions in columns.

Table 2. Recommended ϕ -factors for RC tension-controlled and transition columns

Shape	Risk Category	Tension-controlled	Transition
Rectangular (Tie transverse reinforcement)	II	0.90	0.90
	IV	0.80	0.80
Circular (Spiral transverse reinforcement)	II	0.95	0.95
	IV	0.95	0.90

3- Discussion and Results

For beams, results showed that for Risk Category II buildings (target $\beta = 3.0$), a ϕ -factor of 0.95 is appropriate, suggesting the ACI provision is slightly conservative. For Risk Category IV, lower ϕ -factors are needed, beams with lower tensile reinforcement ratios ($<0.5\%$) displayed higher ϕ -factors due to increased strain hardening effect and model uncertainty mean. T-shaped and L-shaped beams showed slightly higher ϕ -factors than rectangular. Columns were categorized into tension-controlled, transition, and compression-controlled regions. Circular sections showed higher ϕ -factors due to enhanced confinement effects. The lowest ϕ -factors appeared in compression-controlled sections due to brittle behavior and higher target reliability indexes. Key influencing variables included section shape, axial load ratio, concrete strength, and longitudinal reinforcement ratio. Proposed ϕ -factors based on these variables are summarized in Tables 1–3, offering more optimized and tailored values than the current code ϕ -factors.

4- Conclusions

The findings reveal that for Risk Category II structures, a flexural resistance reduction factor (ϕ) of 0.95 can be used for beams instead of the standard 0.90, while in high-risk Category IV structures, a lower ϕ (e.g., 0.85) is recommended for rectangular beams with high tensile reinforcement. For columns, the results vary depending on section shape and failure mode. Circular columns benefit from higher ϕ -factors due to better concrete confinement. Generally, variables such as concrete strength, reinforcement ratio, axial load ratio, and section shape significantly influence ϕ -factors. Compression-controlled sections often exhibited much higher ϕ -factors than current ACI provisions (0.65–0.75), suggesting for more efficient design without compromising reliability, especially in gravity columns. Updated uncertainty models improved ϕ -factors, with increases up to 0.20 in compression-controlled columns. Using variable ϕ -values tailored to section

Table 3. Recommended ϕ -factors for RC compression-controlled columns

f'_c (MPa)		[25-40)					
P/P_n		≤ 0.15		(0.15-0.40]		>0.4	
ρ		[1-3)		[3-6.5)		[3-6.5)	
Rectangular (Tie transverse reinforcement)	II	'	0.75	0.80	0.80	0.85	0.80
	IV	'	0.65	0.70	0.70	0.75	0.70
Circular (Spiral transverse reinforcement)	II	-	0.95				
	IV	'	0.85	0.90	0.90	0.95	0.95
f'_c (MPa)		[40-60)					
Rectangular (Tie transverse reinforcement)	II	'	0.75	0.75	0.75	0.80	0.80
	IV	'	0.65	0.70	0.65	0.70	0.70
Circular (Spiral transverse reinforcement)	II	-	0.95				
	IV	'	0.85	0.90	0.90	0.95	0.95
f'_c (MPa)		≥ 70					
Rectangular (Tie transverse reinforcement)	II	'	'	0.75	0.75	0.80	0.80
	IV	'	'	0.70			
Circular (Spiral transverse reinforcement)	II	'	0.95				
	IV	'	0.90	0.90	0.90	0.95	0.90

properties can form the basis for updating design codes like ACI 318-19, improving realism and material efficiency. For instance, a ϕ of 0.85 (instead of 0.65) may be used in certain gravity columns, reducing reinforcement by 10–40% and concrete by 5–20%. However, stricter ϕ -factors (e.g., 0.85 for beams) are needed in Risk Category IV structures. Future studies should examine the systemic seismic performance impact of these revised ϕ -factors.

References

- [1] ACI, Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19), American Concrete Institute, 2019.
- [2] M.D. McKay, R.J. Beckman, W.J. Conover, A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code, *Technometrics*, 42(1) (2000) 55-61.
- [3] R. Rackwitz, B. Flessler, Structural reliability under combined random load sequences, *Computers & structures*, 9(5) (1978) 489-494.
- [4] ASCE, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-22, American Society of Civil Engineers, 2022.



ارزیابی ضرایب کاهش مقاومت خمشی اعضا در قاب خمشی بتن آرمه

نغمه حاجی محمد یزدی^۱، سیامک اپیکچی^{۱*}، وحید صادقیان^۲، اردشیر دیلمی^۱

۱- دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، تهران، ایران.

۲- دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه کارلتون، اوتاوا، کانادا.

تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۴/۰۱/۱۵

بازنگری: ۱۴۰۴/۰۴/۲۰

پذیرش: ۱۴۰۴/۰۵/۰۴

ارائه آنلاین: ۱۴۰۴/۰۵/۲۲

کلمات کلیدی:

ضرایب کاهش مقاومت

مقاومت خمشی

اندرکنش مقاومت خمشی و نیروی

محوری

تحلیل قابلیت اطمینان

عدم قطعیت مدل سازی

خلاصه: در این مقاله، به برآورد دقیق ضرایب کاهش مقاومت خمشی در تیرها و ستون های بتن آرمه با در نظرگیری اثر اندرکنش نیروی محوری برای ستون ها پرداخته شده است. برای تعیین ضرایب کاهش مقاومت، ۶۷۵۰ تیر و ۳۰۰۰ ستون با اشکال مقطع متنوع شامل تیرهای مستطیلی، T-شکل و L-شکل و ستون های مستطیلی و دایره ای مورد بررسی قرار گرفتند. متغیرهای طراحی مختلف شامل مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم آرماتورها، درصد آرماتور، نسبت بار محوری و ابعاد هندسی برای این مقاطع در نظر گرفته شدند. تحلیل های تصادفی با استفاده از روش نمونه گیری ابرمکعب لاتین و به تعداد ۱۰۰۰ نمونه برای هر مقطع انجام شد تا تأثیر عدم قطعیت های مربوط به مصالح، هندسه و مدل سازی در نظر گرفته شود. به علاوه آن که مدل های آماری عدم قطعیت مدل سازی نیز با استفاده از داده های آزمایشگاهی و تحلیل به روزرسانی شدند و از این مدل های به روز شده استفاده گردید. ضرایب پیشنهادی برای شرایط مختلف، از طریق تحلیل قابلیت اطمینان و کالیبراسیون بر اساس شاخص های قابلیت اطمینان آیین نامه ASCE 7-22 تنظیم شدند. نتایج نشان می دهد که در بسیاری از موارد، به خصوص ستون های ناحیه انتقال و فشار-کنترل، ضرایب پیشنهادی بیشتر از مقادیر تجویزی آیین نامه ACI 318-19 هستند. این افزایش، به ویژه در طراحی ستون های ثقیل، می تواند وزن آرماتورها و حجم بتن را به صورت چشم گیری کاهش (به ترتیب حدود ۴۰ درصد و ۱۵ درصد در یک ساختمان ۸ طبقه) داده و در عین حفظ سطح ایمنی، هزینه های ساخت را به میزان قابل توجهی کاهش دهد. این یافته ها نشان می دهد که به روزرسانی ضرایب کاهش مقاومت و استفاده از مقادیر متغیر بر اساس ویژگی های طراحی، می تواند به طراحی اقتصادی تر و بهینه تر سازه ها کمک کند.

۱- مقدمه

در طراحی سازه ها، مهندسان معمولاً رفتار سازه را با استفاده از روش های ساده شده قطعی^۱ و بر اساس ابعاد اسمی و مشخصات مکانیکی مصالح تخمین می زنند، اما حال آنکه در واقعیت رفتار سازه با عدم قطعیت های بسیاری همراه است. در سازه های بتنی این عدم قطعیت ها می تواند شامل مشخصات مکانیکی و رفتاری مصالح (بتن و آرماتور)، هندسی (ابعاد مقاطع، مساحت و فواصل آرماتورها)، مدل سازی و بارگذاری باشد. در آیین نامه ها برای در نظر گرفتن عدم قطعیت ها در طراحی به جای مدل سازی مستقیم آنها، از روش هایی مانند حالات حدی (LRFD^۲) و یا تنش مجاز (ASD^۳)

1. Deterministic
2. Load and Resistance Factor Design
3. Allowable Stress Design

* نویسنده عهده دار مکاتبات: epackachis@aut.ac.ir

استفاده می شود. تاکنون تلاش های تحقیقاتی [۱-۵] قابل توجهی برای بررسی اثر انواع مختلف عدم قطعیت در سازه های بتن آرمه صورت گرفته است، اما با توجه به هزینه های محاسباتی و زمانی بسیار تحلیل های تصادفی و محدودیت های فناوری در گذشته از فرضیات ساده کننده بسیاری بخصوص در هنگام استخراج ضرایب جزئی و یا کلی ایمنی استفاده شده است. در آیین نامه های طراحی، ضرایب کاهش مقاومت معمولاً برای اعضای سازه ای با متغیرهای طراحی و شرایط بارگذاری مختلف ثابت در نظر گرفته می شوند. این موضوع می تواند سطوح ایمنی متغیری را در سازه ها و شرایط مختلف ایجاد کند. برای مثال، در آیین نامه بتن آمریکا [۶] (ACI 318-19)، ضریب کاهش مقاومت برای تلاش خمشی، محوری و اندرکنش لنگر خمشی - نیروی محوری، بر اساس این که مقطع عضو بتنی از نوع فشار-کنترل، یا در ناحیه انتقال یا کشش-کنترل باشد، از ۰/۶۵ تا ۰/۹ متغیر است. این مقادیر نشان می دهد که عملاً تأثیر متغیرهای مختلف هندسی و مادی



قرار گرفته و به روز شده‌اند. آلاکالی^۵ و ارسلان^۶ [۸] در سال ۲۰۱۸، روش جدیدی برای محاسبه ضریب کاهش مقاومت خمشی اعضای بتن آرمه ارائه کردند که در آن تأثیر ضریب تغییرات و شاخص قابلیت اطمینان بررسی شد. علاوه بر این، ژانگ^۷ و بارتلت^۸ [۹] در سال ۲۰۱۹ با تمرکز بر نقاط ضعف آیین‌نامه ACI 318-14 در ارائه ضرایب کاهش مقاومت یکسان و یکنواخت، مطالعه‌ای جامع برای ارائه ضرایب کاهش مقاومت جزئی برای فولاد و بتن انجام دادند. این تحقیق نشان داد که ضرایب کاهش مقاومت فعلی آیین‌نامه در لنگر خمشی و اندرکنش نیروی محوری و لنگر خمشی، قابلیت اطمینان یکنواختی را فراهم نمی‌کند. بر این اساس ضرایب کاهش مقاومت جداگانه برای بتن و فولاد پیشنهاد شد که با استفاده از روش مرتبه دوم و شبیه‌سازی مونت کارلو کالیبره شده بودند. در این مطالعه مقدار ضریب کاهش مقاومت فولاد برای تیرها، دال‌ها و ستون‌های با آرماتورهای عرضی دورگیر^۹ و دورپیچ^{۱۰} برابر ۰/۹۰، برای تیرها، دال‌ها و ستون‌های با آرماتورهای عرضی دورگیر برابر ۰/۶۰ و برای ستون‌های با آرماتورهای عرضی دورپیچ برابر ۰/۷۰ پیشنهاد گردید. سوتریسنو^{۱۱} و همکاران در سال ۲۰۲۰ [۱۰، ۱۱]، ضرایب کاهش مقاومت خمشی ستون‌های دایره‌ای و مربعی را با در نظر گرفتن متغیرهایی مانند مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم فولاد، نسبت آرماتور طولی و ابعاد ستون با استفاده از روش‌های شبیه‌سازی مونت کارلو و قابلیت اطمینان مرتبه اول مورد مطالعه قرار دادند. یافته‌های آنها نشان می‌دهند که ضریب فعلی ACI 318 برای مقاطع کشش-کنترل مناسب است اما برای مقاطع فشار-کنترل محافظه‌کارانه است.

در سال‌های اخیر، مطالعات جدیدی بر اساس رویکردهای مبتنی بر قابلیت اطمینان به منظور به‌روزرسانی ضرایب کاهش مقاومت در طراحی خمشی اعضای بتن آرمه و اعضای مسلح با مصالح نوین نظیر FRP^{۱۲} انجام شده است. مطالعه علی و همکاران در سال ۲۰۲۴ [۱۲] بر تعیین ضریب کاهش مقاومت برای تیرهای بتن آرمه ترکیبی فولادی-FRP از طریق تحلیل احتمالی تمرکز دارد. این مقاله ضریب کاهش مقاومت ۰/۶۵ را برای طراحی محافظه‌کارانه پیشنهاد می‌کند و به وابستگی آن با نسبت‌های آرماتور و نسبت بار زنده به مرده اشاره می‌کند. مطالعه اتارچیان و همکاران (۲۰۲۵)

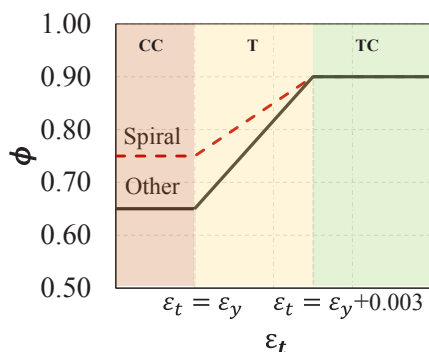
ازجمله شکل هندسی مقطع، میزان درصد آرماتور طولی موجود در مقطع و نسبت نیرو محوری و... در عضو بتن آرمه، در مقدار ضریب اضافه مقاومت لحاظ نشده‌اند. این در حالی است که متغیرهای عنوان شده در رفتار عضو بتن آرمه، نوع خرابی و میزان مقاومت عضو، تأثیر مستقیم داشته و چشم‌پوشی از آن در محاسبه مقاومت طراحی عضو (که از حاصل ضرب ضریب کاهش مقاومت در مقاومت اسمی عضو محاسبه می‌شود) ممکن است در مواردی منجر به تخمین غیرواقعی از مقاومت عضو و ایجاد سطوح ایمنی متفاوت در اعضا شود.

