

# ارزیابی تأثیرات تعیینی و احتمالاتی نامعینی در مفاهیم محاسباتی ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح با مقاومت نهایی یکسان

رامین محمدی (کارشناس ارشد)

علی معصومی\* (دانشیار)

افشین مشکوه‌الدینی (استادیار)

دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه خوارزمی

مهندسی عمران شریف، (پهار ۱۳۹۵)  
دوری ۲ - ۳۲، شماره ۱/۲، ص. ۱۳-۳

بیشتر پژوهشگران در ارزیابی رفتار سازه‌ها، مقاومت افزون از حد تسلیم اولین عضو تا تسلیم کلی سازه را ناشی از نامعینی دانسته‌اند و در برخی پژوهش‌ها این بخش از مقاومت افزون به‌عنوان ضریب نامعینی معرفی شده است. از طرفی برخی دیگر از پژوهشگران، ضریبی را به‌عنوان ضریب نامعینی به‌طور مستقل از مقاومت افزون در فرمول‌بندی ضریب رفتار لحاظ کرده‌اند، که مبتنی بر تعداد قاب‌های لرزه‌بر و تئوری قابلیت اعتماد سازه‌هاست. هدف از این پژوهش، پاسخ به این پرسش است که آیا افزایش نامعینی به واسطه تأثیری که در افزایش مقاومت افزون دارد، پدیده‌ی مطلوب به حساب می‌آید یا اینکه به صرف افزایش تعداد قاب‌های لرزه‌بر و افزایش قابلیت اعتماد سیستم، سازه رفتار مطلوب‌تری خواهد داشت. نتایج حاصل از این پژوهش نشان می‌دهد که افزایش نامعینی در صورتی که مقاومت افزون بیشتری در سازه ایجاد نکند، همواره نمی‌تواند موجب بهبود رفتار سازه‌های قاب خمشی شود.

واژگان کلیدی: نامعینی، مقاومت افزون، شاخص مقاومت افزون تعیینی، شاخص مقاومت افزون احتمالاتی، شکل‌پذیری، ضریب رفتار.

## ۱. مقدمه

در سیستم سازه‌ی تشکیل‌شده تا سازه تحت تحریک زلزله فرو ریزد، نیز به‌عنوان درجه‌ی نامعینی لرزه‌ی مطرح شده است.<sup>[۱]</sup> در کنار تعاریف ذکر شده برخی دیگر از پژوهشگران براساس تعداد قاب‌های لرزه‌بر در هر جهت، تعاریف‌هایی را برای درجه‌ی نامعینی ارائه کرده‌اند. در پژوهشی در سال ۱۹۸۷، ضریب کاهش مقاومت میانگین متناسب با عکس‌جذر تعداد شرط‌های مقاومتی مستقل برای قاب‌های نامعین مقاوم پیشنهاد شده است.<sup>[۵]</sup> در ATC-۱۹ و ATC-۳۴ نیز به منظور کمی‌کردن قابلیت اعتماد سیستم‌های قاب لرزه‌ی، ضرایبی به‌عنوان ضرایب نامعینی اعمال شده است. در گزارش‌های مذکور، برای سازه‌هایی که به ترتیب ۴، ۳ و ۲ ردیف قاب قائم مقاوم در برابر نیروهای جانبی در هر یک از جهت‌های اصلی سازه دارند، مقدار پیشنهاد شده برای ضریب نامعینی به ترتیب ۱، ۰/۸۶۶ و ۰/۷۱ است.<sup>[۷]</sup> آیین‌نامه‌ی UBC و مقررات NEHRP نیز از سال ۱۹۹۷ به بعد یک ضریب با نماد  $\rho$ ، با عنوان ضریب قابلیت اعتماد/نامعینی معرفی کرده‌اند، که در نیروی جانبی زلزله برای طراحی ضرب می‌شود.<sup>[۸]</sup> در آیین‌نامه‌ی بین‌المللی IBC از سال ۱۹۹۸ به بعد نیز چنین ضریبی ارائه شده است.<sup>[۹]</sup> این ضرایب نامعینی بر مبنای پیکربندی و اجزاء تشکیل‌دهنده‌ی سیستم‌های سازه‌ی نامعین استوار هستند و به پارامترهای ذاتی سازه همچون شکل‌پذیری و مقاومت افزون بستگی ندارند.<sup>[۸]</sup> در غالب تعاریف

نامعینی سیستم‌های سازه‌ی مفهومی است که از دیرباز توجه پژوهشگران را به خود جلب کرده است. پس از مشاهده‌ی تخریب تعداد زیادی از سازه‌های با درجه‌ی نامعینی کم مانند پارکینگ‌ها در زلزله‌های نورتریج (۱۹۹۴) و کوبه (۱۹۹۵)، موضوع نامعینی سیستم‌های سازه‌ی به شکل جدی‌تری مطرح شده است. تاکنون تعاریف‌ها و تفسیرهای متعددی از نامعینی سازه‌ی و ضریب نامعینی در دو حوزه‌ی کمی و کیفی ارائه شده است، که از جمله‌ی آن‌ها می‌توان به این موارد اشاره کرد: الف) مسیرهای جایگزین جهت انتقال بار عضوهای آسیب‌دیده به منظور جلوگیری از تخریب آنی سازه و تحقق خرابی پیش‌رونده، که می‌تواند از عضوهای فرعی به عضوهای اصلی و یا از عضوهای اصلی به پی سازه باشد.<sup>[۱]</sup> ب) نامعینی سازه‌ها، قابلیت سیستم‌های سازه‌ی برای بازتوزیع نیروها و لنگرها از عضوها و اتصال‌های آسیب‌دیده به سایر عضوها و اتصال‌هاست.<sup>[۲]</sup> ج) نسبت احتمال تسلیم اولین عضو سیستم منهای احتمال شکست کلی سیستم، بر احتمال شکست کلی سیستم نیز به‌عنوان ضریب نامعینی مطرح شده است.<sup>[۲]</sup> د) کمیته‌ی تعداد لولای خمیری که باید

