

ارزیابی ضرایب کاهش مقاومت خمشی اعضا در قاب خمشی بتن آرمه

نغمه حاجی محمد یزدی^۱، سیامک ایپکچی^{۲*}، وحید صادقیان^۳، اردشیر دیلمی^۴

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

*۲- دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر، epackachis@aut.ac.ir

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

۴- دانشکده مهندسی عمران و محیط زیست، دانشگاه صنعتی امیرکبیر

چکیده

در این مقاله، به برآورد دقیق ضرایب کاهش مقاومت خمشی در تیرها و ستون‌های بتن آرمه با در نظرگیری اثر اندرکنش نیروی محوری برای ستون‌ها 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 ستون‌های مستطیلی و دایره‌ای 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. تحلیل‌های تصادفی با استفاده از روش نمونه‌گیری ابرمعیب لاتین و به تعداد ۱۰۰۰ نمونه برای هر مقطع انجام شد تا تأثیر عدم قطعیت‌های مربوط به مصالح، هندسه و مدل‌سازی در نظر گرفته شود. به علاوه آن که مدل‌های آماری عدم قطعیت مدل‌سازی نیز با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی و تحلیل به‌روزرسانی شدند و از این مدل‌های به‌روز شده استفاده گردید. ضرایب پیشنهادی برای شرایط مختلف، از طریق تحلیل قابلیت اطمینان و کالیبراسیون بر اساس شاخص‌های قابلیت اطمینان آیین‌نامه ASCE 7-22 تنظیم شدند. نتایج نشان می‌دهد که در بسیاری از موارد، به خصوص ستون‌های ناحیه انتقال و فشار-کنترل، ضرایب پیشنهادی بیشتر از مقادیر تجویزی آیین‌نامه ACI 318-19 هستند. این افزایش، به‌ویژه در طراحی ستون‌های ثقیل، می‌تواند وزن آرماتورها و حجم بتن را به صورت چشم‌گیری کاهش (به ترتیب حدود ۴۰ درصد و ۱۵ درصد در یک ساختمان ۸ طبقه) داده و در عین حفظ سطح ایمنی، هزینه‌های ساخت را به میزان قابل توجهی کاهش دهد. این یافته‌ها نشان می‌دهد که به‌روزرسانی ضرایب کاهش مقاومت و استفاده از مقادیر متغیر بر اساس ویژگی‌های طراحی، می‌تواند به طراحی اقتصادی‌تر و بهینه‌تر سازه‌ها کمک کند.

کلمات کلیدی

ضرایب کاهش مقاومت، مقاومت خمشی، اندرکنش مقاومت خمشی و نیروی محوری، تحلیل قابلیت اطمینان، عدم قطعیت مدل‌سازی.

در طراحی سازه‌ها، مهندسان معمولاً رفتار سازه را با استفاده از روش‌های ساده‌شده قطعی^۱ و بر اساس ابعاد اسمی و مشخصات مکانیکی مصالح تخمین می‌زنند، اما حال آنکه در واقعیت رفتار سازه با عدم قطعیت‌های بسیاری همراه است. در سازه‌های بتنی این عدم قطعیت‌ها می‌تواند شامل مشخصات مکانیکی و رفتاری مصالح (بتن و آرماتور)، هندسی (ابعاد مقاطع، مساحت و فواصل آرماتورها)، مدل‌سازی و بارگذاری باشد. در آیین‌نامه‌ها برای در نظر گرفتن عدم قطعیت‌ها در طراحی به جای مدل‌سازی مستقیم آنها، از روش‌هایی مانند حالات حدی (LFRD)^۲ و یا تنش مجاز (ASD)^۳ استفاده می‌شود. تاکنون تلاش‌های تحقیقاتی [۱-۵] قابل توجهی برای بررسی اثر انواع مختلف عدم قطعیت در سازه‌های بتن آرمه صورت گرفته است، اما با توجه به هزینه‌های محاسباتی و زمانی بسیار تحلیل‌های تصادفی و محدودیت‌های فناوری در گذشته از فرضیات ساده‌کننده بسیاری بخصوص در هنگام استخراج ضرایب جزئی و یا کلی ایمنی استفاده شده است.

در آیین‌نامه‌های طراحی، ضرایب کاهش مقاومت معمولاً برای اعضای سازه‌ای با متغیرهای طراحی و شرایط بارگذاری مختلف ثابت در نظر گرفته می‌شوند. این موضوع می‌تواند سطوح ایمنی متغیری را در سازه‌ها و شرایط مختلف ایجاد کند. برای مثال، در آیین‌نامه بتن آمریکا [۶] (ACI 318-19)، ضریب کاهش مقاومت برای تلاش خمشی، محوری و اندرکنش لنگر خمشی - نیروی محوری، بر اساس این‌که 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 می‌دهد که عملاً تأثیر متغیرهای مختلف هندسی و مادی از جمله 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 عنوان‌شده 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^۴ (β) برای ایجاد حاشیه‌ی ایمنی و محاسبه ضرایب کاهش مقاومت استفاده گردید. در سال ۲۰۰۲ ضریب کاهش مقاومت ارائه‌شده 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. پس‌از آن این ضرایب به‌روزرسانی نشده‌اند و فقط در نسخه منتشرشده 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 اصلاح‌شده‌ای برای بتن و فولاد پیشنهاد شد. این ضرایب با در نظر گرفتن متغیرهای طراحی ستون‌ها، از جمله مقاومت مصالح، نسبت آرماتور، لاغری و خروج از مرکزیت بارگذاری تعریف شدند. در سال ۲۰۰۳ سرزن^۵ و نواک^۶ [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 موردبررسی قرار دادند. در سال ۲۰۰۷ بارتلت^۷ در مقاله‌ی [۷] علت افزایش ضریب کاهش مقاومت بتن در آیین‌نامه بتن کانادا ۲۰۰۴ را شرح داده است. پیش‌از 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 و بتنی

¹ Deterministic

² Load and Resistance Factor Design

³ Allowable Stress Design

⁴ Reliability index

⁵ Szerszen

⁶ Nowak

⁷ Barttlet

در مقطع، این ضرایب مورد بررسی قرار گرفته و به روز شده‌اند. آلاچالی^۱ و ارسلان^۲ [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، زانگ^۳ و بارتلت^۴ [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^۵ و دورپیچ^۶ 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^۷ 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^۸ 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) [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 تأکید داشت.