در سال ۱۹۹۵ در آیین‌نامه ACI از مفهوم شاخص قابلیت اطمینان^۱ (β) برای ایجاد حاشیه‌ی ایمنی و محاسبه ضرایب کاهش مقاومت استفاده گردید. در سال ۲۰۰۲ ضریب کاهش مقاومت ارائه شده برای تلاش‌های بار محوری و لنگر خمشی به عنوان تابعی از کرنش تار کششی ارائه شده است و مقدار آن نیز برای مقاطع کنترل شونده توسط فشار نیز تغییر کرده است. پس از آن این ضرایب به‌روزرسانی نشده‌اند و فقط در نسخه منتشر شده در سال ۲۰۱۹ تبصره و تغییراتی برای در نظرگیری شرایط استفاده از آرماتورها با مقاومت بالا اضافه گردیده است.

تحقیقات متعددی بر روی ضرایب کاهش مقاومت اعضای بتن آرمه انجام شده است. در سال ۲۰۰۱، محمد و همکاران [۳] روشی را برای دستیابی به قابلیت اطمینان یکنواخت ارائه کردند که در آن ضرایب ایمنی جزئی اصلاح شده‌ای برای بتن و فولاد پیشنهاد شد. این ضرایب با در نظر گرفتن متغیرهای طراحی ستون‌ها، ازجمله مقاومت مصالح، نسبت آرماتور، لاغری و خروج از مرکزیت بارگذاری تعریف شدند. در سال ۲۰۰۳ سرزن^۲ و نوآک^۳ [۴، ۵] با استفاده از مدل آماری جدیدی که برای مصالح بتن در [۴] و مدل‌های آماری هندسه در ادبیات فنی ارائه شده است و با فرض مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی در نظر گرفته شده با توجه به قضاوت مهندسی، ضرایب کاهش مقاومت آیین‌نامه ACI را برای اعضای مختلف بتنی تحت نسبت‌های مختلف بار ثقلی مورد بررسی قرار دادند. در سال ۲۰۰۷ بارتلت^۴ در مقاله‌ی [۷] علت افزایش ضریب کاهش مقاومت بتن در آیین‌نامه بتن کانادا ۲۰۰۴ را شرح داده است. پیش از این ضریب کاهش مقاومت بتن در این آیین‌نامه، ۰/۶ بوده است اما به علت استفاده از مدل‌های آماری جدیدتر و تغییرات نحوه‌ی تعریف بلوک ویتنی در مقطع، این ضرایب مورد بررسی

5. Alacali
6. Arsalan
7. Zhang
8. Bartlett
9. Hoop
10. Spiral
11. Sutrisno
12. Fibre-Reinforced Plastic

1. Reliability index
2. Szerszen
3. Nowak
4. Bartlett



شکل ۱. ضریب کاهش مقاومت خمشی بر اساس آیین‌نامه ACI 318-19

Fig. 1. Flexural strength reduction factor according to ACI 318-19

رویکرد تحلیل‌های احتمالاتی و قایبیت اطمینانی، مدل‌های به‌روزرسانی‌شده عدم قطعیت مدل‌سازی و ارائه یک بحث درباره نتایج تحلیل خواهد بود.

۲- روش تحقیق

در ابتدا و پیش از شرح روش تحقیق، مروری بر روی ضرایب کاهش مقاومت حال حاضر تیرها و ستون‌های بتن آرمه در آیین‌نامه ACI 318-19 انجام می‌شود. بر اساس بند ۲۱.۲.۲ و جدول ۲۱.۲.۲ آیین‌نامه ACI 318-19 ضرایب کاهش مقاومت برای تلاش‌های خمشی، نیروی محوری و اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری ضرایب کاهش مقاومت بر اساس مقدار کرنش دورترین تار کششی آرماتورهای فولادی، برابر 0.65 تا 0.9 است. ضرایب کاهش مقاومت برای خمش مطابق با ضوابط ACI 318-19 که در شکل ۱ نشان داده است، بر اساس نوع بر اساس کرنش در دورترین آرماتورهای کششی (ϵ_t) به سه دسته کشش-کنترل (TC^c) ($\epsilon_t \geq \epsilon_y + 0.003$)، انتقال (T^c) ($\epsilon_y < \epsilon_t < \epsilon_y + 0.003$) و فشار کنترل (CC^c) ($\epsilon_t \leq \epsilon_y$) و بر اساس نوع آرماتورهای عرضی، دورپیچ یا حالت‌های دیگر، تعیین می‌شود.

برای تیرهای بتن آرمه نیز بر اساس بند ۹.۳.۳.۱ آیین‌نامه ACI 318-19 تیرهای بتن آرمه باید به نحوی طراحی و میزان آرماتور کششی آنها به نحوی تنظیم شود که تیرها همگی کشش-کنترل باشند و در نتیجه ضرایب کاهش مقاومت خمشی برای تیرها به صورت ثابت در تمامی حالات برابر

[۱۳] با انجام تحلیل‌های قابلیت اطمینان بر روی تیرهای بتن آرمه مسلح با FRP تحت ترکیب‌های مختلف بارگذاری (شامل بارهای مرده، زنده، باد و برف) نشان داد که ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی در آیین‌نامه کانادا برای این نوع مقاطع می‌تواند منجر به ایمنی بیش از حد در برخی حالات و یا ناکافی بودن در برخی دیگر شود. در این تحقیق، یک پایگاه داده بزرگ از نتایج آزمایشگاهی برای تیرهای ترکیبی فولادی-FRP گردآوری شده و بر اساس آن ضرایب کاهش مقاومت جدید برای حالات شکست خرد شدن بتن و پارگی FRP پیشنهاد گردید. این مطالعه همچنین بر اهمیت کالیبراسیون ضرایب کاهش مقاومت برای بارگذاری‌های متنوع و در نظر گرفتن عدم قطعیت‌های آماری تاکید داشت.

با توجه به مطالعات پیشین، چندین شکاف تحقیقاتی اساسی در تعیین ضرایب کاهش مقاومت مشاهده می‌شود که نیازمند بررسی‌های جامع‌تر است. از یک‌سو، در آیین‌نامه‌های مختلف (مانند ACI، آیین‌نامه بتن کانادا و سایر موارد) اثر متغیرهایی نظیر شکل هندسی مقطع، درصد آرماتور و نسبت نیروهای محوری که به صورت مستقیم در رفتار مقاومتی مؤثرند، در محاسبه ضریب کاهش مقاومت به‌طور کامل منعکس نشده‌اند. از سوی دیگر، مدل‌های آماری عدم قطعیت مدل‌سازی که یکی از عدم قطعیت‌های مهم در برآورد ضرایب کاهش مقاومت است، به‌روزرسانی نشده‌اند. مدل‌های اولیه بر اساس داده‌های آزمایشگاهی محدود و یا قضاوت مهندسی بوده‌اند. در این میان، سؤالات کلیدی پژوهشی همچون «چگونه تأثیر دقیق متغیرهای طراحی بر ضریب کاهش مقاومت مشخص شود؟»، «آیا ضرایب کاهش مقاومت ارائه‌شده در آیین‌نامه‌های فعلی می‌توانند به‌طور یکنواخت سطح ایمنی سازه را تضمین کنند؟» و «به‌روزرسانی مدل‌های آماری عدم قطعیت مدل‌سازی چگونه بر ضرایب کاهش مقاومت اثر می‌گذارد؟» مطرح می‌شود. در راستای پاسخ به این شکاف‌های پژوهشی، مقاله حاضر با بررسی سیستماتیک نزدیک به ۱۰۰۰۰ مقطع تیر و ستون بتن آرمه با متغیرهای طراحی متفاوت، سعی در ارائه یک دید جامع از رفتار واقعی مقاومت خمشی دارد. علاوه بر این، مدل‌های آماری به‌روز برای عدم قطعیت مدل‌سازی که به عنوان نسبت بین مقاومت خمشی اندازه‌گیری‌شده و مقاومت اسمی پیش‌بینی‌شده در آیین‌نامه تعریف می‌شود، ارائه شده است. این رویکرد جدید نه تنها امکان تحلیل دقیق‌تر و انعطاف‌پذیرتر رفتار مقاومتی را فراهم می‌آورد، بلکه می‌تواند منجر به بهبود معیارهای طراحی در آیین‌نامه‌های موجود و ایجاد سطوح ایمنی یکنواخت‌تر در سازه‌های بتن آرمه و کمک به اقتصاد یک پروژه گردد. در ادامه، بخش‌های بعدی شامل تشریح روش تحقیق و

1. Tension-Controlled
2. Transition
3. Compression-Controlled

۰/۹ است.

لاتین (LHS) [۱۴] تولید شد که در مجموع منجر به انجام ۹/۷۵ میلیون تحلیل مقطع شد. برای هر مقطع، میانگین مقاومت خمشی، ضریب تغییرات (CV^2) و نوع توزیع آماری متناظر تعیین شد. در ادامه، تحلیل قابلیت اطمینان با روش راکویتز-فیسلر^۳ [۱۵] با استفاده از بازه‌ای از ضرایب کاهش مقاومت از ۰/۵ تا ۰/۹۵ (ضریبی از ۰/۰۵) با در نظر گرفتن نسبت‌های مختلف بار زنده به مرده انجام گرفت. بر اساس نتایج به‌دست‌آمده مقادیر بهینه برای ضریب کاهش مقاومت که شاخص قابلیت اطمینان هدف را برآورده سازند، تعیین شد. این فرآیند جامع و مبتنی بر داده‌های گسترده، چارچوبی دقیق و مستدل برای ارائه ضرایب کاهش مقاومت به‌روز و کارآمد فراهم می‌کند.

۲-۱- مدل‌های آماری

در تعیین ضرایب کاهش مقاومت، عدم قطعیت‌های مصالح، هندسه، مدل‌سازی و بار اهمیت دارند. سه مورد اول تعیین‌کننده مدل آماری مقاومت (اینجا مقاومت خمشی تیر و مقاومت خمشی با در نظرگیری اثر نیروی محوری در ستون) هستند. در دسته عدم قطعیت‌های مصالح، مقاومت فشاری بتن و مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی در نظر گرفته شده‌اند. در دسته عدم قطعیت‌های هندسی مدنظر در این تحلیل‌ها، ابعاد مقطع شامل عرض و ارتفاع و مساحت آرماتورها هستند. در این بخش، مدل‌های آماری که به منظور کمی‌سازی عدم قطعیت‌ها در نظر گرفته شده‌اند معرفی می‌شوند. این مدل‌ها عمدتاً از مطالعات پیشین گرفته شده‌اند به‌غیر از مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی که در این پژوهش به‌روزرسانی شده است.