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۳۹۲/۷/۲۷، اصلاحیه ۱۳۹۳/۳/۱۰، پذیرش ۱۳۹۳/۴/۱۴.

ramin\_mohammadi@live.com  
massumi@khu.ac.ir  
meshkat@khu.ac.ir

کنند و در زلزله‌های محتمل برای منطقه‌ی بی که در آن احداث می‌شوند، پایداری کلی خود را حفظ کنند. اثر ویژگی‌های یادشده بر استهلاک انرژی ورودی زلزله در ضریب رفتار مشاهده شده و کاهش نیروهای ارتجاعی به نیروهای طراحی توسط این ضریب صورت پذیرفته است. از اوایل دهه‌ی ۱۹۹۰، پژوهشگران برای معنادار کردن و افزایش دقت و اطمینان به ضریب رفتار، در صدد تجزیه‌ی این ضریب به عوامل تشکیل دهنده‌ی آن برآمدند. عواملی که غالب پژوهشگران بر آن اتفاق نظر داشته و به نحوی در آیین‌نامه‌های لرزه‌ی نیز وارد شده است، عبارت‌اند از: شکل‌پذیری، مقاومت افزون، نامعینی، و میرایی سازه. به دنبال این پژوهش‌ها رابطه‌ی ساختاری به صورت رابطه‌ی ۱ برای محاسبه‌ی ضریب رفتار پیشنهاد شده است: [۱۵، ۱۴]

$$R_w = R_s R_{\mu} R_R R_{\xi} = \left[ \left( \frac{c_y}{c_s} \times \frac{c_s}{c_w} \right) \times \frac{c_{eu}}{c_y} \times 1 \times 1 \right] \quad (1)$$

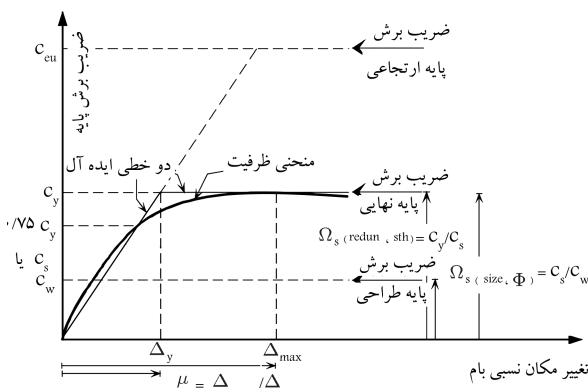
که در آن،  $R_w$  ضریب رفتار با رویکرد تنش مجاز،  $R_s$  ضریب کاهش در اثر مقاومت افزون،  $R_{\mu}$  ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری،  $R_R$  ضریب کاهش در اثر نامعینی سازه، و  $R_{\xi}$  ضریب کاهش در اثر میرایی است که مقدار آن با فرض میرایی ۰.۵ واحد در نظر گرفته شده است. [۱۴] در مورد نماد  $R_R$  لازم به توضیح است که در برخی از پژوهش‌ها، [۱۱] به ضریب نامعینی مستتر در مقاومت افزون اطلاق شده است، که در این فرمول‌بندی مد نظر نیست.

## ۱.۲. ضریب کاهش در اثر مقاومت افزون $R_s$

مطالعات نشان می‌دهد که مقاومت افزونی که در یک سازه با سیستم قاب خمشی به وجود می‌آید، مطابق شکل ۱، از دو بخش تشکیل شده است: [۱۶] بخش اول: مقاومت افزون از حد موردنیاز طراحی ( $c_w$ ) تا تسلیم اولین عضو در سیستم ( $c_s$ ). این بخش از مقاومت افزون ناشی از بزرگ‌تر بودن ابعاد مقاطع از اندازه‌ی بهینه‌ی طراحی، تپ‌بندی ابعاد مقاطع، و تفاوت در مقاومت اسمی و واقعی مصالح است. چنین مقاومتی را می‌توان از رابطه‌ی ۲ محاسبه کرد: [۱۶]

$$\Omega_{s(size, \phi)} = \frac{c_s}{c_w} \quad (2)$$

بخش دوم: مقاومت افزون نیز از حد تسلیم اولین عضو در سیستم ( $c_s$ ) تا شکست کلی سیستم ( $c_y$ ) را شامل می‌شود. با شروع تسلیم اعضاء سازه، بازتوزیع نیروهای داخلی بر اثر نامعینی سازه بروز می‌کند و در روند تشکیل مکانیزم خرابی تأثیر می‌گذارد. از این رو مقاومت افزونی که سازه بعد از تسلیم اولین عضو در سیستم تا



شکل ۱. منحنی ظرفیت و اجزاء تشکیل دهنده‌ی مقاومت افزون.