با توجه به مطالعات پیشین، چندین شکاف تحقیقاتی اساسی در تعیین ضرایب کاهش مقاومت مشاهده می‌شود که نیازمند بررسی‌های جامع‌تر است. از یک سو، 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

¹ Alacali

² Arsalan

³ Zhang

⁴ Bartlett

⁵ Hoop

⁶ Spiral

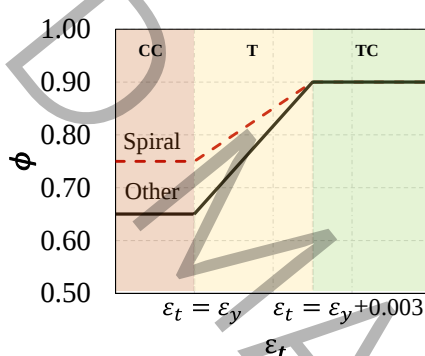
⁷ Sutrisno

⁸ Fibre-Reinforced Plastic

عدم قطعیت مدل سازی که به عنوان نسبت بین مقاومت خمشی اندازه گیری شده و مقاومت اسمی پیش بینی شده در آیین نامه تعریف می شود، ارائه شده است. این رویکرد جدید نه تنها امکان تحلیل دقیق تر و انعطاف پذیر تر رفتار مقاومتی را فراهم می آورد، بلکه می تواند منجر به بهبود معیارهای طراحی در آیین نامه های موجود و ایجاد سطوح ایمنی یکنواخت تر در سازه های بتن آرمه و کمک به اقتصاد یک پروژه گردد. در ادامه، بخش های بعدی شامل تشریح روش تحقیق و رویکرد تحلیل های احتمالاتی و قابلیت اطمینانی، مدل های به روز رسانی شده عدم قطعیت مدل سازی 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 ستون های بتن آرمه در آیین نامه ACI 318-19 انجام می شود. بر اساس بند ۲۱،۲،۲ و جدول ۲۱،۲،۲ آیین نامه ACI 318-19 ضرایب کاهش مقاومت برای تلاش های خمشی، نیروی محوری و اندرکنش لنگر خمشی و نیروی محوری ضرایب کاهش مقاومت بر اساس مقدار کرنش دورترین تار کششی آرماتورهای فولادی، برابر ۰/۶۵ تا ۰/۹ 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^1) ($\epsilon_t \geq \epsilon_y + 0.003$)، انتقال (T^2) ($\epsilon_y < \epsilon_t < \epsilon_y + 0.003$) و فشار کنترل (CC^3) ($\epsilon_t \leq \epsilon_y$) و بر اساس نوع آرماتورهای عرضی، دورپیچ یا حالت های دیگر، تعیین می شود.



شکل ۱: ضرایب کاهش مقاومت خمشی بر اساس آیین نامه ACI 318-19

Figure 1: Flexural strength reduction factor according to ACI 318-19

برای تیرهای بتن آرمه نیز بر اساس بند ۹،۳،۳،۱ آیین نامه 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 ۰/۹ است.

در این پژوهش، یک تحلیل تصادفی جامع با در نظر گرفتن مدل های آماری برای پوشش عدم قطعیت های موجود در ویژگی های مصالح، هندسی، مدل سازی و بارهای مرده و زنده انجام شد. همان طور که پیش از این نیز بیان شد، پیش از انجام تحلیل های تصادفی با استفاده از مجموعه ای از نتایج آزمایشگاهی و تحلیل های غیرخطی به روز رسانی شدند. بعد از آن 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 دایره ای برای ستون ها به نحوی که بیشترین کاربرد را در سازه های متداول داشته باشند به منظور پوشش جامع تر و واقعی تر ویژگی های سازه ای و اطمینان از تعمیم نتایج تحقیق به کاربردهای عملی، به صورت سیستماتیک تولید شدند.

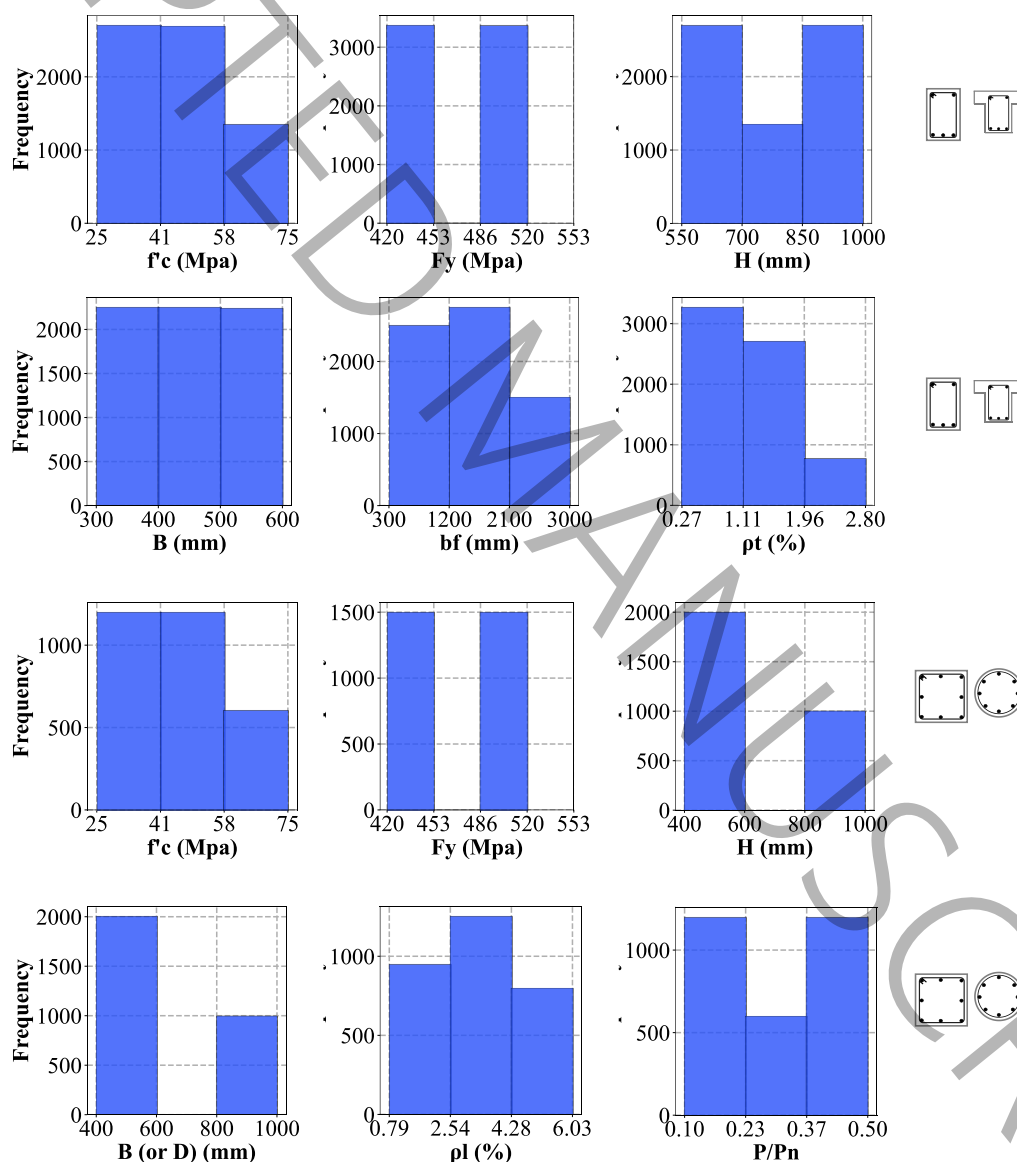
متغیرهای طراحی در این مطالعه با هدف پوشش بازه ی متداول در طراحی سازه های بتن آرمه در پروژه های ساختمانی انتخاب شدند. مقاومت فشاری بتن در بازه ۲۵ تا ۷۵ مگاپاسکال در نظر گرفته شد که شامل بتن های معمول (۲۵ تا ۴۰ مگاپاسکال)، بتن های با مقاومت

¹ Tension-Controlled

² Transition

³ Compression-Controlled

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 محدوده‌ی ۰/۲۷ 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 ثقلی 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.