۲-۱-۱- عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه

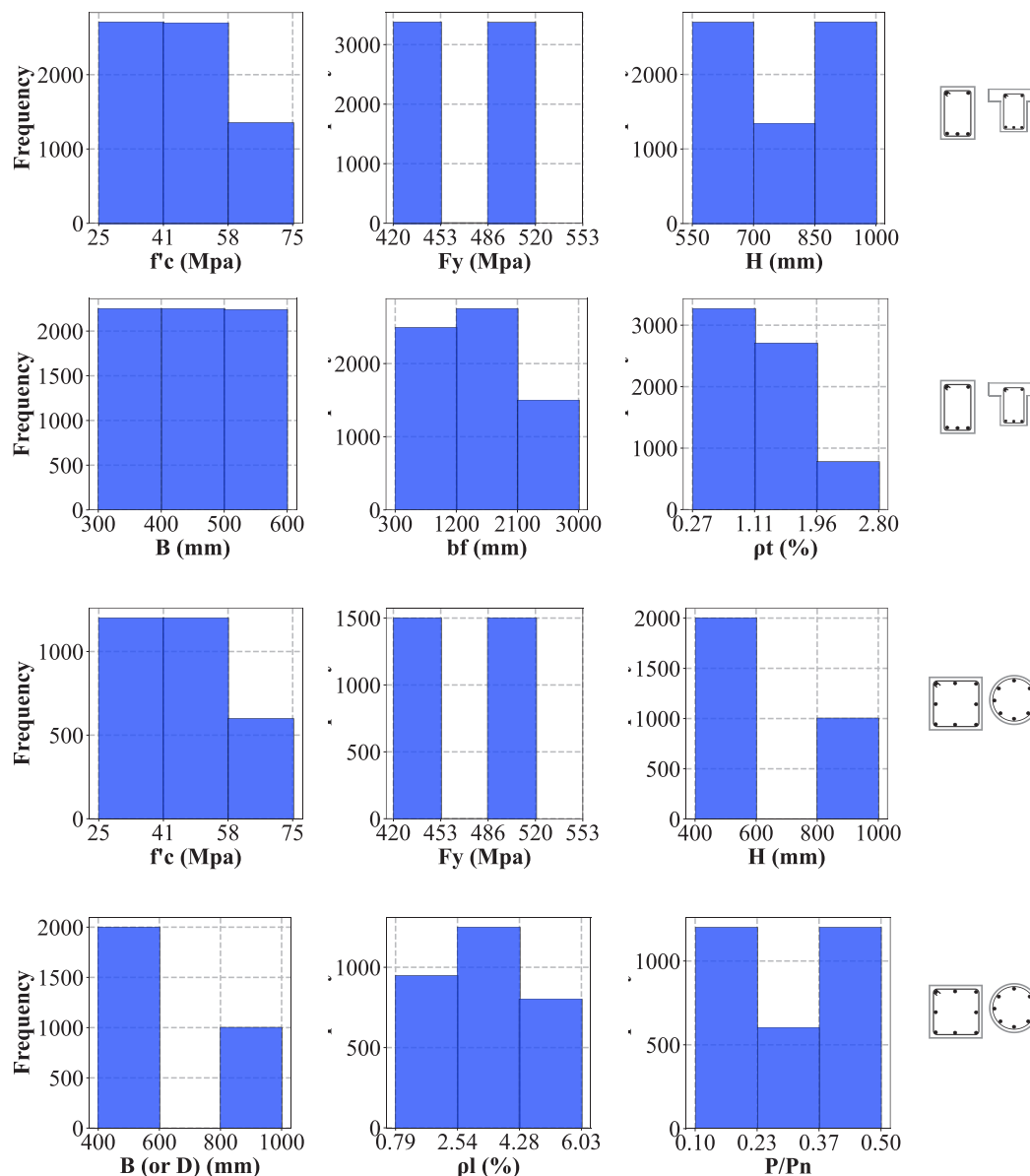
یکی از مهم‌ترین منابع عدم قطعیت در سازه‌های بتن آرمه، خواص مکانیکی مصالح است. در این پژوهش، برای برآورد مقاومت فشاری بتن در نمونه‌های استوانه‌ای، از مدل آماری ارائه‌شده توسط نواک و همکاران [۱۶] استفاده شده است. همچنین، برای تبدیل نتایج آزمایشگاهی به مقادیر مقاومت در شرایط واقعی سازه، مدل ارائه‌شده توسط بارتلت و مک‌گرگور^۴ [۱۷] به کار گرفته شده است که در آن تأثیر عواملی همچون سن بتن و ابعاد نمونه لحاظ شده است. علاوه بر این، مدل‌های آماری ارائه‌شده توسط بورنونویل^۵ و همکاران [۱۸] برای تعیین عدم قطعیت مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی مورد استفاده قرار گرفته است.

در این پژوهش، یک تحلیل تصادفی جامع با در نظر گرفتن مدل‌های آماری برای پوشش عدم قطعیت‌های موجود در ویژگی‌های مصالح، هندسی، مدل‌سازی و بارهای مرده و زنده انجام شد. همان‌طور که پیش‌ازین نیز بیان شد، پیش از انجام تحلیل‌های تصادفی با استفاده از مجموعه‌ای از نتایج آزمایشگاهی و تحلیل‌های غیرخطی به‌روزرسانی شدند. بعدازآن برای انجام تحلیل تصادفی در مرحله نخست، ۶۷۵۰ تیر و ۳۰۰۰ ستون بتن آرمه با مقاطع مستطیلی، T شکل و L شکل برای تیرها و مقاطع مستطیلی و دایره‌ای برای ستون‌ها به نحوی که بیشترین کاربرد را در سازه‌های متداول داشته باشند به منظور پوشش جامع‌تر و واقعی‌تر ویژگی‌های سازه‌ای و اطمینان از تعمیم نتایج تحقیق به کاربردهای عملی، به‌صورت سیستماتیک تولید شدند.

متغیرهای طراحی در این مطالعه با هدف پوشش بازه‌ی متداول در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه در پروژه‌های ساختمانی انتخاب شدند. مقاومت فشاری بتن در بازه ۲۵ تا ۷۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شد که شامل بتن‌های معمول (۲۵ تا ۴۰ مگاپاسکال)، بتن‌های با مقاومت متوسط (۴۰ تا ۶۰ مگاپاسکال) و بتن‌های با مقاومت بالا (بیش از ۶۰ مگاپاسکال) می‌باشد. برای فولاد، مقاومت تسلیم برابر با ۴۲۰ و ۵۲۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شد که نمایانگر دو رده رایج میلگردهای ساختمانی است. نسبت آرماتور در محدوده ۰/۲۷ درصد تا ۲/۵ درصد برای تیرها و از ۱ درصد تا ۶ درصد برای ستون‌ها انتخاب شد که از حداقل مقدار آیین‌نامه‌ای برای تأمین عملکرد شکل‌پذیر در اعضای خمشی آغاز می‌شود و تا حداکثر مقدار قابل قبول در آیین‌نامه ادامه می‌یابد. نسبت بار محوری در ستون‌ها از ۰/۱ تا ۰/۵ تنظیم شد که شامل ستون‌های با بار محوری کم تا ستون‌های با نیروی محوری بالا مانند ستون‌های طبقه اول در سازه‌های میان‌مرتبه و بلندمرتبه و یا ستون‌های ثقیلی می‌شود. ابعاد هندسی نیز در بازه‌ی ۴۰۰ تا ۱۰۰۰ میلی‌متر برای ارتفاع مقطع و ۳۰۰ تا ۱۰۰۰ میلی‌متر برای عرض مقطع انتخاب شدند. این ابعاد شامل مقاطع رایج در تیرها و ستون‌های قاب‌های خمشی است. در ستون‌ها مقاطع دایره‌ای آرماتورهای عرضی دورپیچ و مقاطع مستطیلی آرماتورهای دورگیر دارند. به منظور مشخص نمودن توزیع داده‌های ورودی به تحلیل‌ها، هیستوگرام‌های مربوط به متغیرهای طراحی مقاطع مورد بررسی (شامل مقاومت فشاری بتن، مقاومت تسلیم آرماتورها، نسبت آرماتور، ابعاد هندسی و نسبت بار محوری) در شکل ۲ ترسیم شده است.

سپس برای هر مقطع، ۱۰۰۰ نمونه تصادفی با روش نمونه‌گیری مکعب

1. Latin Hypercube Sampling
2. Coefficient of Variation
3. Rackwitz-Fiessler
4. MacGregor
5. Bournonville



شکل ۲. هیستوگرام‌های متغیرهای طراحی مقاطع مورد بررسی

Fig. 2. Histograms of design variables for the investigated sections

جداول ۱ و ۲ جزئیات مربوط به متغیرهای طراحی انتخاب شده برای مقاطع تیر و ستون، همراه با خصوصیات مدل‌های آماری مورد استفاده شامل ضریب اریبی^۱ (λ) (نسبت مقدار میانگین به مقدار اسمی)، ضریب تغییرات (CV) و نوع توزیع آماری برای عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه را ارائه می‌کند.

در زمینه عدم قطعیت‌های هندسی، متغیرهایی نظیر عرض و ارتفاع مؤثر تیرها، عرض و ارتفاع ستون‌ها و همچنین مساحت مقطع آرماتورهای طولی در نظر گرفته شده‌اند. این عدم قطعیت‌ها با استفاده از مدل آماری ارائه شده توسط نواک و سرزن [۴] که تغییرات ناشی از خطاهای اجرایی و نحوه بتن‌ریزی و آرماتوربندی را شامل می‌شود، لحاظ شده‌اند. تغییرات در ابعاد تیرها و ستون‌ها و همچنین مساحت آرماتورها، می‌تواند تأثیر مستقیمی بر مقاومت اسمی و عملکرد واقعی اعضا تحت بارگذاری داشته باشد.

1. Bias factor

جدول ۱. متغیرهای طراحی مصالح در نظر گرفته شده به همراه مدل‌های آماری آن‌ها

Table 1. Considered material design variables and their statistical models

متغیر طراحی	مقدار	ضریب اریبی (λ)	ضریب تغییرات (CV)	نوع توزیع آماری	مرجع
مقاومت فشاری بتن (مگاپاسکال)	۲۵	۱/۳۰	۰/۱۶	نرمال	[۱۷، ۱۶]
	۳۰	۱/۲۶	۰/۱۴		
	۴۵	۱/۱۷	۰/۱۲		
	۵۵	۱/۱۴	۰/۱۱		
	۷۵	۱/۱۲	۰/۱۰		
مقاومت تسلیم فولاد آرماتور (مگاپاسکال)	۴۲۰	۱/۱۴	۰/۰۷	بتا	[۱۸]
	۵۲۰	۱/۰۸	۰/۰۵		

جدول ۲. متغیرهای طراحی هندسی در نظر گرفته شده به همراه مدل‌های آماری آن‌ها

Table 2. Considered geometric design variables and their statistical models

نوع عضو	متغیر طراحی	مقدار	ضریب اریبی (λ)	ضریب تغییرات (CV)	نوع توزیع آماری	مرجع
تیر	شکل مقطع	مستطیلی	-	-	-	-
		T-شکل	-	-	-	-
		L-شکل	-	-	-	-
	عرض جان (میلی‌متر)	۳۰۰-۶۰۰	۱/۰۱	۰/۰۴	نرمال	[۴]
	عرض مؤثر بال (میلی‌متر)	۳۰۰-۶۵۰	-	-	-	-
	ارتفاع مؤثر (میلی‌متر)	۹۵۰-۵۰۰	۰/۹۹	۰/۰۴	نرمال	[۴]
	مساحت آرماتور	-	۱/۰۰	۰/۰۱۵	نرمال	[۴]
درصد آرماتور کششی		پنج مقدار در بازه نسبت‌های حداقل تا حداکثر تعیین شده توسط آیین‌نامه ACI 318 (%): ۰/۲۷ تا ۲/۸				
ستون	شکل مقطع	مستطیلی	-	-	-	-
		دایره‌ای	-	-	-	-
	عرض و ارتفاع (یا قطر) (میلی‌متر)	۴۰۰-۱۰۰۰	۱/۰۰۵	۰/۰۴	نرمال	[۴]
	مساحت آرماتور	-	۱/۰۰	۰/۰۱۵	نرمال	[۴]
	درصد آرماتور	۱-۶	-	-	-	-
	نسبت نیروی محوری	۰/۱ تا ۰/۵	-	-	-	-

جدول ۳. مشخصات مدل‌های آماری عدم قطعیت مدل‌سازی مقاومت خمشی تیرها و ستون‌ها

Table 3. Statistical parameters of modeling uncertainty for flexural strength in beams and columns

نوع عضو	شکل مقطع	وضعیت	میانگین	ضریب تغییرات (CV)	نوع توزیع آماری	p-value
تیر	مستطیلی	$\rho_s \leq 0.5 \%$	۱/۲۷	۰/۰۹	نرمال	۰/۶۰۲
		$\rho_s > 0.5 \%$	۱/۱۲	۰/۰۹	نرمال	۰/۲۷۴
	L و T-شکل	$\rho_s \leq 0.5 \%$	۱/۳۱	۰/۰۹	نرمال	۰/۵۲۳
		$\rho_s > 0.5 \%$	۱/۱۹	۰/۰۹	نرمال	۰/۶۷
ستون	مستطیلی	کشش-کنترل	۱/۱۰	۰/۰۹	لگنرمال	۰/۰۶۴
		انتقال	۱/۱۶	۰/۰۸	لگنرمال	۰/۱۶
		فشار-کنترل	۱/۲۱	۰/۱۷	لگنرمال	۰/۸۹
	دایره‌ای	کشش-کنترل	۱/۲۵	۰/۰۷	لگنرمال	۰/۴۸
		انتقال	۱/۳۱	۰/۰۷	لگنرمال	۰/۶۳۱
		فشار-کنترل	۱/۴۴	۰/۱۱	لگنرمال	۰/۶۵۹

(KS') [۲۰]، انجام شد. نتایج آزمون برازش نشان داد که توزیع نرمال برای مقاطع تیرها و توزیع لگنرمال برای مقاطع ستون‌ها بهترین تطابق را با داده‌ها دارند. برای تیرها، مقادیر p-value بالاتر از ۰/۰۵ به دست آمد که نشان می‌دهد فرض نرمال بودن داده‌ها پذیرفته می‌شود. در خصوص ستون‌ها نیز نتایج نشان داد که توزیع لگنرمال تطابق بهتری به‌ویژه در نواحی انتقال و فشار-کنترل با داده‌ها دارد.

نتایج نشان داد که مقادیر میانگین برای مقاطع T و L-شکل بیشتر از مقاطع مستطیلی است. به علاوه در مقاطعی با نسبت آرماتور کششی کمتر از ۰/۵ درصد، مقدار میانگین به دلیل وقوع اثر سخت‌شوندگی کرنشی به‌طور قابل‌توجهی افزایش می‌یابد. این پدیده موجب می‌شود تنش‌های موجود در آرماتورها، بسیار بالاتر از تنش تسلیمی باشد که در محاسبه مقاومت اسمی خمشی بر اساس آیین‌نامه ACI 318-19 در نظر گرفته شده است.