کافی ارائه شده برای نامعینی، سایه‌ی عدم قطعیت در نیاز و تقاضای سازه‌ها مشهود است، که این امر سبب غیرقابل استناد بودن این تعریف‌ها در آیین‌نامه‌ها و طرح لرزه‌ی سازه‌ها شده است. از این رو پژوهشگران زیادی به بررسی آثار نامعینی با رویکردهای تعینی و احتمالاتی پرداخته‌اند. یکی از مهم‌ترین پژوهش‌های انجام شده بر روی نامعینی سازه‌ها در سال ۱۹۹۹ صورت پذیرفته است، که در آن از مفهوم درجه‌ی نامعینی لرزه‌ی استفاده شده است. درجه‌ی نامعینی که در این پژوهش استفاده شده است، به عنوان تعداد نواحی بحرانی یا لولای خمیری در سیستم سازه‌ی تعریف می‌شود، که مقدار قابل توجهی از انرژی هیسترتیک خمیری را قبل از شکست سازه مستهلک می‌کنند. نتیجه‌ی اساسی در پژوهش یادشده آن است که تفکیک کردن نامعینی از عوامل دیگر همچون مقاومت افزون دشوار است. [۴] برخی پژوهشگران نیز در سال ۲۰۰۳ طی پژوهش جامعی به بررسی قابلیت اعتماد/نامعینی سازه‌ی تحت رکوردهای زلزله‌ی مجموعه‌ی SAC پرداخته‌اند و بر این عقیده بوده‌اند که چنانچه تعداد عضوهای بیشتری برای مقاومت در برابر بار جانبی به کار برده شوند، احتمال شکست سازه در یک زمان کمتر از حالتی است که تعداد عضوهای کمتر با مقاومت یکسان به کار برده شوند. [۸] همچنین پژوهشگران دیگری در سال ۲۰۰۴ بر روی محاسبه‌ی نامعینی سازه‌ی در قاب‌های خمشی بتن مسلح پژوهش‌هایی را انجام دادند که در آن پارامترهای مؤثر در ضریب نامعینی و رابطه‌ی آن را با ضریب شکل‌پذیری دورانی عضو ( $\mu_{\theta}$ )، تعداد و ارتفاع طبقه‌ها، تعداد و طول دهانه‌ها مطالعه کرده و در نهایت به بررسی تأثیر درجه‌ی نامعینی در ضریب رفتار با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی پرداخته‌اند. [۱۱، ۱۰] پژوهشی نیز در سال ۲۰۱۰، بر روی تغییرات نامعینی تحت بارهای متغیر در زمان پژوهشی انجام و با بررسی عددی تعدادی سازه از نقطه‌نظر قابلیت اعتماد و نامعینی متغیر در زمان، به اثرهای بارگذاری در طول زمان بر قابلیت اعتماد سازه‌ها و نامعینی آن‌ها پرداخته شده است. [۱۲] در مطالعه‌ی دیگری هم در سال ۲۰۱۱ به بررسی اثرات نامعینی قوی در هنگام زوال مقاومت سیستم و مواجهه با خلاء مقاومتی غیر قابل پیش‌بینی در هنگام زوال پرداخته شده است. [۱۳]

با مطالعه‌ی پژوهش‌های پیشین می‌توان دریافت که بیشتر پژوهشگران اضافه مقاومت از حد تسلیم اولین عضو تا تسلیم کلی سیستم را ناشی از نامعینی سازه‌ها دانسته‌اند و در برخی پژوهش‌ها، این بخش از مقاومت افزون به عنوان ضریب نامعینی معرفی شده است. از طرفی در برخی دیگر از پژوهش‌ها، ضریبی به عنوان ضریب نامعینی به طور مستقل از مقاومت افزون در فرمول‌بندی ضریب رفتار لحاظ شده است که مبتنی بر تعداد قاب‌های لرزه‌بر و تئوری قابلیت اعتماد سازه‌هاست. از این رو همواره این پرسش مطرح بوده است که آیا افزایش نامعینی به واسطه‌ی تأثیری که در افزایش مقاومت افزون دارد، پدیده‌ی مطلوب محسوب می‌شود یا اینکه به صرف افزایش تعداد قاب‌های لرزه‌بر و افزایش قابلیت اعتماد سیستم، سازه رفتار مطلوب‌تری خواهد داشت؟ در این پژوهش با در نظر گرفتن عامل مقاومت به عنوان یک متغیر تصادفی به بررسی اثرات تعینی و احتمالاتی نامعینی سازه‌ها در مقاومت افزون و در نهایت ضریب رفتار قاب‌های خمشی بتن مسلح، که مقاومت نهایی و مساحت طبقه‌ی یکسان دارند، پرداخته شده است.