شکل ۲: هیستوگرام‌های متغیرهای طراحی مقاطع مورد بررسی

Figure 2: Histograms of design variables for the investigated sections

سپس برای هر مقطع، ۱۰۰۰ نمونه تصادفی با روش نمونه‌گیری مکعب لاتین (LHS^1) [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، 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 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 ارائه‌شده 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.

جداول ۱ و ۲ جزئیات مربوط به متغیرهای طراحی انتخاب‌شده برای مقاطع تیر و ستون، همراه با خصوصیات مدل‌های آماری مورد استفاده شامل ضریب اریبی^۶ (λ) (نسبت مقدار میانگین به مقدار اسمی)، ضریب تغییرات (CV) و نوع توزیع آماری برای عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه را ارائه می‌کند.

¹ Latin Hypercube Sampling

² Coefficient of Variation

³ Rackwitz-Fiessler

⁴ MacGregor

⁵ Bournonville

⁶ 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	مستطیلی	-	-	-	-	-
	شکل مقطع 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]
ستون	درصد آرماتور کششی	پنج مقدار در بازه نسبت‌های حداقل تا حداکثر تعیین شده توسط آیین‌نامه ACI 318 (%): ۰/۲۷ تا ۲/۸				
	مستطیلی	-	-	-	-	-
	شکل مقطع 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	-	-	-	-

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 مدل سازی تخمین زده شوند. برای تکمیل داده های آزمایشگاهی، به ویژه برای مقاطع T شکل تیرهای بتن آرمه و ستون های دایره ای شکل با نسبت نیرو محوری بالا، از نرم افزار تحلیل غیرخطی مقاطع XTRACT [۱۹] استفاده شد. در نهایت بر اساس مجموعه ای از داده های آزمایشگاهی و تحلیلی شامل ۲۶۰ مقطع تیر و ۴۰۶ مقطع ستون که از این میان، ۵۷/۷ درصد داده های تیرها و ۳۵/۵ درصد داده های ستون ها از طریق تحلیل عددی تولید شده اند، مقادیر پیشنهادی برای مشخصات مدل آماری این متغیر تصادفی، در جدول ۳ ارائه شده است. این ترکیب داده های آزمایشگاهی و تحلیلی منجر به پوشش بهتر و جامع تر انواع مقاطع، به ویژه برای مقاطع T شکل تیرهای بتن آرمه و ستون های دایره ای شکل با نسبت نیرو محوری بالا، شده است.

برای اعتبارسنجی مدل های آماری، آزمون کولموگروف-اسمیرنوف (KS^1) [۲۰]، انجام شد. نتایج آزمون برازش نشان داد که توزیع نرمال برای مقاطع تیرها و توزیع لگ نرمال برای مقاطع ستون ها بهترین تطابق را با داده ها دارند. برای تیرها، مقادیر p-value بالاتر از ۰/۰۵ به دست آمد که نشان می دهد فرض نرمال بودن داده ها پذیرفته می شود. در خصوص ستون ها نیز نتایج نشان داد که توزیع لگ نرمال تطابق بهتری به ویژه در نواحی انتقال و فشار-کنترل با داده ها 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 سخت شوندگی کرنشی به طور قابل توجهی افزایش می یابد. این پدیده موجب می شود تنش های موجود در آرماتورها، بسیار بالاتر از تنش تسلیمی باشد که در محاسبه مقاومت اسمی خمشی بر اساس آیین نامه ACI 318-19 در نظر گرفته شده است.

همچنین برای ستون ها، مطابق جدول ۳، دسته بندی 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 ستون ها، به ترتیب مقادیر میانگین افزایش می یابد و بالاترین مقدار در ناحیه فشار-کنترل مشاهده می شود. با این حال، در ستون هایی با نیروهای محوری بالا، به ویژه در ناحیه فشار-کنترل، پراکندگی داده ها (CV) بیشتر است که این موضوع بیانگر کاهش دقت معادلات آیین نامه ACI در برآورد مقاومت خمشی تحت این شرایط است. نتایج همچنین نشان داد که میانگین برای مقاطع دایره ای حدود ۱۳٪ تا ۱۹٪ بیشتر از مقاطع مستطیلی است. این موضوع نشان می دهد که آیین نامه مقاومت مقاطع دایره ای را نسبت به مقاطع مستطیلی با محافظه کاری بیشتری برآورد کرده است. علاوه بر این، مقادیر CV برای مقاطع دایره ای کمتر از مقاطع مستطیلی به دست آمده است.

جدول ۳: مشخصات مدل های آماری عدم قطعیت مدل سازی مقاومت خمشی تیرها و ستون ها

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

¹ Kolmogorov-Smirnov

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
	T و L-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
	دایره‌ای	فشار-کنترل	۱/۲۱	۰/۱۷	لگنرمال	۰/۸۹
		کشش-کنترل	۱/۲۵	۰/۰۷	لگنرمال	۰/۴۸
	انتقال	انتقال	۱/۳۱	۰/۰۷	لگنرمال	۰/۶۳۱
		فشار-کنترل	۱/۴۴	۰/۱۱	لگنرمال	۰/۶۵۹

۳-۱-۲- عدم قطعیت‌های بارگذاری

در این مطالعه، تحلیل قابلیت اطمینان شامل بارهای مرده، زنده است. برای هر ترکیب بار، متغیرهای آماری مطابق با قاعده ترکسترا^۱ [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 [۴، ۲۲]. 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.

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]

۳-۲- تحلیل قابلیت اطمینان

به منظور تامین ایمنی سازه‌ها و تعیین ضرایب کاهش مقاومت و افزایش بار در روش LRFD، ابتدا لازم است تابع حدی مورد بررسی 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 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.

¹ Turkstra

² Ellingwood

در این مقاله حالت‌های حدی مورد بررسی 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 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^1) 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 ثقلی مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$\beta_T = -\Phi^{-1}(P_f) \quad (۳)$$

در جدول ۵ که مطابق با جدول 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 نیست (در صورت زیاد نبودن نیروی محوری) اما می‌تواند منجر به گسترش وسیع آسیب شود. با توجه به آن‌که 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.