همچنین برای ستون‌ها، مطابق جدول ۳، دسته‌بندی مشابه ACI 318-19 به سه دسته کشش-کنترل، انتقال و فشار-کنترل انجام شده است. در نواحی کشش-کنترل، انتقال و فشار-کنترل در منحنی اندرکنش نیروی محوری-لنگر خمشی ستون‌ها، به ترتیب مقادیر میانگین افزایش می‌یابد و بالاترین مقدار در ناحیه فشار-کنترل مشاهده می‌شود. باین‌حال، در

۲-۱-۲- عدم قطعیت‌های مدل‌سازی

عدم قطعیت مدل‌سازی به عنوان یکی از متغیرهای مهم در تحلیل‌های احتمالاتی که به صورت نسبت مقاومت واقعی آزمایشگاهی به مقاومت اسمی پیش‌بینی شده در آیین‌نامه تعریف می‌شود، است. در این مطالعه، مجموعه‌ای شامل ۱۱۰ تیر و ۲۶۲ ستون داده آزمایشگاهی از منابع مختلف گردآوری شد تا مقادیر میانگین و ضریب تغییرات برای عدم قطعیت مدل‌سازی تخمین زده شوند. برای تکمیل داده‌های آزمایشگاهی، به‌ویژه برای مقاطع T شکل تیرهای بتن آرمه و ستون‌های دایره‌ای شکل با نسبت نیرو محوری بالا، از نرم‌افزار تحلیل غیرخطی مقاطع XTRACT [۱۹] استفاده شد. در نهایت بر اساس مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی و تحلیلی شامل ۲۶۰ مقطع تیر و ۴۰۶ مقطع ستون که از این میان، ۵۷/۷ درصد داده‌های تیرها و ۳۵/۵ درصد داده‌های ستون‌ها از طریق تحلیل عددی تولید شده‌اند، مقادیر پیشنهادی برای مشخصات مدل آماری این متغیر تصادفی، در جدول ۳ ارائه شده است. این ترکیب داده‌های آزمایشگاهی و تحلیلی منجر به پوشش بهتر و جامع‌تر انواع مقاطع، به ویژه برای مقاطع T شکل تیرهای بتن آرمه و ستون‌های دایره‌ای شکل با نسبت نیرو محوری بالا، شده است.

برای اعتبارسنجی مدل‌های آماری، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف

جدول ۴. مشخصات مدل‌های آماری عدم قطعیت بارگذاری

Table 4. Statistical parameters of loading uncertainty

نوع بار	وضعیت	ضریب اریبی (λ)	ضریب تغییرات (CV)	نوع توزیع آماری	مرجع
مرده	حداکثر در ۵۰ سال	۱/۰۵	۰/۱۰	نرمال	[۲]
زنده	حداکثر در ۵۰ سال	۱/۰۰	۰/۲۵	نوع I	[۲]

ضرایب به گونه‌ای تعیین شوند که شاخص قابلیت اطمینان هدف را برآورده کنند. با توجه به رویکرد اتخاذ شده آیین‌نامه‌ها، این کالیبراسیون به نحوی است که پس از تعیین ضرایب افزایش بار که منشأ آن تحقیقات الینگوود و همکاران [۲] و نتایج آن در آیین‌نامه بارگذاری آمریکا (ASCE 7-22) [۲۳] منعکس شده است، ضرایب کاهش مقاومت برای تلاش‌های مختلف در اعضای مختلف باید با استفاده از تحلیل‌های احتمالاتی و قابلیت اطمینانی تعیین گردد.

در این مقاله حالت‌های حدی موردبررسی بر اساس ASCE 7-22 به صورت روابط (۱) و (۲) است:

$$1.4D \leq \phi R \quad (۱)$$

$$1.2D + 1.6L \leq \phi R \quad (۲)$$

که در آن، D بار مرده، L بار زنده، R مقاومت و ϕ ضریب کاهش مقاومت است.

علاوه بر تعریف توابع حالت حدی و مدل‌های آماری بار و مقاومت، تعیین نسبت‌های بار نیز برای کالیبراسیون ضریب کاهش مقاومت ضروری هستند. در این مطالعه، تحلیل قابلیت اطمینان برای کل دامنه نسبت بارهای ثقلی ($0 \leq D/D + L \leq 1$) انجام شده است. این دامنه، تمامی حالت‌های ممکن از بارگذاری بارهای ثقلی را پوشش می‌دهد و در فرآیند ارزیابی ایمنی و کالیبراسیون ضرایب طراحی نقش مهمی ایفا می‌کند.

انتخاب مقدار مناسب برای شاخص قابلیت اطمینان هدف (β_T) در فرآیند کالیبراسیون ضرایب کاهش مقاومت اهمیت ویژه‌ای دارد. مقدار β_T با توجه به پیامدهای خرابی و هزینه‌های مرتبط تعیین می‌شود. به عنوان

ستون‌هایی با نیروهای محوری بالا، به‌ویژه در ناحیه فشار-کنترل، پراکندگی داده‌ها (CV) بیشتر است که این موضوع بیانگر کاهش دقت معادلات آیین‌نامه ACI در برآورد مقاومت خمشی تحت این شرایط است. نتایج همچنین نشان داد که میانگین برای مقاطع دایره‌ای حدود ۱۳٪ تا ۱۹٪ بیشتر از مقاطع مستطیلی است. این موضوع نشان می‌دهد که آیین‌نامه مقاومت مقاطع دایره‌ای را نسبت به مقاطع مستطیلی با محافظه‌کاری بیشتری برآورد کرده است. علاوه بر این، مقادیر CV برای مقاطع دایره‌ای کمتر از مقاطع مستطیلی به‌دست آمده است.

۲-۱-۳ عدم قطعیت‌های بارگذاری

در این مطالعه، تحلیل قابلیت اطمینان شامل بارهای مرده، زنده است. برای هر ترکیب بار، متغیرهای آماری مطابق با قاعده ترکسترا [۲۱] محاسبه شده‌اند. بر اساس این قاعده، مقدار حداکثر برای هر ترکیب بار به عنوان وقوع مقدار حداکثر در تنها یکی از مؤلفه‌های بار در نظر گرفته می‌شود، درحالی‌که سایر مؤلفه‌های بار در مقادیر متوسط فرض می‌شوند [۲۲، ۴]. مدل‌های آماری مورد استفاده برای بارهای مرده و زنده بر اساس مطالعه الینگوود^۲ و همکاران [۲] در نظر گرفته شده‌اند. در این مقاله، مساحت مؤثر بار زنده برابر با ۴۰ مترمربع در نظر گرفته شده است. جزئیات مربوط به مشخصات مدل‌های آماری بارها در جدول ۴ ارائه شده است.

۲-۲ تحلیل قابلیت اطمینان

به منظور تامین ایمنی سازه‌ها و تعیین ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار در روش LRFD، ابتدا لازم است تابع حدی موردبررسی تعیین شود. سپس با استفاده از تحلیل قابلیت اطمینان با روش راکویتز-فیسler [۱۵] برای بازه‌ای از ضرایب کاهش مقاومت از ۰/۵ تا ۰/۹۵ (ضریبی از ۰/۰۵) این

1. Turkstra
2. Ellingwood

جدول ۵. شاخص قابلیت اطمینان هدف با گروه‌های خطرپذیری II و IV

Table 5. Target reliability index values for Risk Categories II and IV

تلاش موردبررسی	نوع عملکرد	گروه خطرپذیری سازه	شاخص قابلیت اطمینان هدف	احتمال خرابی سالانه	احتمال خرابی در یک دوره ۵۰ ساله
مقاومت خمشی تیرها	خرابی که ناگهانی نیست و منجر به گسترش وسیع آسیب نمی‌شود.	II	3.0	3.0×10^{-5}	1.5×10^{-3}
		IV	3.5	5.0×10^{-6}	2.5×10^{-4}
کشش-کنترل	خرابی که ناگهانی است و یا منجر به گسترش وسیع آسیب می‌شود.	II	3.5	5.0×10^{-6}	2.5×10^{-4}
		IV	4.0	7.0×10^{-7}	3.5×10^{-5}
اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری ستون	(میانگین بین دو حالت کشش-کنترل و فشار-کنترل)	II	3.75	2.0×10^{-6}	1.0×10^{-4}
		IV	4.25	2.5×10^{-7}	1.25×10^{-5}
	خرابی که ناگهانی است و منجر به گسترش وسیع آسیب می‌شود.	II	4.0	7.0×10^{-7}	3.5×10^{-5}
		IV	4.5	1.0×10^{-7}	5.0×10^{-6}

مثال، در حالتی که خرابی منجر به گسترش آسیب در سایر بخش‌های سازه شده یا با شکست ترد همراه باشد، مقدار β_T بزرگ‌تر در نظر گرفته می‌شود. شاخص قابلیت اطمینان را می‌توان به عنوان تابعی از احتمال خرابی در دوره مدنظر (P_f) و تابع توزیع تجمعی (CDF) توزیع نرمال استاندارد (Φ) در نظر گرفت، همان‌طور که در رابطه (۳) نشان داده شده است. الینگود و همکاران [۲] و گالامبوس^۲ و همکاران [۲۴] مقادیر شاخص قابلیت اطمینان هدف را مطابق با استانداردهای طراحی رایج در آن زمان تخمین زدند که این مقادیر برای دستیابی به عملکرد سازه‌ای مطلوب قابل قبول در نظر گرفته شدند. افزون بر این، آن‌ها ضرایب بار و ترکیب‌های بار را نیز توسعه دادند. مطالعات آن‌ها مبنای شاخص قابلیت اطمینان هدف قرار گرفت که امروزه در ASCE 7-22 برای ترکیب‌های بار ثقیل مورد استفاده قرار می‌گیرد.

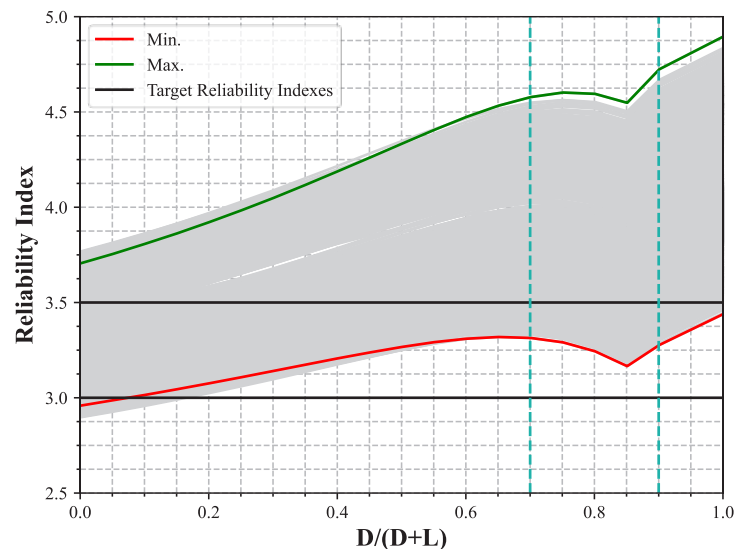
$$\beta_T = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (3)$$

در جدول ۵ که مطابق با جدول ۱-۳، ۱-۳-۱ ASCE 7-22 است شاخص‌های

قابلیت اطمینان هدف مورد استفاده در این پژوهش بیان شده است. به عنوان مثال، برای تیرهای بتن آرمه که خرابی ناشی از مقاومت خمشی در آنها ناگهانی رخ نمی‌دهد و منجر به گسترش وسیع خرابی نمی‌شود و در سازه‌های با گروه خطرپذیری^۳ II قرار دارند (که معمولاً شامل ساختمان‌های مسکونی رایج هستند)، شاخص قابلیت اطمینان هدف برابر ۳/۰ در نظر گرفته می‌شود. این مقدار معادل با احتمال خرابی سالانه 3.0×10^{-5} و برابر 1.5×10^{-3} در یک دوره ۵۰ ساله است. این شرایط برای بارگذاری‌هایی است که شامل زلزله نمی‌شود. همین‌طور که در [۲۵] نیز اشاره شده است، رسیدن به این سطح از قابلیت اطمینان بدان معنا نیست که تیرها با این احتمال دچار شکست می‌شوند، بلکه به این معنی است که تیر به حد نهایی ظرفیت خمشی خود می‌رسد. در این شرایط، تیر دچار خرابی کامل نمی‌شود زیرا شکل‌پذیری و افزونگی^۴ سیستم امکان باز توزیع بخشی از بار را فراهم می‌کند. به علاوه آن‌که شاخص قابلیت اطمینان هدف برای ستون‌ها بزرگ‌تر از تیرها در نظر گرفته خواهد شد، چرا که با آنکه خرابی خمشی ستون‌ها ترد و ناگهانی

3. Risk Category
4. Redundancy

1. Cumulative Distribution Function
2. Galambos



شکل ۳. نحوه تغییرات شاخص قابلیت اطمینان بر اساس نسبت بار ثقیلی برای ضریب کاهش مقاومت برابر ۰/۹

Fig. 3 Variation of reliability index versus gravity load ratio for a strength reduction factor of 0.90

بالتر است. ارائه نتایج در این چارچوب امکان مقایسه و ارزیابی جامع‌تری از عملکرد سازه‌ها در شرایط طراحی مختلف را فراهم می‌سازد.