## ۲. مؤلفه‌های ضریب رفتار

سازه‌ها به لحاظ ویژگی‌هایی مانند شکل‌پذیری، میرایی، مقاومت افزون، و نامعینی می‌توانند انرژی ورودی زلزله را با تغییر شکل‌های غیرارتجاعی و بازتوزیع نیروها تحمل

شده است. شاخص مقاومت افزون تعیینی ( $\Omega_{det}$ )، توانایی یک سیستم سازه‌ی را در بازتوزیع بارها در هنگام شکست در نظر می‌گیرد و نیروها و لنگرهای اعضا جاری شده را به سمت اعضا با مقاومت بالاتر بازتوزیع می‌کند. این شاخص تابعی از نامعینی استاتیکی، شکل‌پذیری عضو، سخت‌شوندگی کرنش، و میانگین مقاومت اعضا سیستم سازه‌ی است. دومین شاخص که طبیعت احتمالاتی دارد، شاخص مقاومت افزون احتمالاتی ( $\Omega_{pro}$ ) است. این شاخص تأثیر متغیرهای احتمالاتی مقاومت اعضا را در مقاومت سیستم سازه‌ی محاسبه می‌کند. این شاخص همچنین تابعی از نامعینی استاتیکی سیستم سازه‌ی و همبستگی مقاومت اعضا سازه است.

### ۱.۳. شاخص مقاومت افزون تعیینی

تأثیرات کلی نامعینی در مقاومت یک سیستم سازه‌ی قابی شکل را می‌توان از طریق نسبت رابطه‌ی ۹ بیان کرد: [۱۰]

$$\frac{C_{redu}}{C_{non, redu}} \quad (9)$$

در جایی که  $C_{redu}$  ضریب برش پایه‌ی نهایی سازه‌ی نامعین و  $C_{non, redu}$  ضریب برش پایه‌ی سیستم سازه‌ی مشابه اما بدون نامعینی است، یک سیستم سازه‌ی با اعضا شکننده باید به طور قابل قبولی برای یک سیستم سازه‌ی بدون نامعینی استفاده شود. در چنین سیستم معینی، در حالی که مقاومت ذخیره‌شده‌ی اعضا گسیخته‌نشده مورد استفاده قرار نگرفته‌اند، اولین جاری شدن منجر به شکست کلی سیستم خواهد شد. بنابراین با فرض رفتار شکننده‌ی اعضا سازه، نقطه‌ی اولین جاری شدن عضوی از سیستم سازه می‌تواند به‌عنوان یک تقریب قابل قبولی از ضریب برش پایه‌ی سازه بدون نامعینی در نظر گرفته شود. بنابراین  $C_{non, redu}$  در رابطه‌ی ۹ می‌تواند توسط  $C_s$  جایگزین شود. [۱۰، ۱۵]

میانگین ضریب برش پایه‌ی نهایی به میانگین ضریب برش پایه‌ی اولین جاری شدن عضوی در سیستم به‌عنوان شاخص مقاومت افزون تعیینی تعریف می‌شود (رابطه‌ی ۱۰):

$$\Omega_{det} = \frac{\bar{C}_{redu}}{\bar{C}_{non, redu}} = \frac{\bar{C}_y}{\bar{C}_s} \quad (10)$$

با فرض در نظر گرفتن ضرایب برش پایه به‌عنوان متغیرهای تصادفی، جهت محاسبه‌ی شاخص مقاومت افزون تعیینی، از میانگین ضرایب برش پایه، یعنی میانگین ضریب برش پایه نهایی ( $\bar{C}_y$ ) و میانگین ضریب برش پایه در شروع اولین تسلیم سیستم ( $\bar{C}_s$ ) استفاده شده است. در این نوشتار مقدار این دو پارامتر از منحنی غیرخطی ضریب برش پایه - تغییرمکان نسبی (شکل ۲) به‌دست آمده است. بنابراین  $\Omega_{det}$  به‌عنوان مقدار تعیینی افزایش مقاومت یک قاب ناشی از فرم سازه‌ی و نامعینی در نظر گرفته شده است. یک سازه بدون نامعینی با  $\Omega_{det} = 1$  بیان می‌شود و سازه‌های نامعین مقادیر بزرگ‌تر از واحد را اختیار می‌کنند.

### ۲.۳. شاخص مقاومت افزون احتمالاتی

فرمول‌بندی شاخص مقاومت افزون احتمالاتی یک قاب با یک مکانیزم شکست خاص در نظر گرفته شده است. انتخاب مکانیزم شکست حساس است، چون می‌تواند موجب تخمین ناصحیح از مقدار  $\Omega_{pro}$  شود. برای سادگی در نتیجه‌گیری مکانیزم خرابی پاندولی<sup>۲</sup>، شکل ۳ در نظر گرفته شده است. این نوع مکانیزم

مرحله‌ی شکست کلی (ناپایداری) از خود بروز می‌دهد، به‌صورت رابطه‌ی ۳ محاسبه می‌شود: [۱۶]

$$\Omega_s(redu, sth) = \frac{C_y}{C_s} \quad (3)$$

به دنبال مشخص شدن دو مؤلفه‌ی ضریب مقاومت افزون، مقدار کلی این ضریب به‌صورت رابطه‌ی ۴ به‌دست می‌آید: [۱۶]

$$R_s = \Omega_s(size, \phi) \cdot \Omega_s(redu, sth) = \frac{C_y}{C_s} \cdot \frac{C_s}{C_w} \quad (4)$$

اصلی‌ترین عامل به وجودآورنده‌ی مقاومت افزون در رابطه‌ی ۳، نامعینی سازه است، به طوری‌که در برخی پژوهش‌ها این بخش از مقاومت افزون را ضریب نامعینی نامیده‌اند. [۱۵، ۱۶، ۱۷] در پژوهش‌های یادشده این بخش از مقاومت افزون در دو مقوله‌ی اثرات تعیینی نامعینی و اثرات احتمالاتی نامعینی در سیستم‌های قاب خمشی دو‌بُعدی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند. در این نوشتار آثار تعیینی و احتمالاتی نامعینی در سیستم‌های قاب خمشی سه‌بُعدی، که مقاومت و ضریب برش پایه‌ی نهایی یکسان دارند، در قالب مقاومت افزون مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند.