¹ Cumulative Distribution Function

² Galambos

³ Risk Category

⁴ Redundancy

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

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

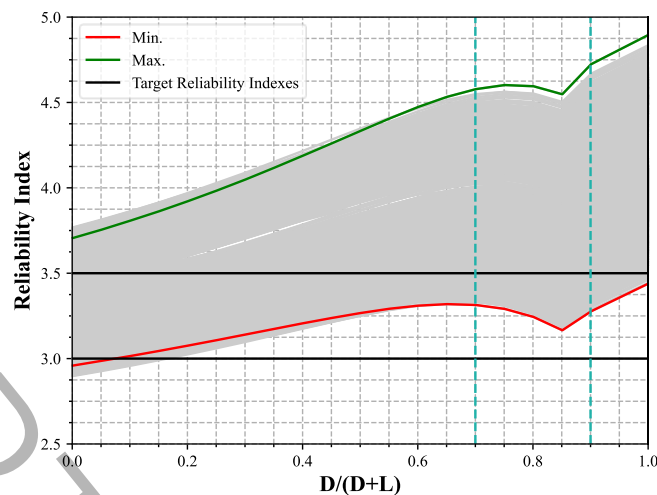
تلاش مورد بررسی	نوع عملکرد	گروه خطرپذیری سازه	شاخص قابلیت اطمینان هدف	احتمال خرابی سالانه	احتمال خرابی در یک دوره ۵۰ ساله
مقاومت خمشی تیرها	خرابی که ناگهانی نیست و منجر به گسترش وسیع آسیب نمی‌شود.	II	3.0	3.0×10^{-5}	1.5×10^{-3}
		IV	3.5	5.0×10^{-6}	2.5×10^{-4}
کشش-کنترل	خرابی که ناگهانی است و با منجر 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}
فشار-کنترل	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}

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 ثقلی 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 به‌گونه‌ای 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 بالاتر 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 گرفته‌شده با مشخصات طراحی اولیه متفاوت، ابتدا نمودار شاخص قابلیت اطمینان بر اساس نسبت بارهای ثقلی 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 ثقلی در قاب‌های خمشی نمایش داده شده‌اند. برای تعیین حدود رایج نسبت‌های بار ثقلی 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 و برای سازه‌های گروه خطرپذیری IV برابر ۳/۵ تجویز شده است.



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

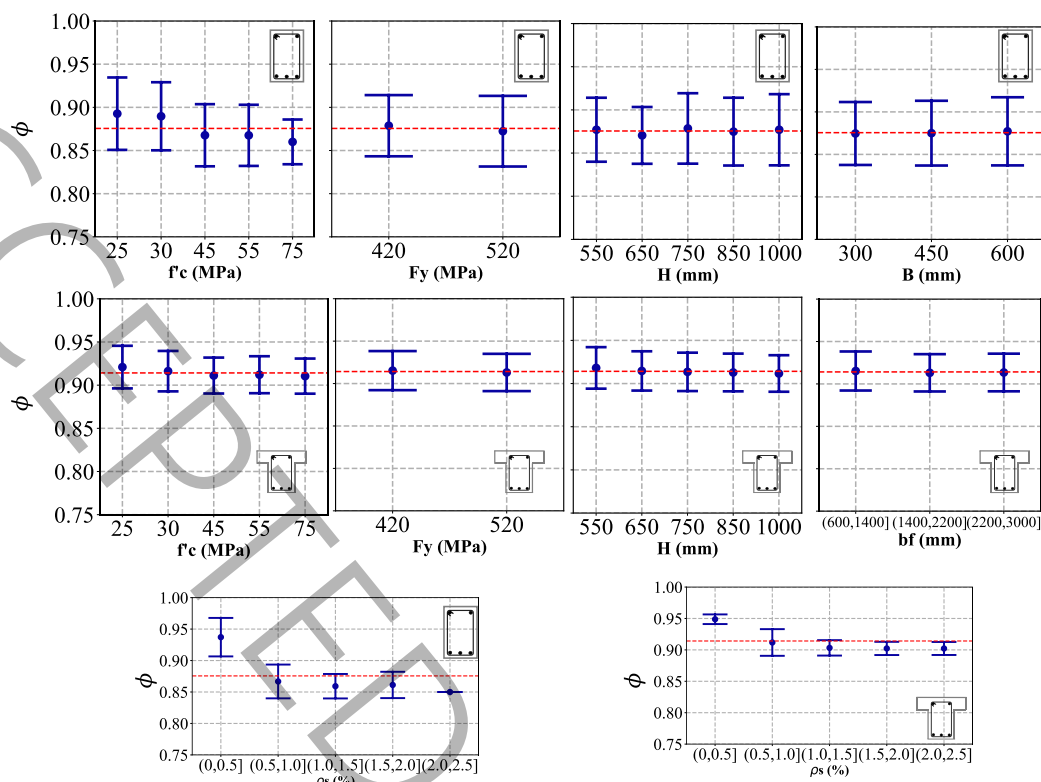
Figure 3: Variation of reliability index versus gravity load ratio for a strength reduction factor of 0.90

با در نظر گرفتن شاخص قابلیت اطمینان هدف برابر ۳/۰ 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 ۰/۹۵ 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 ۳/۵ که توسط سرزن و نواک [۵] پیشنهاد شده بود، در نظر گرفته شده است. با تغییر شاخص قابلیت اطمینان هدف از ۳/۵ به ۳/۰ 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 ۳/۵) نتایج ضرایب کاهش مقاومت کوچک‌تری نیاز است که این مقادیر می‌تواند با 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 خط چین 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.

¹ Standard Error

² Confidence Interval



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

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

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 0.876 ± 0.003 قرار دارد درحالی‌که این مقدار برای تیرهای T- و L- شکل برابر 0.914 ± 0.001 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 0.5 درصد است، مقدار میانگین ضریب کاهش مقاومت به مقدار قابل توجهی 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 قابل توجهی 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 آن‌که مقادیر میانگین هر دسته در آنها منطبق بر میانگین کلی است، می‌توان دریافت که تأثیر 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 تأثیرگذار انجام شده است. با انجام یک تحلیل رگرسیون بر روی داده‌ها و مقادیر T-value و p-value محاسبه شده است. در تحلیل رگرسیون،

¹ Strain-hardening

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 تأثیر دارد. p-value نیز در این تحلیل نشان‌دهنده میزان اطمینان به این است که تأثیر متغیر مستقل بر متغیر وابسته، به طور تصادفی رخ نداده است. اگر p-value کمتر از ۰/۰۵ باشد، تأثیر 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.

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 یا b_f	ρ_s
مستطیلی	T-value	-۴/۸۱	-۳/۴۴	۰/۶۳	۰/۵۰	-۱۸/۷۳
	p-value	۰/۰۰	۰/۰۰	۰/۵۳	۰/۶۳	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

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.