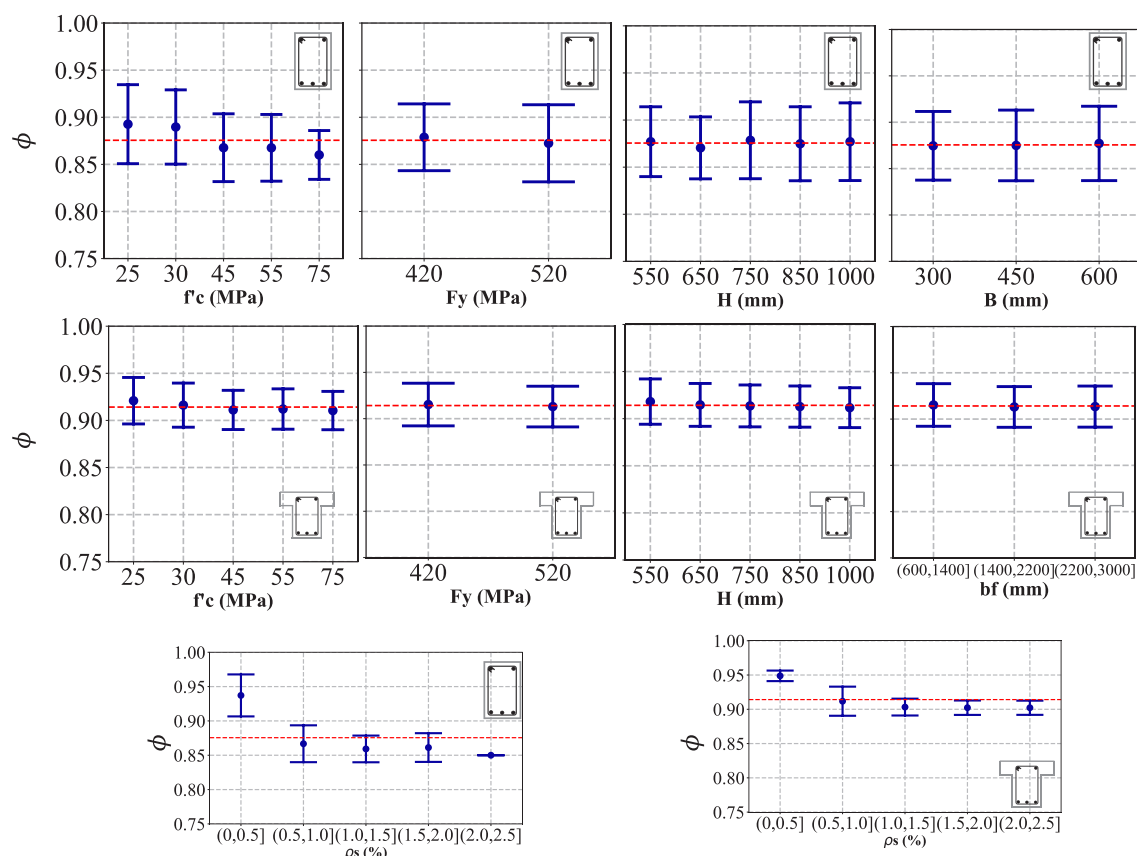
۳-۱- ضریب کاهش مقاومت خمشی تیرهای بتن آرمه

پس از انجام تحلیل قابلیت اطمینان برای ۶۷۵۰ تیر در نظر گرفته شده با مشخصات طراحی اولیه متفاوت، ابتدا نمودار شاخص قابلیت اطمینان بر اساس نسبت بارهای ثقیلی برای مقاطع مختلف ترسیم و بررسی شد. شکل ۳ رابطه بین شاخص قابلیت اطمینان و نسبت بار را برای هر مقطع نشان می‌دهد، در این شکل ضریب کاهش مقاومت برای خمش مطابق با بخش ۳ برابر ۰/۹ در نظر گرفته شده است. در این نمودار، شاخص‌های قابلیت اطمینان هدف برابر ۳/۰ و ۳/۵ به همراه بازه رایج نسبت بارهای ثقیلی در قاب‌های خمشی نمایش داده شده‌اند. برای تعیین حدود رایج نسبت‌های بار ثقیلی یک تحلیل گسترده بر روی لنگرهای خمشی ۱۲ سازه بتن آرمه با مشخصات و تعداد طبقات مختلف [۲۶] انجام شده است که در نتیجه آن با احتمال ۹۱/۸٪ نسبت $D/D+L$ برای لنگر خمشی تیرهای بتن آرمه در قاب‌های خمشی بین ۰/۷ تا ۰/۹ خواهد بود. قابل ذکر است که تغییر روند نمودار شاخص قابلیت اطمینان در نسبت بار ۰/۸۸، بیانگر تغییر ترکیب بار از $1.2D+1.6L$ به ترکیب بار $1.4D$ است. در ویرایش ASCE 7-22، شاخص قابلیت اطمینان هدف برای سازه‌های گروه خطرپذیری II برابر ۳/۰

نیست (در صورت زیاد نبودن نیروی محوری) اما می‌تواند منجر به گسترش وسیع آسیب شود. با توجه به آن که با افزایش نسبت نیروی محوری، ستون شکل‌پذیری خود را از دست می‌دهد و رفتار آن از حالت شکل‌پذیر در ناحیه کشش-کنترل به رفتار ترد در ناحیه فشار-کنترل تبدیل می‌شود، در نتیجه شاخص قابلیت اطمینان هدف برای ستون‌های ناحیه‌های کشش-کنترل و انتقال کمتر از ناحیه فشار کنترل در نظر گرفته می‌شود.

۳- تحلیل و بحث نتایج

در این بخش، نتایج تحلیل قابلیت اطمینان برای تیرها و ستون‌های بتن‌آرمه ارائه و مورد بحث قرار می‌گیرد. برای هر عضو تیر و ستون، ابتدا نمودارهای شاخص قابلیت اطمینان (β) بر اساس نسبت بارهای ثقیلی ترسیم شده‌اند و تحلیل می‌شوند. این نمودارها نقش مهمی در درک رفتار سازه تحت شرایط مختلف بارگذاری دارند. سپس، بر اساس نتایج حاصل، مقادیر ضریب کاهش مقاومت به گونه‌ای تعیین می‌شوند که شاخص قابلیت اطمینان هدف (β_T) برای هر گروه خطرپذیری مدنظر تأمین گردد. در این راستا، دو مقدار هدف β_T در نظر گرفته شده است: نخست، مقدار متناظر با گروه خطرپذیری II که عمدتاً شامل ساختمان‌های مسکونی رایج بوده و سطح ایمنی استاندارد را تأمین می‌کند و دوم، مقدار متناظر با گروه خطرپذیری IV که معرف سازه‌های با اهمیت ویژه و نیازمند ضریب اطمینان



شکل ۴. تغییرات ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در تیرهای بتن آرمه برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Fig. 4 Variation of strength reduction factor with different design parameters in RC beams for Risk Category IV structures

تغییرات ویژگی‌های مقطع متفاوت باشد. شکل ۴ نمودارهای بازه‌ای ضریب کاهش مقاومت (مقدار میانگین به همراه بازه شامل یک انحراف معیار) را بر اساس متغیرهای طراحی مختلف نشان می‌دهد. به علاوه مقدار میانگین برای هر نوع شکل مقطع نیز در نمودارها با خطچین قرمز نشان داده شده است. مقادیر میانگین، انحراف معیار به همراه خطای استاندارد (SE^1) و فاصله اطمینان (CI^2) ۹۵ درصدی برای ارزیابی دقت میانگین در جدول‌های پ ۱ و پ ۲ در پیوست گزارش شده است. فاصله اطمینان، بازه‌ای است که با احتمال ۹۵ درصد مقدار واقعی میانگین آن دسته در آن قرار دارد.

اولین نکته قابل دریافت از نمودارهای شکل ۴ تفاوت میانگین‌های کلی در تیرهای مستطیلی و تیرهای T- و L-شکل است. مقدار ضریب کاهش مقاومت میانگین در تیرهای مستطیلی با فاصله اطمینان ۹۵ درصد در بازه 0.85 ± 0.03 قرار دارد درحالی‌که این مقدار برای تیرهای T- و L-شکل

و برای سازه‌های گروه خطرپذیری IV برابر $3/5$ تجویز شده است.

با در نظر گرفتن شاخص قابلیت اطمینان هدف برابر $3/0$ برای سازه‌های گروه خطرپذیری II، ضریب کاهش مقاومت مناسب برای حالت بحرانی در بازه $0.7 \leq D/D + L \leq 0.9$ ، برای کلیه مقاطع تیرها برابر 0.95 به دست آمد. این نتیجه نشان می‌دهد که مقدار ضریب کاهش مقاومت در آیین‌نامه ACI برای این دسته از سازه‌ها اندکی محافظه‌کارانه بوده و می‌توان آن را افزایش داد تا طراحی بهبود یابد. شاخص قابلیت اطمینان هدف در آیین‌نامه ACI برای تمام سازه‌ها برای مقاومت خمشی تیرها، برابر $3/5$ که توسط سرزن و نواک [۵] پیشنهاد شده بود، در نظر گرفته شده است. با تغییر شاخص قابلیت اطمینان هدف از $3/5$ به $3/0$ برای سازه‌های گروه خطرپذیری II می‌توان از ضریب کاهش مقاومت بزرگ‌تری استفاده نمود.

برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV که سطح ایمنی بالاتری برای آنها در طراحی فرض می‌شود (شاخص قابلیت اطمینان هدف برابر $3/5$) نتایج ضرایب کاهش مقاومت کوچک‌تری نیاز است که این مقادیر می‌تواند با

1. Standard Error
2. Confidence Interval

جدول ۶. تحلیل حساسیت متغیرهای طراحی مختلف در تیرهای بتن آرمه بر ضریب کاهش مقاومت خمشی در سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Table 6. Sensitivity analysis of different design parameters affecting strength reduction factor in RC beams for Risk Category IV structures

نوع مقطع	نتیجه آزمون	f'_c	F_y	H	b_f یا B	ρ_s
مستطیلی	T-value	-۴/۸۱	-۳/۴۴	۰/۶۳	۰/۵۰	-۱۸/۷۳
	p-value	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۵۳	۰/۶۲	۰/۰۰
T و L-شکل	T-value	-۱۴/۲۵	-۸/۸۴	-۱۰/۹۹	-۷/۳۷	-۶۴/۱۷
	p-value	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۰۰

انجام شده است. با انجام یک تحلیل رگرسیون بر روی داده‌ها و مقادیر T-value و p-value محاسبه شده است. در تحلیل رگرسیون، مقادیر T-value نشان‌دهنده اهمیت آماری تاثیرگذاری متغیرهای مستقل هستند هر چه قدر مطلق این مقادیر بزرگ‌تر باشد نشان می‌دهد که متغیر مستقل به طور معنی‌داری بر متغیر وابسته تاثیر دارد. p-value نیز در این تحلیل نشان‌دهنده میزان اطمینان به این است که تاثیر متغیر مستقل بر متغیر وابسته، به طور تصادفی رخ نداده است. اگر p-value کمتر از ۰/۰۵ باشد، تاثیر متغیر مستقل از نظر آماری معنی‌دار تلقی می‌شود. این مقادیر در جدول ۶ گزارش شده است. بر مبنای این تحلیل حساسیت تاثیرگذارترین متغیر، درصد آرماتورهای کششی است و نتایج قبلی را تایید می‌کند.

در نتیجه ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی بر مبنای مؤثرترین متغیرها شامل گروه خطرپذیری سازه، شکل مقطع، مقاومت فشاری بتن و نسبت آرماتورهای کششی در جدول ۷ خلاصه شده‌اند. بر اساس این جدول برای طراحی خمشی تیرهای بتن آرمه سازه‌های گروه خطرپذیری II به جای ضریب ۰/۹۰ که در بخش ۳ به آن اشاره شد، می‌توان از ضریب ۰/۹۵ استفاده نمود؛ اما اگر سازه واقع در گروه خطرپذیری IV باشد در برخی شرایط مانند تیرهای مستطیلی با درصد آرماتور کششی بیش از ۰/۵ درصد لازم است که ضریب مقاومت کوچک‌تری (۰/۸۵) نسبت به آیین‌نامه استفاده نمود.

۳-۲- ضریب کاهش مقاومت خمشی ستون‌های بتن آرمه

در مرحله بعد، تحلیل قابلیت اطمینان برای ۳۰۰۰ ستون با مشخصات طراحی اولیه متفاوت انجام شده است. مشابه قبل، ابتدا نمودار شاخص قابلیت

برابر 0.914 ± 0.01 است. تیرهای T- و L-شکل به علت داشتن مقادیر میانگین بالاتر برای عدم قطعیت مدل‌سازی سطح اطمینان بالاتری دارند که در نتیجه می‌توان از ضریب کاهش مقاومت بزرگ‌تری برای آنها استفاده نمود. همان‌طور که در شکل ۴ و جدول ۶ مشاهده می‌شود، با افزایش مقاومت فشاری بتن، هم مقدار میانگین و هم CV ضریب کاهش مقاومت کاهش می‌یابد که این روند مشابه مدل آماری مقاومت فشاری بتن است. مشابه این روند در مقادیر میانگین و CV مقاومت فشاری نیز در جدول ۱ قابل مشاهده است.

متغیر اثرگذار مهم دیگر نسبت آرماتورهای کششی مقطع است. این متغیر بیشترین اثر را بر روی ضریب کاهش مقاومت دارد، برای مقاطع که نسبت آرماتورهای کششی در آنها کمتر از ۰/۵ درصد است، مقدار میانگین ضریب کاهش مقاومت به مقدار قابل‌توجهی بالاتر از حالت‌های دیگر است. این افزایش به دلیل بالاتر بودن مقدار میانگین مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی است. در مقاطع با درصد آرماتور پایین، پدیده سخت‌شوندگی کرنشی^۱ به میزان قابل‌توجهی رخ می‌دهد و تنش آرماتورها تا حدود مقاومت نهایی فولاد بالا خواهد رفت که در نتیجه مقاومت بسیار بیشتر از آنچه آیین‌نامه به صورت اسمی فرض می‌کند، از خود بروز می‌دهند. برای دیگر متغیرها مانند مقاومت تسلیم آرماتورها، ابعاد مقطع با توجه به آن که مقادیر میانگین هر دسته در آنها منطبق بر میانگین کلی است، می‌توان دریافت که تاثیر چندانی بر ضریب کاهش مقاومت ندارند.