### ۲.۲. ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری

با ایده‌آل‌کردن منحنی ظرفیت به یک منحنی ارتجاعی - خمیری کامل مطابق شکل ۱، شکل‌پذیری کلی را می‌توان به‌صورت رابطه‌ی ۵ بیان کرد: [۱۴]

$$\mu = \frac{\Delta_{max}}{\Delta_y} \quad (5)$$

در اثر شکل‌پذیری، سازه ظرفیتی برای مستهلک‌کردن انرژی خواهد داشت. به دلیل این ظرفیت استهلاک انرژی، نیروی طراحی ارتجاعی را می‌توان به تراز مقاومت شکست (تسلیم) کلی سیستم کاهش داد (رابطه‌ی ۶):

$$R_\mu = \frac{C_{eu}}{C_y} \quad (6)$$

پژوهش‌های زیادی در زمینه‌ی ابداع و برقراری یک رابطه‌ی تحلیلی میان  $R_\mu$  و  $\mu$  صورت پذیرفته است، که در این نوشتار از نتایج پژوهش‌های میراندا و برترو، [۱۷] استفاده شده است. پژوهش مذکور در سال ۱۹۹۴، با مرور رابطه‌های ارائه‌شده‌ی سایر پژوهشگران، رابطه‌های  $T$ ،  $\mu$  و  $R_\mu$  را برای زمین‌های صخره‌ی، رسوبی و خاک نرم با استفاده از ۱۲۴ شتاب‌نگاشت حرکت زمین توسعه داده‌اند. رابطه‌ی ارائه‌شده‌ی آن‌ها برای ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری به‌صورت رابطه‌ی ۷ است:

$$R_\mu(T, \mu) = \frac{\mu - 1}{\phi} + 1 \quad (7)$$

که در آن،  $\phi$  تابعی از شکل‌پذیری کلی ( $\mu$ )، زمان تناوب سیستم، و نیز شرایط خاک در محل (در این پژوهش خاک نوع II معادل خاک رسوبی) است، از رابطه‌ی ۸ به‌دست می‌آید:

$$\phi = 1 + \frac{1}{T(12 - \mu)} - \frac{2}{5} \exp[-2(\ln T - 0.2)^2] \quad (8)$$

### ۳. شاخص‌های ارزیابی نامعینی

در این بخش جهت ارزیابی تعیینی و احتمالاتی مقاومت افزون ناشی از نامعینی، دو شاخص مقاومت افزون تعیینی<sup>۱</sup> و شاخص مقاومت افزون احتمالاتی<sup>۲</sup> معرفی

$i$  تشکیل می‌شود. به همین ترتیب انحراف استاندارد<sup>۵</sup> مقاومت قاب  $\sigma_f$  از طریق رابطه‌ی ۱۳ به‌دست می‌آید:

$$\sigma_f = \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \psi_i \psi_j \rho_{ij} \sigma_{M_i} \sigma_{M_j}} \quad (13)$$

که در آن، ضریب همبستگی<sup>۶</sup> بین مقاومت‌های  $M_i$ ،  $M_j$  و  $M_i$  انحراف استاندارد ممان جاری‌شدن  $M_i$  است. برای  $i = j$ ،  $\rho_{ij} = 1$  خواهد شد. برای ساده‌کردن عبارت ۱۳ برای یک قاب چند طبقه‌ی چند دهانه، این فرض‌ها در نظر گرفته می‌شوند:<sup>[۱۵،۱۰]</sup>

(الف) قاب ترکیبی از اعضا با مقاومت‌های با توزیع نرمال مساوی است (رابطه‌ی ۱۴):

$$\bar{M}_i = \bar{M}_j = \bar{M}_e \quad (14)$$

(ب) ضریب همبستگی بین مقاومت هر دو جفت از اعضا قاب مشابه است (رابطه‌ی ۱۵):

$$\rho_{ij} = \rho_e \quad (15)$$

(ج) قاب‌ها با طول دهانه‌های مساوی و همچنین طبقه‌ها با ارتفاع مساوی هستند (رابطه‌ی ۱۶):

$$\psi_i = \psi_j = \psi \quad (16)$$

بنابراین رابطه‌های ۱۲ و ۱۳ به شکل ساده‌تر و به‌صورت روابط ۱۷ و ۱۸ درمی‌آیند:

$$\bar{c} = n \cdot \psi \cdot \bar{M}_e \quad (17)$$

$$\sigma_f = \psi \cdot \sigma_e \sqrt{n + n(n-1)\rho_e} \quad (18)$$

با تقسیم انحراف استاندارد ضریب برش پایه‌ی قاب به میانگین ضریب برش پایه‌ی قاب، ضریب تغییرات<sup>۷</sup> ضریب برش پایه‌ی قاب به‌صورت رابطه‌ی ۱۹ به‌دست می‌آید:

$$v_f = \frac{\sigma_f}{\bar{c}} = \frac{\sigma_e}{\bar{M}_e} \cdot \sqrt{\frac{1 + (n-1)\rho_e}{n}} = v_e \sqrt{\frac{1 + (n-1)\rho_e}{n}} \quad (19)$$