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

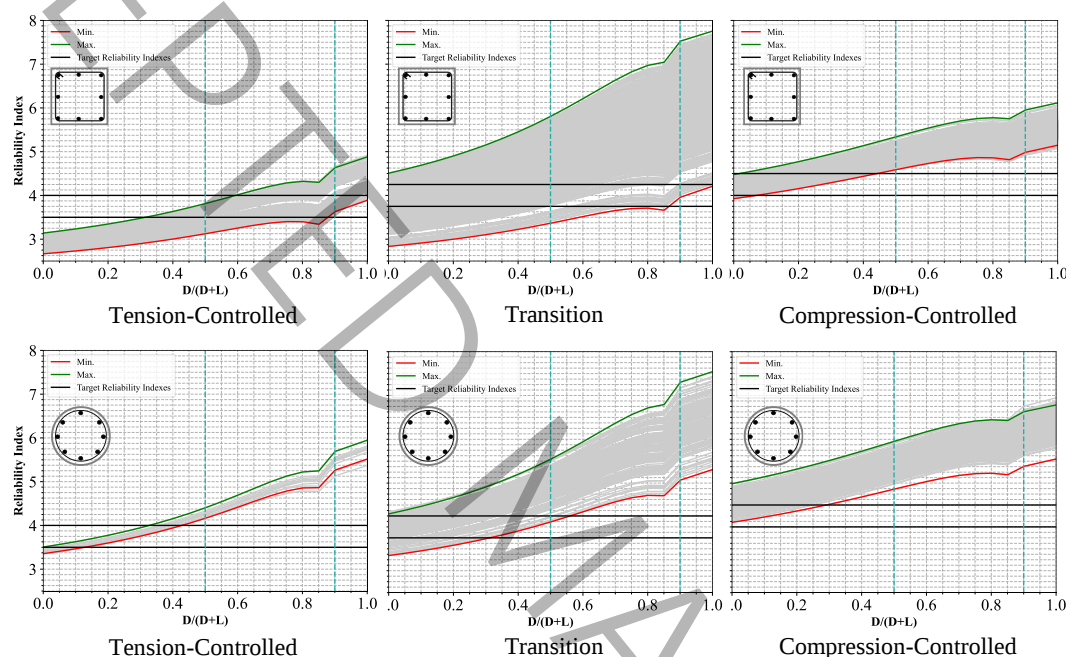
Table 7: Proposed strength reduction factors for RC beams in comparison with ACI 318-19

ACI 318- 19	مقاومت فشاری بتن (f'_c (MPa))						درصد آرماتور کششی (ρ_s)	
	$70 \leq f'_c$		$40 \leq f'_c < 60$		$25 \leq f'_c < 40$			
	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$	$\rho_s > 0.5$	$\rho_s \leq 0.5$		
۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	گروه خطر پذیری II	مستطیلی
۰/۹۰	۰/۸۵	۰/۹۰	۰/۸۵	۰/۹۵	۰/۸۵	۰/۹۵	گروه خطر پذیری IV	
۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	گروه خطر پذیری II	T و L-شکل
۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۵	گروه خطر پذیری IV	

۳-۲- ضریب کاهش مقاومت خمشی ستون‌های بتن آرمه

در مرحله بعد، تحلیل قابلیت اطمینان برای ۳۰۰ ستون با مشخصات طراحی اولیه متفاوت انجام شده است. مشابه قبل، ابتدا نمودار شاخص قابلیت اطمینان با فرض ضرایب کاهش مقاومت تجویزی آیین‌نامه که در بخش ۳ شرح داده شده‌اند، بر اساس نسبت بارهای

ثقلی 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 ثقلی ستون‌ها در قاب‌های خمشی نمایش داده شده‌اند. برای تعیین حدود رایج نسبت‌های بار ثقلی 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٪ نسبت $D/D+L$ برای لنگر خمشی ستون‌های بتن آرمه در قاب‌های خمشی بین ۰/۵ تا ۰/۹ خواهد بود.

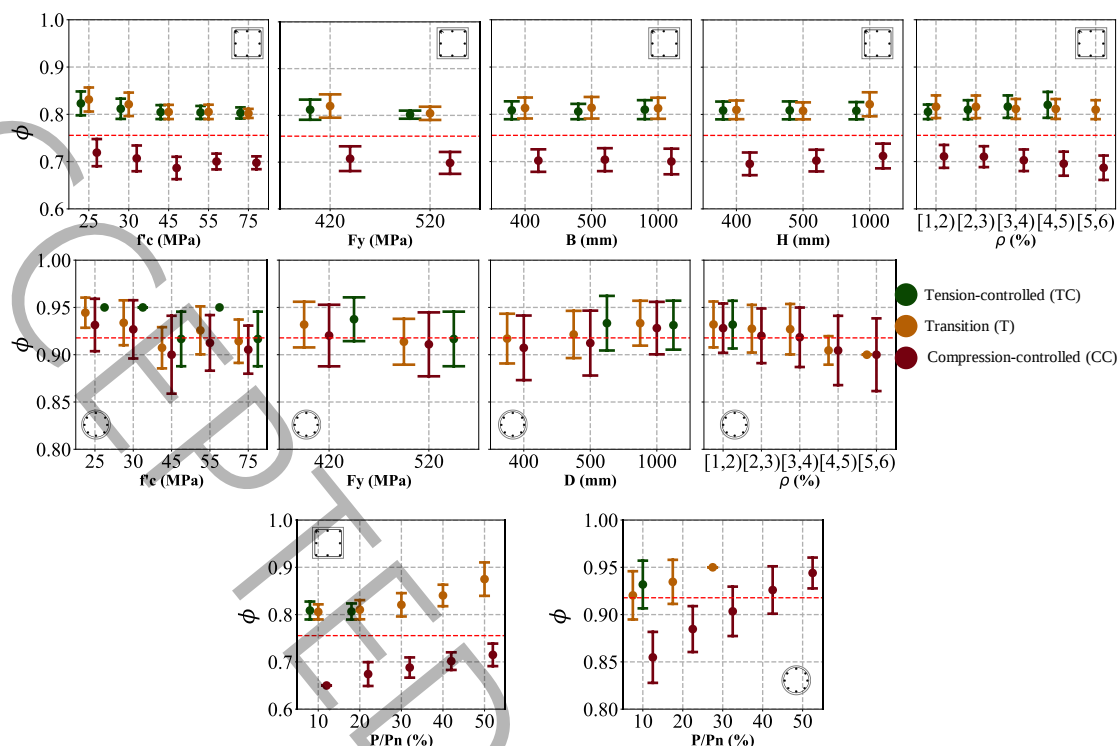


شکل ۵: نحوه تغییرات شاخص قابلیت اطمینان ستون بر اساس نسبت بار ثقلی برای ضریب کاهش مقاومت آیین‌نامه

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

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 ۰/۹۵ به‌دست آمده است، اما در سایر حالت‌ها با تغییر متغیرهای طراحی و گروه خطرپذیری مقادیر متفاوتی به‌دست آمده 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 آرمانتور عرضی دورپیچ و دایره‌ای شکل است.



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

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

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 (۰/۷۵) برای آرماتورهای عرضی دورپیچ و ۰/۶۵ برای سایر حالات) بیشتر است و علت آن نیز میانگین بالاتر مدل آماری عدم قطعیت مدل‌سازی برای مقاطع فشار-کنترل است. این امر نیز به دلیل اثر بیشتر محصورشدگی بتن در این مقاطع است که در مقاومت خمشی آیین‌نامه 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 مدل‌سازی 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، می‌توان 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 می‌گردد. با افزایش درصد آرماتورهای طولی ضریب کاهش مقاومت کاهش می‌یابد اما با افزایش نسبت نیروی محوری به دلیل افزایش اثر محصورشدگی بتن ضریب کاهش مقاومت در یک دسته ثابت (مثلاً مقاطع فشار-کنترل) افزایش می‌یابد.

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 نمی‌کند، آنها به عنوان متغیرهای تأثیرگذار در نظر گرفته نمی‌شوند. مشابه تیرها یک تحلیل حساسیت نیز برای ستون‌ها انجام شده است که نتایج آن در جدول ۸ گزارش شده است.

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

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 جدول‌های ۹ تا ۱۱ خلاصه شده‌اند.

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.

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

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 به‌دست‌آمده 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 به‌خصوص در طراحی ستون‌های ثقلی 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 ثقلی 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 به‌جای 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.