از طرف دیگر علاوه بر تحلیل‌ها و نتایجی که از شکل ۴ به دست آمده است یک تحلیل حساسیت نیز برای تعیین متغیرهای تاثیرگذار

1. Strain-hardening

جدول ۷. ضرایب کاهش مقاومت خمشی پیشنهادی برای تیرهای بتن آرمه در مقایسه با ACI 318-19

Table 7. Proposed strength reduction factors for RC beams in comparison with ACI 318-19

ACI 318-19	$70 \leq f'_c$		$40 \leq f'_c < 60$		$25 \leq f'_c < 40$		مقاومت فشاری بتن (f'_c (MPa))
	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$	درصد آرماتور کششی (ρ_s)
۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	گروه خطرپذیری II
۰/۹۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۸۵	۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۹۵	گروه خطرپذیری IV
۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	گروه خطرپذیری II
۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۵	گروه خطرپذیری IV

مستطیلی

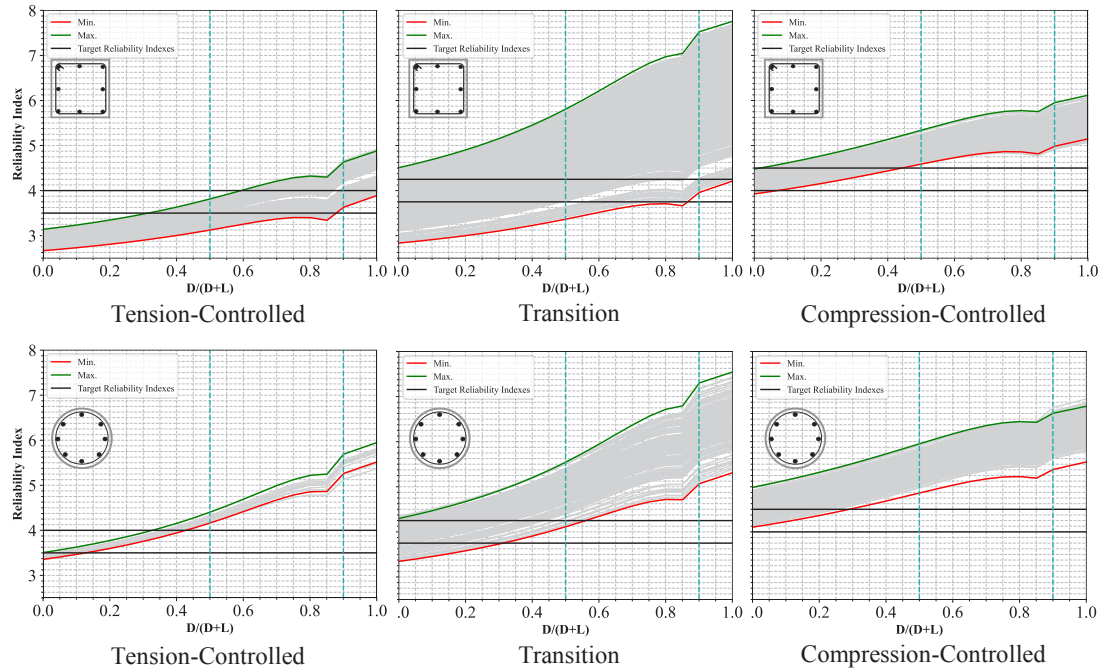
T و L-شکل

حالت‌ها با تغییر متغیرهای طراحی و گروه خطرپذیری مقادیر متفاوتی به‌دست‌آمده است. مشابه تیرها، برای تعیین متغیرهای مؤثر بر ضریب کاهش مقاومت، نمودارهای بازه‌ای برای ضرایب کاهش مقاومت بر اساس متغیرهای طراحی مختلف در شکل ۶ ترسیم شده است و مقادیر میانگین، انحراف معیار به همراه خطای استاندارد و فاصله اطمینان ۹۵ درصدی برای ارزیابی دقت میانگین در جدول‌های پ ۳ و پ ۴ در پیوست گزارش شده است. میانگین کلی ضریب کاهش مقاومت در گروه خطرپذیری II برای مقاطع مستطیلی برابر 0.847 ± 0.002 ، در گروه خطرپذیری IV برای مقاطع مستطیلی برابر 0.755 ± 0.002 و برای مقاطع دایره‌ای 0.918 ± 0.002 است. مقدار بالاتر ضریب کاهش مقاومت در مقاطع دایره‌ای به دلیل بالاتر بودن میانگین مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی است و علت آن نیز اثر بیشتر محصورشدگی بتن در افزایش مقاومت فشاری بتن در مقاطع دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ و دایره‌ای شکل است.

بین سه ناحیه کشش-کنترل، انتقال و فشار-کنترل کوچک‌ترین ضرایب کاهش مقاومت مربوط به ناحیه فشار-کنترل است؛ چراکه در این ناحیه به دلیل رفتار تردتر ستون در اثر نسبت بالای نیروی فشاری، شاخص قابلیت اطمینان بزرگ‌تری در نظر گرفته شده است. البته که این مقادیر به نسبت ضرایب کاهش مقاومت آیین‌نامه (۷۵/۰) برای آرماتورهای عرضی دورپیچ و ۶۵/۰ برای سایر حالات) بیشتر است و علت آن نیز میانگین بالاتر مدل

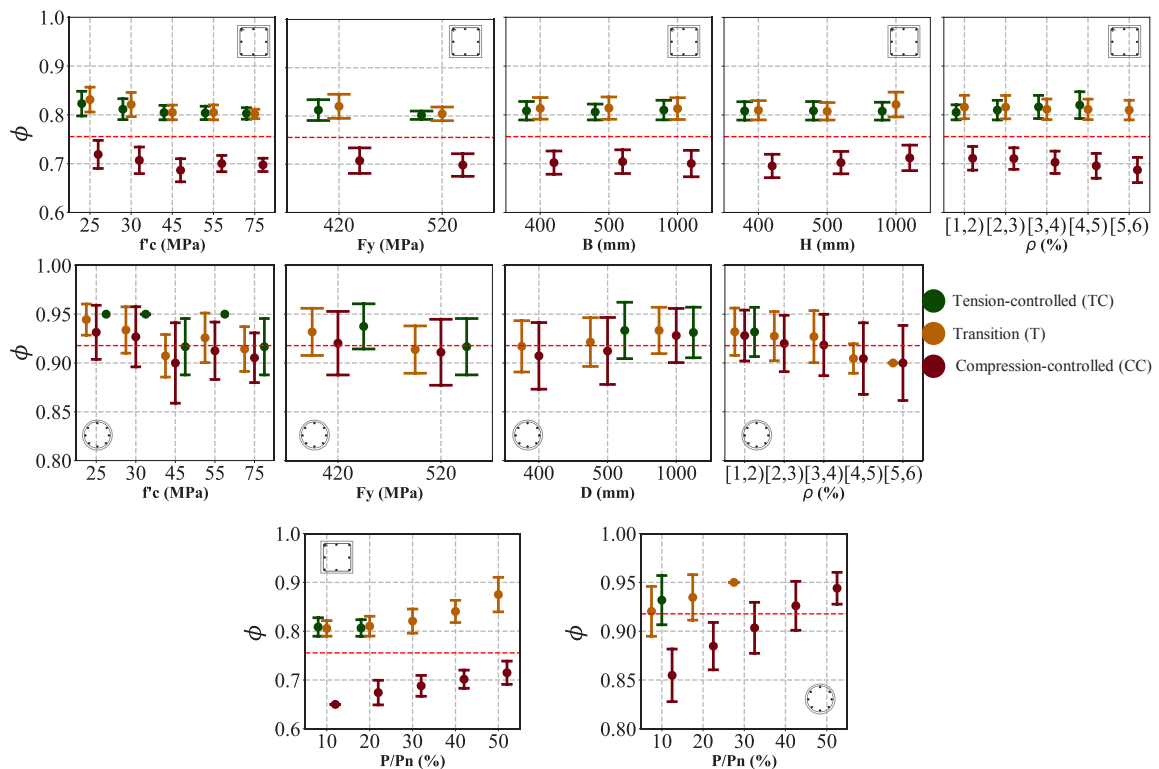
اطمینان با فرض ضرایب کاهش مقاومت تجویزی آیین‌نامه که در بخش ۳ شرح داده شده‌اند، بر اساس نسبت بارهای ثقیل برای مقاطع مختلف ترسیم و بررسی شد. شکل ۵ رابطه بین شاخص قابلیت اطمینان و نسبت بار را برای مقاطع مستطیلی و دایره‌ای در سه حالت فشار-کنترل، انتقال و کشش-کنترل نشان می‌دهد. به علت آن که شاخص‌های قابلیت اطمینان هدف متفاوتی در این نواحی در نظر گرفته می‌شود، نمودارها نیز جداگانه ترسیم شده‌اند. در نمودارهای شکل ۵، شاخص‌های قابلیت اطمینان هدف (مطابق جدول ۵) به همراه بازه رایج نسبت بارهای ثقیل ستون‌ها در قاب‌های خمشی نمایش داده شده‌اند. برای تعیین حدود رایج نسبت‌های بار ثقیل در ستون‌ها مشابه تیرها، یک تحلیل گسترده بر روی لنگرهای خمشی ۱۲ سازه بتن آرمه با مشخصات و تعداد طبقات مختلف [۲۶] انجام شده است که در نتیجه آن با احتمال ۹۰/۲٪ نسبت $D/D + L$ برای لنگر خمشی ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی بین ۵/۰ تا ۹/۰ خواهد بود.

با در نظر گرفتن شاخص قابلیت اطمینان هدف موردنظر برای سازه‌های گروه خطرپذیری II و IV، ضریب کاهش مقاومت خمشی همراه با اثر اندرکنش نیروی محوری مناسب، برای حالت بحرانی در بازه $0.5 \leq D/D + L \leq 0.9$ ، محاسبه شده است. ضریب کاهش مقاومت برای تمام مقاطع دایره‌ای در هر سه حالت کشش-کنترل، انتقال و فشار-کنترل در گروه خطرپذیری II برابر ۹۵/۰ به‌دست‌آمده است، اما در سایر



شکل ۵. نحوه تغییرات شاخص قابلیت اطمینان ستون بر اساس نسبت بار ثقلی برای ضریب کاهش مقاومت آیین نامه

Fig. 5 Variation of column reliability index versus gravity load ratio for the code-specified strength reduction factor



شکل ۶. تغییرات ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در ستون‌های بتن آرمه برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Fig. 6 Variation of strength reduction factor with different design parameters in RC columns for Risk Category IV structures

جدول ۸. تحلیل حساسیت متغیرهای طراحی مختلف در ستون‌های بتن آرمه بر ضریب کاهش مقاومت در سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Table 8. Sensitivity analysis of different design parameters affecting strength reduction factor in RC columns for Risk Category IV structures

نوع مقطع	وضعیت	نتیجه آزمون	f'_c	F_y	H یا D	B	P/P_n	ρ
مستطیلی	کشش-کنترل	T-value	-۷/۲۷	-۳/۵۹	-۲/۰۱	۰/۷۳	۱/۳۷	۵/۷۵
		p-value	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۴۵	۰/۴۶۴	۰/۱۷۳	۰/۰۰۰
	انتقال	T-value	-۱۶/۱۳	-۸/۶۵	۶/۱۵	-۰/۴۵	۷/۴۴	۱/۳۴
		p-value	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۶۵۱	۰/۰۰۰	۱/۳۴
	فشار-کنترل	T-value	-۱۳/۱۱	-۴/۲۵	۷/۱۱	-۲/۱۹	۱۶/۴۰	-۸/۳۲
		p-value	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۲۹	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
دایره‌ای	کشش-کنترل	T-value	-۱/۵۰	-۱/۱۹	۰/۲۴	-	-	-
		p-value	۰/۱۷۷	۰/۲۷۲	۰/۸۱۴	-	-	-
	انتقال	T-value	-۵/۴۳	-۶/۵۱	۴/۹۳	-	-۰/۹۵	-۵/۲۷
		p-value	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۳۴۴	-	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰
	فشار-کنترل	T-value	-۱۰/۹۴	-۱/۵۶	۵/۴۹	-	۲۵/۳۳	-۷/۹۴
		p-value	۰/۰۰۰	۰/۱۲۰	۰/۰۰۰	-	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰

آماري عدم قطعیت مدل سازی برای مقاطع فشار-کنترل است. این امر نیز به دلیل اثر بیشتر محصورشدگی بتن در این مقاطع است که در مقاومت خمشی اسمی آیین نامه منعکس نشده است. برای ناحیه انتقال نیز شاخص قابلیت اطمینان بین دو حالت کشش-کنترل و فشار-کنترل در نظر گرفته شده است اما از طرف دیگر مقادیر میانگین مدل آماری عدم قطعیت مدل سازی نیز در آنها بیشتر از حالت کشش-کنترل بوده است که در نتیجه حدود ضرایب کاهش مقاومت در این مقاطع در حدود مقاطع کشش-کنترل به دست آمده است.

برای تعیین دیگر متغیرهای طراحی بر ضریب کاهش مقاومت بر اساس شکل ۶، می توان به این موارد اشاره کرد: مقاومت فشاری بتن، نسبت نیروی محوری و درصد آرماتورهای طولی مقطع. تغییرات مقاومت فشاری بتن بیشترین تأثیر را در ناحیه فشار-کنترل دارد، زیرا رفتار مصالح بتن حاکم بر رفتار این نوع مقاطع است. با افزایش درصد آرماتورهای طولی و نسبت

نیروی محوری نیز رفتار بتن حاکم بر رفتار مقطع می گردد. با افزایش درصد آرماتورهای طولی ضریب کاهش مقاومت کاهش می یابد اما با افزایش نسبت نیروی محوری به دلیل افزایش اثر محصورشدگی بتن ضریب کاهش مقاومت در یک دسته ثابت (مثلاً مقاطع فشار-کنترل) افزایش می یابد.