که در آن،  $v_e$  ضریب تغییرات مقاومت عضو است. بنابراین شاخص مقاومت افزون احتمالاتی با استفاده از تعاریف و روابط فوق به‌صورت رابطه‌ی ۲۰ به‌دست می‌آید:

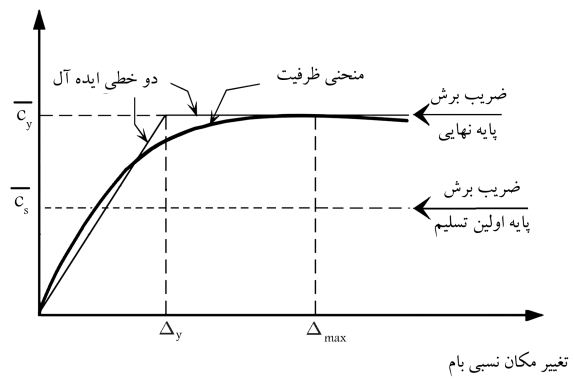
$$\Omega_{pro} = \frac{v_f}{v_e} = \sqrt{\frac{1 + (n-1)\rho_e}{n}} \quad (20)$$

در صورتی که ضریب همبستگی بین مقاومت اعضا قاب برای یک سیستم موازی با هم برابر نباشند، می‌توان  $\rho_e$  را با عبارت ضریب همبستگی میانگین مطابق رابطه‌ی ۲۱ جایگزین کرد:<sup>[۱۰]</sup>

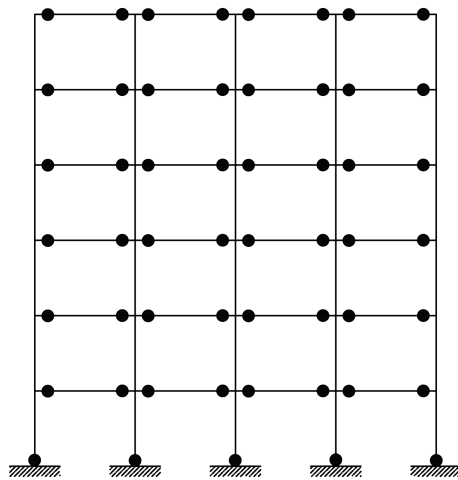
$$\bar{\rho} = \frac{1}{n(n-1)} \sum_{i,j} \rho_{ij}, \quad i \neq j \quad (21)$$

بنابراین با استفاده از رابطه‌ها و فرض‌های مطرح شده، شاخص مقاومت افزون احتمالاتی به‌صورت رابطه‌ی ۲۲ به‌دست می‌آید:

$$\Omega_{pro} = \sqrt{\frac{1 + (n-1)\bar{\rho}}{n}} \quad (22)$$



شکل ۲. چگونگی به‌دست آوردن میانگین ضریب برش پایه‌ی نهایی و میانگین ضریب برش پایه‌ی اولین تسلیم ( $\bar{c}_s$  و  $\bar{c}_y$ ).



شکل ۳. مکانیزم خرابی پاندولی از یک قاب مسطح.

براساس رعایت ضابطه‌ی تیر ضعیف و ستون قوی در برخی بارگذاری‌ها (بارگذاری یکنوا<sup>۸</sup>) قابل تحقق است. رابطه‌ی بین مقاومت سیستم سازه‌ی بی و مقاومت اعضا آن با استفاده از تحلیل خمیری سازه فرمول‌بندی شده است.<sup>[۱۰]</sup> ضریب برش پایه‌ی قاب برای این نوع مود شکست از طریق رابطه‌ی ۱۱ نشان داده شده است:<sup>[۱۵،۱۰]</sup>

$$c = \sum_{i=1}^n \psi_i \cdot M_i \quad (11)$$

که در آن،  $C$  ضریب برش پایه‌ی قاب،  $n$  تعداد مفصل‌های خمیری مطابق مکانیزم شکست در نظر گرفته شده است،  $M_i$  ممان جاری‌شدن عضو سازه‌ی بی در موقعیتی که  $i$ امین مفصل خمیری تشکیل شده و  $\psi_i$  ضریبی است با واحد رادیان بر طول  $\times$  جرم (Radian/Length.Mass) که تابعی از چرخش خمیری و هندسه سازه است. این فرم معادله‌ی مقاومت یک سیستم موازی است، که در آن مقاومت کل، مجموع یک سری مقاومت جزء است.<sup>[۱۰]</sup>

میانگین ضریب برش پایه (مقاومت برشی) قاب مطابق رابطه‌ی ۱۲ به‌دست می‌آید:

$$\bar{c} = \sum_{i=1}^n \psi_i \cdot \bar{M}_i \quad (12)$$

که در آن،  $\bar{M}_i$  میانگین مقدار مقاومت عضو سازه در جایی است که مفصل خمیری



جدول ۱. مقادیر  $\Omega_{pro}$  نسبت به مقادیر مختلف تعداد مفاصل خمیری و ضرایب همبستگی میانگین و تعداد قاب‌های لرزه‌بر.