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 ≤ f'c < 40						مقاومت فشاری بتن (f'c (MPa))	
	P/Pn > 0.40		0.15 < P/Pn ≤ 0.40		P/Pn ≤ 0.15		نسبت نیرو محوری (P/Pn)	
	[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 خطر پذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	-	گروه خطر پذیری IV	دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطر پذیری II	دایره‌ای با آرماتور عرضی
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۸۵	-	گروه خطر پذیری IV	دورپیچ
	40 ≤ f'c < 60						مقاومت فشاری بتن (f'c (MPa))	
۰/۶۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۷۵	۰/۷۵	-	گروه خطر پذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۶۵	-	گروه خطر پذیری IV	دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطر پذیری II	دایره‌ای با آرماتور عرضی
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۸۵	-	گروه خطر پذیری IV	دورپیچ
	70 ≤ f'c						مقاومت فشاری بتن (f'c (MPa))	
۰/۶۵	۰/۸۰	۰/۸۰	۰/۷۵	۰/۷۵	-	-	گروه خطر پذیری II	مستطیلی با آرماتور عرضی
۰/۶۵	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	۰/۷۰	-	-	گروه خطر پذیری IV	دورگیر
۰/۷۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	۰/۹۵	-	گروه خطر پذیری II	دایره‌ای با آرماتور عرضی
۰/۷۵	۰/۹۰	۰/۹۵	۰/۹۰	۰/۹۰	۰/۹۰	-	گروه خطر پذیری IV	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 (۰/۲۷ تا ۰/۶)، 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 در دو گروه خطرپذیری II (عمدتاً مسکونی) و IV (ویژه) تامین شوند. نتایج این تحقیق یافته‌های مهمی را ارائه می‌دهد که در ادامه به آنها پرداخته خواهد شد.

- ۱- نتایج نشان داد که در تیرها، استفاده از ضرایب بالاتر (تا ۰/۹۵) در سازه‌های گروه خطرپذیری II امکان‌پذیر است، اما برای سازه‌های ویژه (گروه IV) در برخی شرایط ضریب کاهش مقاومت کوچک‌تر (۰/۸۵) توصیه می‌شود. در ستون‌ها نیز بسته به نوع مقطع و رفتار (کشش-کنترل، انتقال، فشار-کنترل) ضرایب متفاوتی به دست آمد و مشخص شد که مقاطع دایره‌ای به دلیل اثر بیشتر محصورشدگی، ضرایب کاهش بالاتری نسبت به مقاطع مستطیلی دارند.
- ۲- در ستون‌های فشار-کنترل در بیشتر حالات ضریب کاهش مقاومت به دست آمده بسیار بیشتر از مقادیر تجویزی آیین‌نامه (۰/۶۵ و ۰/۷۵) است و می‌توان با حفظ قابلیت اطمینان مدنظر آیین‌نامه، طراحی را بهینه‌تر انجام داد. این امر به‌خصوص در طراحی ستون‌های ثقیلی در یک سازه بسیار اهمیت دارد و می‌تواند در بهبود اقتصاد پروژه اثرگذار باشد. به عنوان مثال در یک سازه گروه خطرپذیری II، ستون‌های 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 ۴۰٪ و کاهش حجم بتن تا ۲۰٪ خواهد بود. البته برای سازه‌های ویژه، ضرایب سخت‌گیرانه‌تری برای تامین ایمنی مورد انتظار آیین‌نامه توصیه شده است.
- ۳- در طراحی لرزه‌ای، آیین‌نامه‌ها بر مبنای یک رویکرد سیستمی عمل می‌کنند؛ به این معنا که ایمنی لرزه‌ای باید در سطح عملکرد کل سازه تأمین شود و مجموع مقاومت و شکل‌پذیری اجزای مختلف سازه باید به گونه‌ای باشد که احتمال خرابی کلی سیستم در محدوده مجاز آیین‌نامه ASCE7-22 باقی بماند. در این مطالعه مطابق با روش معمول تدوین ضرایب کاهش مقاومت در آیین‌نامه، ضرایب کاهش مقاومت تنها بر اساس بارهای ثقیلی و با رعایت شاخص‌های قابلیت اطمینان تجویز شده برای عضو، به دست آمده‌اند. در طراحی لرزه‌ای، این ضرایب کاهش مقاومت به صورت ترکیبی با ضوابط لرزه‌ای دیگر از جمله طراحی ظرفیتی، جزئیات‌گذاری لرزه‌ای و کنترل شکل‌پذیری مورد استفاده قرار می‌گیرند تا ایمنی کلی سازه در برابر زلزله تضمین شود. بررسی عملکرد کلی سیستم سازه‌ای تحت بارهای لرزه‌ای برای ارزیابی انطباق ضرایب پیشنهادی با احتمال خرابی مجاز آیین‌نامه، نیازمند تحلیل‌های سیستم‌محور می‌باشد که این موضوع به عنوان گام بعدی در ادامه این پژوهش در دست بررسی است.
- ۴- با توجه به نتایج به دست آمده از این تحقیق و مقایسه ضرایب پیشنهادی با مقادیر موجود در آیین‌نامه ACI 318-19 که در حال حاضر مبنای مبحث نهم مقررات ملی ساختمان ایران نیز هست، پیشنهاد می‌شود در بازنگری‌های آتی مبحث نهم مقررات ملی ساختمان، استفاده از ضرایب کاهش مقاومت متغیر بر اساس ویژگی‌های مقطع، مانند نوع عضو، شکل مقطع، میزان نیروی محوری و درصد آرماتور، به عنوان یک رویکرد واقع‌بینانه‌تر مورد توجه قرار گیرد. این ضرایب می‌توانند به بهینه‌سازی 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 پروژه‌های داخل کشور، مطالعات مشابه با استفاده از مدل‌های آماری بومی و مدل‌های آماری عدم قطعیت‌های مصالح و هندسه متناسب با شرایط ایران انجام شود. مدل‌های آماری مربوط به مصالح و هندسه که در این پژوهش مورد استفاده قرار گرفته‌اند، می‌تواند با شرایط اجرایی و کیفیت ساخت داخل کشور تفاوت‌هایی داشته باشند. بنابراین انجام تحقیقات مشابه مبتنی بر داده‌های داخلی می‌تواند دقت ضرایب پیشنهادی را برای کاربرد در مقررات ملی ساختمان افزایش داده و نتایج به دست آمده را به شرایط بومی ایران نزدیک‌تر نماید.
- ۵- در این مطالعه، داده‌های 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 مقاومت‌های 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 لرزه‌ای مطالعه نشده است؛ این در حالی است که در طراحی لرزه‌ای رویکرد آیین‌نامه‌ها سیستمی بوده و صحت عملکرد ضرایب کاهش مقاومت باید در مقیاس سازه‌ای و با لحاظ ضوابط لرزه‌ای 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 لرزه‌ای و تحلیل در مقیاس سیستم، و ارزیابی اندرکنش‌های مختلف رفتاری می‌تواند در مطالعات آتی مسیر توسعه این پژوهش را تکمیل نماید.