برای دیگر متغیرها مانند مقاومت تسلیم آرماتورها، ابعاد مقطع با توجه به آن که مقادیر میانگین هر دسته در آنها تغییر مؤثر در مقدار ضریب کاهش مقاومت ایجاد نمی کند، آنها به عنوان متغیرهای تأثیرگذار در نظر گرفته نمی شوند. مشابه تیرها یک تحلیل حساسیت نیز برای ستون ها انجام شده است که نتایج آن در جدول ۸ گزارش شده است.

در نتیجه ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی بر مبنای مؤثرترین متغیرها شامل گروه خطرپذیری سازه، نوع رفتار مقطع (شامل کشش-کنترل، انتقال و فشار-کنترل)، شکل مقطع، مقاومت فشاری بتن و نسبت آرماتورهای طولی و نسبت نیروی محوری در جدول های ۹ تا ۱۱ خلاصه شده اند.

جدول ۹. ضرایب کاهش مقاومت خمشی پیشنهادی برای ستون‌های بتن آرمه در ناحیه کشش-کنترل در مقایسه با ACI 318-19

Table 9. Proposed strength reduction factors for RC columns in the tension-controlled region compared to ACI 318-19

ACI 318-19	کشش-کنترل	نوع مقطع	شکل مقطع
۰/۹۰	۰/۹۰	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور
۰/۹۰	۰/۸۰	گروه خطرپذیری IV	عرضی دورگیر
۰/۹۰	۰/۹۵	گروه خطرپذیری II	دایره‌ای با آرماتور عرضی
۰/۹۰	۰/۹۵	گروه خطرپذیری IV	دورپیچ

جدول ۱۰. ضرایب کاهش مقاومت خمشی پیشنهادی برای ستون‌های بتن آرمه در ناحیه انتقال در مقایسه با ACI 318-19

Table 10. Proposed strength reduction factors for RC columns in the transition region compared to ACI 318-19

ACI 318-19	انتقال	نوع مقطع	شکل مقطع
بین ۰/۶۵ تا ۰/۹۰	۰/۹۰	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور
۰/۹۰	۰/۸۰	گروه خطرپذیری IV	عرضی دورگیر
بین ۰/۷۵ تا ۰/۹۰	۰/۹۵	گروه خطرپذیری II	دایره‌ای با آرماتور عرضی
۰/۹۰	۰/۹۰	گروه خطرپذیری IV	دورپیچ

طراحی ستون‌های ثقیلی در یک سازه بسیار اهمیت دارد و می‌تواند در بهبود اقتصاد پروژه اثرگذار باشد. به عنوان مثال در یک ساختمان ۸ طبقه با کاربری مسکونی (گروه خطرپذیری II) که تمام قاب‌های آن قاب خمشی نبوده و تعدادی از ستون‌های این سازه به عنوان ستون‌های ثقیلی عمل می‌کنند، طراحی با دو رویکرد آیین‌نامه ACI 318-19 و ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی انجام شده است. برای طبقاتی که ستون عملکرد فشار-کنترل داشته، بر اساس جدول ۱۱ به جای ضریب کاهش مقاومت ۰/۶۵ از ضریب ۰/۸۵ استفاده شده است؛ چراکه ستون‌های مستطیلی با درصد آرماتور کمتر از ۳ درصد و با نسبت نیروی محوری بیش از ۴۰ درصد بوده‌اند. با محاسبه وزن آرماتورها و حجم بتن مصرفی در هر دو حالت مشخص گردید، وزن آرماتورها ۳۹/۷٪ و حجم بتن ۱۶/۲٪ کاهش داشته است که بسیار در اقتصاد پروژه مؤثر است.

بر اساس جدول‌های ۹ و ۱۰ که برای مقاطع در ناحیه کشش-کنترل و یا انتقال است، اگر طراحی برای گروه‌های خطرپذیری II باشد به جای ضریب کاهش مقاومت ۰/۹۰ برای مقاطع کشش-کنترل و مقادیر کوچک‌تر حاصل از درون‌یابی بین ناحیه کشش-کنترل و ناحیه فشار-کنترل برای مقاطع ناحیه انتقال (مطابق بخش ۳) می‌توان از ضرایب ۰/۹۵ یا ۰/۹۰ استفاده نمود؛ اما اگر طراحی برای ساختمان‌های ویژه‌ای که در گروه خطرپذیری IV هستند انجام شود لازم است از ضریب ۰/۸۰ برای طراحی مقاطع مستطیلی استفاده کرد.

برای مقاطع ناحیه فشار-کنترل که ضرایب پیشنهادی در جدول ۱۱ ارائه شده است، تغییرات بیشتر بوده و متغیرهای طراحی تأثیر بیشتری بر خروجی دارند. در بیشتر حالات ضریب کاهش مقاومت به دست آمده بسیار بیشتر از مقادیر تجویزی آیین‌نامه (۰/۶۵ و ۰/۷۵) است و می‌توان طراحی را با حفظ قابلیت اطمینان مدنظر آیین‌نامه بهینه‌تر انجام داد. این امر به خصوص در

جدول ۱۱. ضرایب کاهش مقاومت خمشی پیشنهادی برای ستون‌های بتن آرمه در ناحیه فشار-کنترل در مقایسه با ACI 318-19

Table 11. Proposed strength reduction factors for RC columns in the compression-controlled region compared to ACI 318-19

ACI 318-19	$25 \leq f'_c < 40$						مقاومت فشاری بتن (f'_c (MPa))	
	$P/P_n > 0.40$		$0.15 < P/P_n \leq 0.40$		$P/P_n \leq 0.15$		نسبت نیرو محوری (P/P_n)	
	[3-6.5)	[1-3)	[3-6.5)	[1-3)	[3-6.5)	[1-3)	درصد آرماتور طولی (ρ)	
۰/۶۵	۰/۸۰	۰/۸۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۵	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۸۵	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ
	$40 \leq f'_c < 60$						مقاومت فشاری بتن (f'_c (MPa))	
۰/۶۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۶۵	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۸۵	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ
	$70 \leq f'_c$						مقاومت فشاری بتن (f'_c (MPa))	
۰/۶۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۷۵	-	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	-	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطرپذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۰	-	گروه خطرپذیری IV	دایره‌ای با آرماتور عرضی دورپیچ

۴- نتیجه‌گیری

هدف اصلی این مقاله، برآورد دقیق ضرایب کاهش مقاومت خمشی در تیرها و ستون‌های بتن آرمه با در نظرگیری اثر نیروی محوری و متغیرهای طراحی متنوع است. برای این منظور، ۶۷۵۰ تیر و ۳۰۰۰ ستون با مقاطع مختلف (تیرهای مستطیلی، T-شکل و L-شکل و ستون‌های مستطیلی و دایره‌ای) و دامنه وسیعی از متغیرهای طراحی شامل مقاومت فشاری بتن (۲۵ تا ۷۵ مگاپاسکال)، مقاومت تسلیم آرماتور (۴۲۰ و ۵۲۰ مگاپاسکال)،

نسبت آرماتور طولی (۲۷٪ تا ۶٪)، نسبت بار محوری (۰/۱ تا ۰/۵) و ابعاد هندسی مختلف بررسی شدند. در تحلیل‌ها عدم قطعیت‌های مصالح، هندسه و مدل‌سازی لحاظ شده و مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی بر اساس پایگاه داده گسترده آزمایشگاهی و تحلیلی به‌روزرسانی گردید. ضرایب کاهش مقاومت با استفاده از تحلیل‌های قابلیت اطمینان (روش راکویتز-فیسر) به‌گونه‌ای تعیین شدند که شاخص‌های اطمینان مورد نظر آیین‌نامه ASCE 7-22 برای ترکیب‌های بارگذاری بدون اثر بار زلزله برای سازه‌ها

است.

۴- با توجه به نتایج به دست آمده از این تحقیق و مقایسه ضرایب پیشنهادی با مقادیر موجود در آیین نامه ACI 318-19 که در حال حاضر مبنای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران نیز هست، پیشنهاد می شود در بازنگری های آتی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، استفاده از ضرایب کاهش مقاومت متغیر بر اساس ویژگی های مقطع، مانند نوع عضو، شکل مقطع، میزان نیروی محوری و درصد آرماتور، به عنوان یک رویکرد واقع بینانه تر مورد توجه قرار گیرد. این ضرایب می توانند به بهینه سازی طراحی، کاهش مصرف مصالح و در عین حال حفظ سطح ایمنی سازه کمک کنند. با این حال، لازم است پیش از به کارگیری مستقیم ضرایب پیشنهادی این تحقیق در پروژه های داخل کشور، مطالعات مشابه با استفاده از مدل های آماری بومی و مدل های آماری عدم قطعیت های مصالح و هندسه متناسب با شرایط ایران انجام شود. مدل های آماری مربوط به مصالح و هندسه که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته اند، می تواند با شرایط اجرایی و کیفیت ساخت داخل کشور تفاوت هایی داشته باشند. بنابراین انجام تحقیقات مشابه مبتنی بر داده های داخلی می تواند دقت ضرایب پیشنهادی را برای کاربرد در مقررات ملی ساختمان افزایش داده و نتایج به دست آمده را به شرایط بومی ایران نزدیک تر نماید.

۵- در این مطالعه، داده های آماری بر اساس اعضای با محدوده مقاومت فشاری بتن بین ۲۵ تا ۷۵ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم آرماتور بین ۴۲۰ تا ۵۲۰ مگاپاسکال گردآوری شده است و رفتار اعضا با مصالحی با مقاومت های بسیار بالا مورد بررسی قرار نگرفته است. علاوه بر این، تمرکز پژوهش بر تحلیل قابلیت اطمینان مبتنی بر بارهای ثقیلی و در سطح مقطع بوده و عملکرد ضرایب کاهش مقاومت پیشنهادی در سطح سیستم تحت بارهای لرزه ای مطالعه نشده است؛ این در حالی است که در طراحی لرزه ای رویکرد آیین نامه ها سیستمی بوده و صحت عملکرد ضرایب کاهش مقاومت باید در مقیاس سازه ای و با لحاظ ضوابط لرزه ای مورد ارزیابی قرار گیرد. همچنین در این تحقیق صرفاً مقاومت خمشی و اندرکنش مقاومت خمشی و نیروی محوری اعضا بررسی شده و اثرات رفتار برشی، پیچشی و اندرکنش این نیروها در نظر گرفته نشده است. با توجه به این نکات، گسترش دامنه متغیرهای طراحی، بررسی اثرات بارگذاری لرزه ای و تحلیل در مقیاس سیستم، و ارزیابی اندرکنش های مختلف رفتاری می تواند در مطالعات آتی مسیر توسعه این پژوهش را تکمیل نماید.

در دو گروه خطرپذیری II (عمدتاً مسکونی) و IV (ویژه) تامین شوند. نتایج این تحقیق یافته های مهمی را ارائه می دهد که در ادامه به آنها پرداخته خواهد شد.

۱- نتایج نشان داد که در تیرها، استفاده از ضرایب بالاتر (تا ۰/۹۵) در سازه های گروه خطرپذیری II امکان پذیر است، اما برای سازه های ویژه (گروه IV) در برخی شرایط ضریب کاهش مقاومت کوچک تر (۰/۸۵) توصیه می شود. در ستون ها نیز بسته به نوع مقطع و رفتار (کشش-کنترل، انتقال، فشار-کنترل) ضرایب متفاوتی به دست آمد و مشخص شد که مقاطع دایره ای به دلیل اثر بیشتر محصورشدگی، ضرایب کاهشی بالاتری نسبت به مقاطع مستطیلی دارند.

۲- در ستون های فشار-کنترل در بیشتر حالات ضریب کاهش مقاومت به دست آمده بسیار بیشتر از مقادیر تجویزی آیین نامه (۰/۶۵ و ۰/۷۵) است و می توان با حفظ قابلیت اطمینان مدنظر آیین نامه، طراحی را بهینه تر انجام داد. این امر به خصوص در طراحی ستون های ثقیلی در یک سازه بسیار اهمیت دارد و می تواند در بهبود اقتصاد پروژه اثرگذار باشد. به عنوان مثال در یک سازه گروه خطرپذیری II، ستون های فشار-کنترل در شرایطی نیروی محوری آنها بیش از ۴۰ درصد است و درصد آرماتور آنها کمتر از ۳ درصد است در صورت اعمال ضرایب پیشنهادی، کاهش وزن آرماتورها تا ۰/۴۰٪ و کاهش حجم بتن تا ۰/۲۰٪ خواهد بود. البته برای سازه های ویژه، ضرایب سخت گیرانه تری برای تامین ایمنی مورد انتظار آیین نامه توصیه شده است.