۵- فهرست علائم

علائم انگلیسی

B	عرض مقطع، mm
b_f	عرض بال تیرهای T-شکل، mm
CV	ضریب تغییرات
D	قطر مقطع دایره‌ای، mm
D	لنگر خمشی بار مرده، kN.m
F_y	مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی، MPa
f'_c	مقاومت فشاری بتن، MPa
H	ارتفاع مقطع، mm
L	لنگر خمشی بار زنده، kN.m
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

β	شاخص قابلیت اطمینان
β_T	شاخص قابلیت اطمینان هدف
ϵ_t	کرنش در دورترین آرماتور کششی
ϵ_y	کرنش تسلیم آرماتور
λ	ضریب اربیبی (نسبت مقدار میانگین به مقدار اسمی)
ϕ	ضریب کاهش مقاومت
Φ	توزیع نرمال استاندارد
ρ	درصد آرماتور طولی
ρ_s	درصد آرماتور کششی

۶- 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 factors for homogeneous reliability of nonlinear reinforced concrete columns, Structural Safety, 23(2) (2001) 137-156.
- [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.
- [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.
- [6] ACI, Building code requirements for structural concrete:(ACI 318-19) and commentary (ACI 318R-19), American Concrete Institute, 2019.
- [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.
- [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.

- [9] T. Zhang, F.M. Bartlett, Partial Material Strength Reduction Factors: for ACI 318?, *Aci Structural Journal*, 116(3) (2019) 159-169.
- [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.
- [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.
- [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.
- [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) (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).
- [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.

۷- پیوست

جدول پ: 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

خطای استاندارد میانگین	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱
فاصله اطمینان میانگین	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱
دسته بندی (%)	$2.0 < \rho_s \leq 2.5$	$1.5 < \rho_s \leq 2.0$	$1.0 < \rho_s \leq 1.5$	$0.5 < \rho_s \leq 1.0$	$0.0 < \rho_s \leq 0.5$
میانگین	۰/۹۰۲	۰/۹۰۲	۰/۹۰۳	۰/۹۱۲	۰/۹۴۹
انحراف معیار	۰/۰۱۰	۰/۰۱۱	۰/۰۱۲	۰/۰۲۱	۰/۰۰۸
خطای استاندارد میانگین	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۰
فاصله اطمینان میانگین	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱

جدول پ ۳: مشخصات آماری ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در ستون‌های مستطیلی بتن آرمه برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Appendix Table 3: Statistical characteristics of strength reduction factor based on various design parameters in rectangular RC columns 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 وضعیت
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	
۰/۶۹۸	۰/۸۰۲	۰/۸۰۳	۰/۷۰۰	۰/۸۰۵	۰/۸۰۴	۰/۶۸۷	۰/۸۰۵	۰/۸۰۵	۰/۷۰۷	۰/۸۲۱	۰/۸۱۲	۰/۷۱۹	۰/۸۳۱	۰/۸۲۳	میانگین
۰/۰۱۴	۰/۰۱۰	۰/۰۱۲	۰/۰۱۷	۰/۰۱۵	۰/۰۱۴	۰/۰۲۴	۰/۰۱۵	۰/۰۱۵	۰/۰۲۷	۰/۰۲۵	۰/۰۲۱	۰/۰۲۹	۰/۰۲۵	۰/۰۲۵	انحراف معیار
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۰۸	فاصله اطمینان میانگین
$H = 1000 \text{ mm}$			$H = 500 \text{ mm}$			$H = 400 \text{ mm}$			$F_y = 520 \text{ MPa}$			$F_y = 420 \text{ MPa}$			دسته‌بندی وضعیت
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	
۰/۷۱۲	۰/۸۲۱	۰/۸۰۸	۰/۷۰۲	۰/۸۰۸	۰/۸۰۹	۰/۶۹۵	۰/۸۱۰	۰/۸۰۸	۰/۶۹۸	۰/۸۰۴	۰/۸۰۲	۰/۷۰۷	۰/۸۲۰	۰/۸۱۲	میانگین
۰/۰۲۶	۰/۰۲۵	۰/۰۱۸	۰/۰۲۳	۰/۰۱۸	۰/۰۱۹	۰/۰۲۴	۰/۰۲۰	۰/۰۱۹	۰/۰۲۳	۰/۰۱۴	۰/۰۰۹	۰/۰۲۶	۰/۰۲۵	۰/۰۲۲	انحراف معیار
۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۵	۰/۰۰۴	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	فاصله اطمینان میانگین
$5.0 \leq \rho < 6.0$			$4.0 \leq \rho < 5.0$			$3.0 \leq \rho < 4.0$			$2.0 \leq \rho < 3.0$			$1.0 \leq \rho < 2.0$			دسته‌بندی (%) وضعیت
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	
۰/۶۸۷	۰/۸۱۰	-	۰/۶۹۶	۰/۸۱۱	۰/۸۲۰	۰/۷۰۳	۰/۸۱۱	۰/۸۱۶	۰/۷۱۰	۰/۸۱۶	۰/۸۱۰	۰/۷۱۱	۰/۸۱۶	۰/۸۰۵	میانگین
۰/۰۲۶	۰/۰۲۰	-	۰/۰۲۵	۰/۰۲۱	۰/۰۲۷	۰/۰۲۳	۰/۰۲۱	۰/۰۲۴	۰/۰۲۲	۰/۰۲۴	۰/۰۲۰	۰/۰۲۴	۰/۰۲۴	۰/۰۱۵	انحراف معیار
۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۱۲	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۱	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	-	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۲۴	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۷	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۲	فاصله اطمینان میانگین
$P/P_n = 0.5$			$P/P_n = 0.4$			$P/P_n = 0.3$			$P/P_n = 0.2$			$P/P_n = 0.1$			دسته‌بندی وضعیت
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	
۰/۷۱۵	۰/۸۷۵	-	۰/۷۰۲	۰/۸۴۰	-	۰/۶۸۸	۰/۸۲۱	-	۰/۶۷۴	۰/۸۱۰	۰/۸۰۷	۰/۶۵۰	۰/۸۰۶	۰/۸۰۹	میانگین
۰/۰۲۴	۰/۰۳۵	-	۰/۰۱۹	۰/۰۲۳	-	۰/۰۲۱	۰/۰۲۵	-	۰/۰۲۵	۰/۰۲۰	۰/۰۱۷	۰/۰۰۰	۰/۰۱۶	۰/۰۱۹	انحراف معیار
۰/۰۰۱	۰/۰۲۵	-	۰/۰۰۱	۰/۰۰۴	-	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	-	۰/۰۰۳	۰/۰۰۱	۰/۰۰۲	۰/۰۰۰	۰/۰۰۱	۰/۰۰۱	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۲	۰/۰۴۹	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۷	-	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	-	۰/۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۰۰	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	فاصله اطمینان میانگین

جدول پ ۴: مشخصات آماری ضریب کاهش مقاومت با توجه به متغیرهای طراحی مختلف در ستون‌های دایره‌ای بتن آرمه برای سازه‌های با گروه خطرپذیری IV

Appendix Table 4: Statistical characteristics of strength reduction factor based on various design parameters in circular RC columns 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
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	وضعیت
۰/۹۰۵	۰/۹۱۴	۰/۹۱۷	۰/۹۱۲	۰/۹۲۶	۰/۹۵۰	۰/۹۰۰	۰/۹۰۷	۰/۹۱۷	۰/۹۲۷	۰/۹۳۴	۰/۰۹۵	۰/۹۳۱	۰/۹۴۴	۰/۰۹۵	میانگین
۰/۰۲۵	۰/۰۲۳	۰/۰۲۹	۰/۰۲۹	۰/۰۲۵	۰/۰۰۰	۰/۰۴۱	۰/۰۲۲	۰/۰۲۹	۰/۰۳۱	۰/۰۲۴	۰/۰۰۰	۰/۰۲۸	۰/۰۱۶	۰/۰۰۰	انحراف معیار
۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	۰/۰۱۷	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۰	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۱۷	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۰	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۰	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	۰/۰۳۳	۰/۰۰۵	۰/۰۰۹	۰/۰۰۰	۰/۰۰۸	۰/۰۰۷	۰/۰۳۳	۰/۰۰۶	۰/۰۰۸	۰/۰۰۰	۰/۰۰۵	۰/۰۰۵	۰/۰۰۰	فاصله اطمینان میانگین
$D = 1000 \text{ mm}$			$D = 500 \text{ mm}$			$D = 400 \text{ mm}$			$F_y = 520 \text{ MPa}$			$F_y = 420 \text{ MPa}$			دسته‌بندی
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	وضعیت
۰/۹۲۸	۰/۹۳۳	۰/۹۳۱	۰/۹۱۲	۰/۹۲۱	۰/۹۳۳	۰/۹۰۷	۰/۹۱۷	-	۰/۹۱۱	۰/۹۱۴	۰/۹۱۷	۰/۹۲۰	۰/۹۳۲	۰/۹۳۷	میانگین
۰/۰۲۸	۰/۰۲۴	۰/۰۲۶	۰/۰۳۴	۰/۰۲۵	۰/۰۲۹	۰/۰۳۴	۰/۰۲۶	-	۰/۰۳۴	۰/۰۲۴	۰/۰۲۹	۰/۰۳۳	۰/۰۲۴	۰/۰۲۳	انحراف معیار
۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۰۹	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۱۷	۰/۰۰۲	۰/۰۰۴	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	۰/۰۱۷	۰/۰۰۲	۰/۰۰۲	۰/۰۰۸	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	۰/۰۱۸	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۳۳	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	-	۰/۰۰۴	۰/۰۰۶	۰/۰۳۳	۰/۰۰۴	۰/۰۰۴	۰/۰۱۶	فاصله اطمینان میانگین
$5.0 \leq \rho < 6.0$			$4.0 \leq \rho < 5.0$			$3.0 \leq \rho < 4.0$			$2.0 \leq \rho < 3.0$			$1.0 \leq \rho < 2.0$			دسته‌بندی (%)
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	وضعیت
۰/۹۰۰	۰/۹۰۰	-	۰/۹۰۴	۰/۹۰۵	-	۰/۹۱۸	۰/۹۲۷	-	۰/۹۲۰	۰/۹۲۸	-	۰/۹۲۸	۰/۹۳۲	۰/۹۳۲	میانگین
۰/۰۳۸	۰/۰۰۰	-	۰/۰۳۷	۰/۰۱۵	-	۰/۰۳۱	۰/۰۲۷	-	۰/۰۲۹	۰/۰۲۵	-	۰/۰۲۶	۰/۰۲۴	۰/۰۲۵	انحراف معیار
۰/۰۰۴	۰/۰۰۰	-	۰/۰۰۴	۰/۰۰۵	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	-	۰/۰۰۳	۰/۰۰۴	-	۰/۰۰۳	۰/۰۰۳	۰/۰۰۸	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۸	۰/۰۰۰	-	۰/۰۰۸	۰/۰۰۹	-	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	-	۰/۰۰۵	۰/۰۰۸	-	۰/۰۰۵	۰/۰۰۷	۰/۰۱۵	فاصله اطمینان میانگین
$P/P_n = 0.5$			$P/P_n = 0.4$			$P/P_n = 0.3$			$P/P_n = 0.2$			$P/P_n = 0.1$			دسته‌بندی
CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	CC	T	TC	وضعیت
۰/۹۴۴	-	-	۰/۹۲۶	-	-	۰/۹۰۳	۰/۹۵۰	-	۰/۸۸۵	۰/۹۳۵	-	۰/۸۵۵	۰/۹۲۰	۰/۹۳۲	میانگین
۰/۰۱۶	-	-	۰/۰۲۵	-	-	۰/۰۲۶	۰/۰۰۰	-	۰/۰۲۴	۰/۰۲۳	-	۰/۰۲۷	۰/۰۲۶	۰/۰۲۵	انحراف معیار
۰/۰۰۱	-	-	۰/۰۰۲	-	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۰	-	۰/۰۰۲	۰/۰۰۳	-	۰/۰۰۶	۰/۰۰۲	۰/۰۰۸	خطای استاندارد میانگین
۰/۰۰۳	-	-	۰/۰۰۴	-	-	۰/۰۰۴	۰/۰۰۰	-	۰/۰۰۵	۰/۰۰۶	-	۰/۰۱۲	۰/۰۰۵	۰/۰۱۵	فاصله اطمینان میانگین

ACCEPTED MANUSCRIPT

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

Naghmeh Haji Mohammad Yazdi^a, Siamak Epackachi^{b*}, Vahid Sadeghian^c, Ardeshir Deylami^d

^a Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

^{b*} Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran,
epackachis@aut.ac.ir

^c Department of Civil and Environmental Engineering, Carleton University, Ottawa, Canada

^d Department of Civil and Environmental Engineering, Amirkabir University of Technology, Tehran, Iran

ABSTRACT

In this paper, the precise estimation of flexural resistance reduction factors in reinforced concrete beams and columns is investigated, considering the interaction effect of axial force for columns. To determine the reduction factors, 6,750 beams and 3,000 columns with various cross-sectional shapes, including rectangular, T-shaped, and L-shaped beams, as well as rectangular and circular columns, were examined. Different design variables, such as concrete compressive strength, reinforcement yield strength, reinforcement ratio, axial load ratio, and geometric dimensions, were considered for these sections. Random analyses were performed using the Latin hypercube sampling method with 1,000 samples for each section to account for uncertainties related to materials, geometry, and modeling. Additionally, statistical models of modeling uncertainty were updated using experimental data and analysis, and these updated models were employed. The proposed reduction factors for various conditions were calibrated based on reliability indices from the ASCE 7-22 code. The results indicate that, in many cases, particularly for transition and compression-controlled columns, the proposed factors are higher than the prescribed values in the ACI 318-19 code. This increase, especially in the design of gravity columns, can significantly reduce the weight of reinforcement and the volume of concrete (by approximately 40% and 15%, respectively, in an 8-story building), thereby considerably lowering construction costs while maintaining the required safety level. These findings highlight that updating the resistance reduction factors and utilizing variable values based on design characteristics can contribute to more economical and optimized structural designs.

KEYWORDS

Strength reduction factors, Flexural strength, Flexural strength under axial force interaction, Reliability analysis, Modeling uncertainty.