۳- در طراحی لرزه ای، آیین نامه ها بر مبنای یک رویکرد سیستمی عمل می کنند؛ به این معنا که ایمنی لرزه ای باید در سطح عملکرد کل سازه تامین شود و مجموع مقاومت و شکل پذیری اجزای مختلف سازه باید به گونه ای باشد که احتمال خرابی کلی سیستم در محدوده مجاز آیین نامه ASCE7-22 باقی بماند. در این مطالعه مطابق با روش معمول تدوین ضرایب کاهش مقاومت در آیین نامه، ضرایب کاهش مقاومت تنها بر اساس بارهای ثقیلی و با رعایت شاخص های قابلیت اطمینان تجویز شده برای عضو، به دست آمده اند. در طراحی لرزه ای، این ضرایب کاهش مقاومت به صورت ترکیبی با ضوابط لرزه ای دیگر از جمله طراحی ظرفیتی، جزئیات گذاری لرزه ای و کنترل شکل پذیری مورد استفاده قرار می گیرند تا ایمنی کلی سازه در برابر زلزله تضمین شود. بررسی عملکرد کلی سیستم سازه ای تحت بارهای لرزه ای برای ارزیابی انطباق ضرایب پیشنهادی با احتمال خرابی مجاز آیین نامه، نیازمند تحلیل های سیستم محور می باشد که این موضوع به عنوان گام بعدی در ادامه این پژوهش در دست بررسی

factors for homogeneous reliability of nonlinear reinforced concrete columns, Structural Safety, 23(2) (2001) 137-156.

۵- فهرست علائم

علائم انگلیسی

[4] A.S. Nowak, M.M. Szerszen, Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 1—Statistical models for resistance, Structural Journal, 100(3) (2003) 377-382.	B عرض مقطع، mm
[5] M.M. Szerszen, A.S. Nowak, Calibration of design code for buildings (ACI 318): Part 2—Reliability analysis and resistance factors, Structural journal, 100(3) (2003) 383-391.	b_f عرض بال تیرهای T-شکل، mm
[6] ACI, Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19), American Concrete Institute, 2019.	CV ضریب تغییرات
[7] F. Bartlett, Canadian Standards Association standard A23. 3-04 resistance factor for concrete in compression, Canadian Journal of Civil Engineering, 34(9) (2007) 1029-1037.	D قطر مقطع دایره‌ای، mm
[8] S. Alacali, G. Arslan, Assessment of the strength reduction factor in predicting the flexural strength, Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 56(4) (2018) 1043-1053.	D لنگر خمشی بار مرده، kN.m
[9] T. Zhang, F.M. Bartlett, Partial Material Strength Reduction Factors: for ACI 318?, Aci Structural Journal, 116(3) (2019) 159–169.	F_y مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی، MPa
[10] W. Sutrisno, M. Irmawan, D. Prasetya, Strength reduction factor evaluation of the circular reinforced concrete column with varying eccentricity ratio (e/h), Journal of Civil Engineering, 35(1) (2020) 19-23.	f'_c مقاومت فشاری بتن، MPa
[11] W. Sutrisno, B. Piscesa, M. Irmawan, Strength Reduction Factor of Square Reinforced Concrete Column Using Monte Carlo Simulation, Journal of Civil Engineering, 35(2) (2020) 50-56.	H ارتفاع مقطع، mm
[12] O. Ali, A.-M. Mariet, H. Madkour, Y. Hassanean, Strength reduction factor based on probabilistic analysis for hybrid reinforced concrete beams, Engineering Structures, 308 (2024) 117992.	L لنگر خمشی بار زنده، kN.m
[13] A. Nahid, A. Reza, N. Kourosh, Reliability-Based Calibration of Strength-Reduction Factors for Flexural Design of FRP-RC Beams Under Various Load Combinations, Journal of Composites Science, 9(4)	P/P_n نسبت نیروی محوری به ظرفیت محوری اسمی ستون
	P_f احتمال خرابی در دوره مدنظر
	R مقاومت خمشی، kN.m

علائم یونانی

[8] S. Alacali, G. Arslan, Assessment of the strength reduction factor in predicting the flexural strength, Journal of Theoretical and Applied Mechanics, 56(4) (2018) 1043-1053.	β شاخص قابلیت اطمینان
[9] T. Zhang, F.M. Bartlett, Partial Material Strength Reduction Factors: for ACI 318?, Aci Structural Journal, 116(3) (2019) 159–169.	β_f شاخص قابلیت اطمینان هدف
[10] W. Sutrisno, M. Irmawan, D. Prasetya, Strength reduction factor evaluation of the circular reinforced concrete column with varying eccentricity ratio (e/h), Journal of Civil Engineering, 35(1) (2020) 19-23.	ϵ_t کرنش در دورترین آرماتور کششی
[11] W. Sutrisno, B. Piscesa, M. Irmawan, Strength Reduction Factor of Square Reinforced Concrete Column Using Monte Carlo Simulation, Journal of Civil Engineering, 35(2) (2020) 50-56.	ϵ_y کرنش تسلیم آرماتور
[12] O. Ali, A.-M. Mariet, H. Madkour, Y. Hassanean, Strength reduction factor based on probabilistic analysis for hybrid reinforced concrete beams, Engineering Structures, 308 (2024) 117992.	λ ضریب اریبی (نسبت مقدار میانگین به مقدار اسمی)
[13] A. Nahid, A. Reza, N. Kourosh, Reliability-Based Calibration of Strength-Reduction Factors for Flexural Design of FRP-RC Beams Under Various Load Combinations, Journal of Composites Science, 9(4)	ϕ ضریب کاهش مقاومت
	Φ توزیع نرمال استاندارد
	ρ درصد آرماتور طولی
	ρ_s درصد آرماتور کششی

منابع

- [1] J.G. MacGregor, Safety and limit states design for reinforced concrete, Canadian Journal of Civil Engineering, 3(4) (1976) 484-513.
- [2] B. Ellingwood, T.V. Galambos, J.G. MacGregor, C.A. Cornell, Development of a probability based load criterion for American National Standard A58: Building code requirements for minimum design loads in buildings and other structures, Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1980.
- [3] A. Mohamed, R. Soares, W.S. Venturini, Partial safety

- [20] F.J. Massey Jr, The Kolmogorov-Smirnov test for goodness of fit, Journal of the American statistical Association, 46(253) (1951) 68-78.
- [21] C.J. Turkstra, Theory of Structural Design Decisions, Solid Mechanics Division, University of Waterloo, 1970.
- [22] A.S. Nowak, K.R. Collins, Reliability of structures, CRC press, 2012.
- [23] ASCE, Minimum design loads and associated criteria for buildings and other structures, ASCE/SEI 7-22, American Society of Civil Engineers, 2022.
- [24] T.V. Galambos, B. Ellingwood, J.G. MacGregor, C.A. Cornell, Probability based load criteria: Assessment of current design practice, Journal of the Structural Division, 108(5) (1982) 959-977.
- [25] V. Aguilar, R.W. Barnes, A. Nowak, Strength Reduction Factors for ACI 318 Strut-and-Tie Method for Deep Beams, ACI Structural Journal, 119(2) (2022) 103-112.
- [26] N. Hajimohammadyazdi, S. Epackachi, V. Sadeghian, A. Deylami, Investigation of overstrength and strength reduction factors for seismic design of RC beams, in: Proceedings of the World Conference on Earthquake Engineering, 18WCEE, Milan, Italy, 2024.
- (2025) 154.
- [14] M.D. McKay, R.J. Beckman, W.J. Conover, A comparison of three methods for selecting values of input variables in the analysis of output from a computer code, Technometrics, 42(1) (2000) 55-61.
- [15] R. Rackwitz, B. Flessler, Structural reliability under combined random load sequences, Computers & structures, 9(5) (1978) 489-494.
- [16] A.S. Nowak, A.M. Rakoczy, E.K. Szeliga, Revised statistical resistance models for R/C structural components, Special Publication, 284 (2012) 1-16.
- [17] F.M. Bartlett, J.G. MacGregor, Statistical analysis of the compressive strength of concrete in structures, Materials Journal, 93(2) (1996) 158-168.
- [18] M. Bournonville, J. Dahnke, D. Darwin, Statistical analysis of the mechanical properties and weight of reinforcing bars, University of Kansas Center for Research, Inc., 2004.
- [19] C. Chadwell, R. Imbsen, XTRACT-cross section analysis software for structural and earthquake engineering, TRC, Rancho Cordova, CA, <http://www.imbsen.com/xtract.htm>. (Aug. 30, 2011), (2002).

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

N. Haji Mohammad Yazdi, S. Epackachi, V. Sadeghian, A. Deylami, Evaluation of Flexural Strength Reduction Factors of Members in Reinforced Concrete Moment Frames, Amirkabir J. Civil Eng., 57(6) (2025) 1021-1046.

DOI: [10.22060/ceej.2025.24032.8249](https://doi.org/10.22060/ceej.2025.24032.8249)



۶- پیوست

جدول پ ۱: مشخصات آماری ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در تیرهای مستطیلی بتن آرمه برای سازه‌های با گروه

خطرپذیری IV

Appendix Table 1: Statistical characteristics of strength reduction factor based on various design parameters in rectangular RC beams for Risk Category IV structures

$f'_c = 75 \text{ MPa}$	$f'_c = 55 \text{ MPa}$	$f'_c = 45 \text{ MPa}$	$f'_c = 35 \text{ MPa}$	$f'_c = 25 \text{ MPa}$	دسته‌بندی
۰/۸۶۰	۰/۸۶۷	۰/۸۶۸	۰/۸۸۹	۰/۸۹۳	میانگین
۰/۰۲۶	۰/۰۳۵	۰/۰۳۶	۰/۰۳۹	۰/۰۴۲	انحراف معیار
۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	فاصله اطمینان میانگین
$B = 600 \text{ mm}$	$B = 450 \text{ mm}$	$B = 300 \text{ mm}$	$F_y = 520 \text{ MPa}$	$F_y = 420 \text{ MPa}$	دسته‌بندی
۰/۸۷۷	۰/۸۷۵	۰/۸۷۵	۰/۸۷۲	۰/۸۷۹	میانگین
۰/۰۴۰	۰/۰۳۸	۰/۰۳۷	۰/۰۴۱	۰/۰۳۵	انحراف معیار
۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	فاصله اطمینان میانگین
$H = 1000 \text{ mm}$	$H = 850 \text{ mm}$	$H = 750 \text{ mm}$	$H = 650 \text{ mm}$	$H = 550 \text{ mm}$	دسته‌بندی
۰/۸۷۷	۰/۸۷۵	۰/۸۷۹	۰/۸۷۰	۰/۸۷۷	میانگین
۰/۰۴۱	۰/۰۳۹	۰/۰۴۱	۰/۰۳۳	۰/۰۳۷	انحراف معیار
۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۷	۰/۰۰۶	۰/۰۰۷	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	فاصله اطمینان میانگین
$2.0 < \rho_s \leq 2.5$	$1.5 < \rho_s \leq 2.0$	$1.0 < \rho_s \leq 1.5$	$0.5 < \rho_s \leq 1.0$	$0.0 < \rho_s \leq 0.5$	دسته‌بندی (%)
۰/۸۵۰	۰/۸۶۱	۰/۸۵۹	۰/۸۶۷	۰/۹۳۷	میانگین
۰/۰۰۰	۰/۰۲۱	۰/۰۱۹	۰/۰۲۷	۰/۰۳۱	انحراف معیار
۰/۰۰۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	فاصله اطمینان میانگین

جدول پ ۲: مشخصات آماری ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در تیرهای T- و L-شکل بتن آرمه برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Appendix Table 2: Statistical characteristics of strength reduction factor based on various design parameters in T- and L-shaped RC beams for Risk Category IV structures

$f'_c = 75 \text{ MPa}$	$f'_c = 55 \text{ MPa}$	$f'_c = 45 \text{ MPa}$	$f'_c = 35 \text{ MPa}$	$f'_c = 25 \text{ MPa}$	دسته‌بندی
۰/۹۱۰	۰/۹۱۲	۰/۹۱۱	۰/۹۱۶	۰/۹۲۱	میانگین
۰/۰۲۰	۰/۰۲۱	۰/۰۲۱	۰/۰۲۳	۰/۰۲۵	انحراف معیار
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	خطای استاندارد
					میانگین
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	فاصله اطمینان
					میانگین
$2200 < b_f \leq 3000$	$1400 < b_f \leq 2200$	$600 < b_f \leq 1400$	$F_y = 520 \text{ MPa}$	$F_y = 420 \text{ MPa}$	دسته‌بندی
۰/۹۱۵	۰/۹۱۳	۰/۹۱۳	۰/۹۱۳	۰/۹۱۵	میانگین
۰/۰۲۳	۰/۰۲۲	۰/۰۲۲	۰/۰۲۲	۰/۰۲۳	انحراف معیار
۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	خطای استاندارد
					میانگین
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	فاصله اطمینان
					میانگین
$H = 1000 \text{ mm}$	$H = 850 \text{ mm}$	$H = 750 \text{ mm}$	$H = 650 \text{ mm}$	$H = 550 \text{ mm}$	دسته‌بندی
۰/۹۱۲	۰/۹۱۳	۰/۹۱۴	۰/۹۱۵	۰/۹۱۸	میانگین
۰/۰۲۱	۰/۰۲۲	۰/۰۲۲	۰/۰۲۳	۰/۰۲۴	انحراف معیار
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	خطای استاندارد
					میانگین
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	فاصله اطمینان
					میانگین
$2.0 < \rho_s \leq 2.5$	$1.5 < \rho_s \leq 2.0$	$1.0 < \rho_s \leq 1.5$	$0.5 < \rho_s \leq 1.0$	$0.0 < \rho_s \leq 0.5$	دسته‌بندی (%)
۰/۹۰۲	۰/۹۰۲	۰/۹۰۳	۰/۹۱۲	۰/۹۴۹	میانگین
۰/۰۱۰	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۰/۰۲۱	۰/۰۰۸	انحراف معیار
۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰	خطای استاندارد
					میانگین
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	فاصله اطمینان
					میانگین