$\Omega_{pro}$		$\Omega_{pro}$		$\Omega_{pro}$		$n$
$m = 7$	$\rho = 0.8$	$m = 4$	$\rho = 0.8$	$m = 7$	$\rho = 0$	
0.8333	0.8667	0.4082	0.5774	0.4082	0.5774	1
0.75	0.78	0.913	0.1291	0.913	0.1291	20
0.7477	0.7776	0.645	0.913	0.645	0.913	40
0.7469	0.7769	0.527	0.745	0.527	0.745	60
0.7465	0.7764	0.456	0.645	0.456	0.645	80
0.7463	0.7761	0.408	0.577	0.408	0.577	100
0.7458	0.7756	0.289	0.408	0.289	0.408	200
0.7456	0.7754	0.204	0.289	0.204	0.289	400
0.7455	0.7753	0.167	0.236	0.167	0.236	600
0.7454	0.7752	0.144	0.204	0.144	0.204	800

رابطه‌ی ۲۶ به دست می‌آید: [۱۵، ۱۶]

$$\Omega_{redu} = \frac{c_y}{c_{non,redun}} \quad (26)$$

سری مدل شود که شکست یک عضو موجب شکست کلی سیستم و ضریب اطمینان سیستم معادل ضریب اطمینان عضو خواهد شد. بنابراین برای یک سیستم بدون نامعینی ( $n = 1$ )،  $v_{non, redu} = v_e$  خواهد شد و در نتیجه رابطه‌ی ۳۳ به دست خواهد آمد:

$$\Omega_{redu} = \Omega_{det} \left( \frac{1 - k\Omega_{pro}v_e}{1 - kv_e} \right) \quad (33)$$

برای مقاومت با توزیع نرمال که احتمال وقوع آن بین ۸۵٪ تا ۹۵٪ باشد، ضریب  $k$  بین ۱/۵ تا ۲/۵ تغییر می‌کند و مقدار ضریب تغییرات مقاومت عضو  $v_e$  در دامنه‌ی ۸/۰ الی ۱۴/۰ تغییر خواهد کرد. بنابراین مقدار  $kv_e$  مساوی ۲/۰ با دقت قابل قبول در محاسبه‌ی تأثیر  $\Omega_{det}$  و  $\Omega_{pro}$  در  $\Omega_{redu}$  می‌تواند استفاده شود. با توجه به رابطه‌ی ۳۳ و مقدار در نظر گرفته شده برای  $kv_e$ ، عبارت  $\Omega_{redu}$  به صورت رابطه‌ی ۳۴ بازنویسی خواهد شد:

$$\Omega_{redu} = 1.25\Omega_{det}(1 - 0.2\Omega_{pro}) \quad (34)$$

شکل ۶، چگونگی تغییرات  $\Omega_{redu}$  نسبت به تغییرات  $\Omega_{det}$  و  $\Omega_{pro}$  را نشان می‌دهد. با توجه به رابطه‌ی ۳۴ و شکل ۶، در صورتی که سیستم کاملاً نامعین باشد ( $\Omega_{pro} = 0$ ) و با احتمال وقوع فرض شده،  $\Omega_{redu} = 1.25\Omega_{det}$  خواهد شد و این

که در آن،  $c_y$  ضریب برش پایه‌ی نهایی سیستم نامعین و  $c_{non,redun}$  ضریب برش پایه‌ی سیستم بدون نامعینی است. با فرض اینکه ضرایب برش پایه‌ی یک سازه، توزیع نرمال دارد؛ ضرایب برش پایه می‌توانند تابعی از مقدار میانگین و انحراف استاندارد آن بیان شوند. بنابراین پارامترهای  $c_y$  و  $c_{non,redun}$  می‌توانند به صورت روابط ۲۷ و ۲۸ بازنویسی شوند:

$$c_y = \bar{c}_y - k\sigma_f \quad (27)$$

$$c_{non,redun} = \bar{c}_{non,redun} - k\sigma_{non,redun} \quad (28)$$

که در آن‌ها،  $\bar{c}_y$  میانگین ضریب برش پایه‌ی نهایی قاب نامعین،  $\bar{c}_{non,redun}$  میانگین برش پایه‌ی نهایی قاب بدون نامعینی،  $\sigma_f$  انحراف استاندارد ضریب برش پایه‌ی قاب نامعین، و  $\sigma_{non,redun}$  انحراف استاندارد ضریب برش پایه‌ی قاب بدون نامعینی است. از رابطه‌های ۱۹ و ۲۰ می‌توان برای محاسبه‌ی  $\sigma_f$  استفاده کرد، به طوری که رابطه‌های ۲۹ و ۳۰ به دست می‌آیند:

$$\Omega_{pro} = \frac{\sigma_f}{v_e} \times \frac{1}{\Omega_{det}\bar{c}_{non,redun}} \quad (29)$$

$$\sigma_f = \Omega_{pro}\Omega_{det}v_e\bar{c}_{non,redun} \quad (30)$$

با جای‌گذاری رابطه‌ی ۳۰ در رابطه‌ی ۲۷، روابط ۳۱ حاصل می‌شوند:

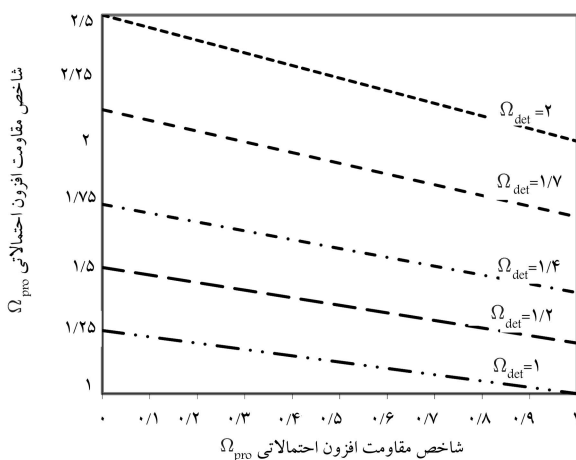
$$c_y = \Omega_{det}\bar{c}_{non,redun} - k\Omega_{pro}\Omega_{det}v_e\bar{c}_{non,redun} \quad (31)$$

$$c_y = \Omega_{det}(1 - k\Omega_{pro}v_e)\bar{c}_{non,redun} \quad (31)$$

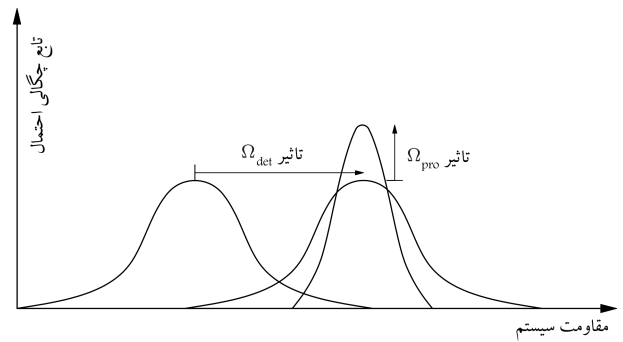
و در نهایت با جای‌گذاری روابط ذکر شده در رابطه‌ی ۲۶، رابطه‌ی ۳۲ برای  $\Omega_{redu}$  به دست می‌آید:

$$\Omega_{redu} = \Omega_{det} \left( \frac{1 - k\Omega_{pro}v_e}{1 - kv_{non, redu}} \right) \quad (32)$$

به طوری که،  $v_{non, redu} = \sigma_{non, redu} / \bar{c}_{non, redun}$  ضریب تغییرات مقاومت قاب بدون نامعینی است. یک سازه‌ی قابی بدون نامعینی باید همانند سیستم‌های



شکل ۶. تغییرات  $\Omega_{redu}$  نسبت به شاخص‌های  $\Omega_{det}$  و  $\Omega_{pro}$ .



شکل ۷. تأثیرات شاخص‌های  $\Omega_{det}$  و  $\Omega_{pro}$  در مقاومت سیستم.

بدان معنی است که بیشینه‌ی تأثیر احتمالاتی نامعینی در ضریب مقاومت افزون ناشی از نامعینی با احتمال وقوع فرض شده، ۲۵٪ است. در حالتی که سیستم بدون نامعینی باشد ( $\Omega_{pro} = 1$ )، مقدار  $\Omega_{det} = \Omega_{redu}$  خواهد بود؛ یعنی تأثیر احتمالاتی نامعینی صفر است. از طرفی اگر سیستم فاقد اضافه مقاومت از حد جاری شدن تا حد نهایی باشد ( $\Omega_{det} = 1$ )، دامنه‌ی تغییرات  $\Omega_{redu}$  از ۱ تا ۱٫۲۵ خواهد بود.<sup>[۱۱]</sup> شکل ۷، تأثیرات کلی  $\Omega_{det}$  و  $\Omega_{pro}$  را در مقاومت سازه به صورت کیفی نمایش می‌دهد. تأثیرات تعیینی نامعینی در مقاومت افزون توسط شاخص  $\Omega_{det}$  قابل محاسبه است. تأثیرات احتمالاتی نامعینی که از شاخص  $\Omega_{pro}$  نتیجه می‌شود، باعث کاهش عدم قطعیت مقاومت و بنابراین بدون تغییر در مقدار میانگین آن باعث تغییر شکل منحنی چگالی احتمال می‌شود.<sup>[۱۵،۱۱]</sup>

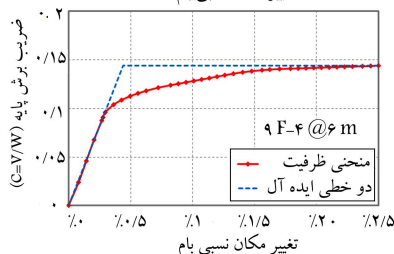
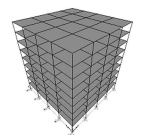
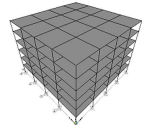
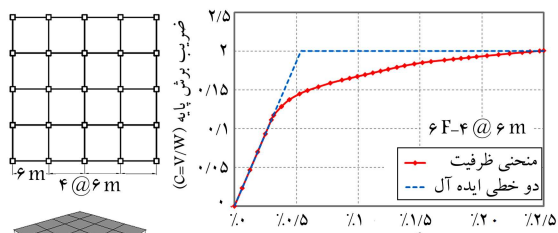
#### ۴. معرفی سازه‌های مطالعاتی

برای ارزیابی ضرایب رفتار سازه‌ها لازم است معیارهایی برای پاسخ سازه‌ها در نظر گرفته شود، تا براساس آن معیارها حدود تسلیم و خرابی سازه‌ها تعریف شود. در این نوشتار، معیار محدودیت تغییرمکان نسبی برای خرابی سازه و توقف تحلیل استاتیکی غیرخطی انتخاب شده است. تغییرمکان نسبی هر طبقه بر اثر زلزله در تحلیل غیرخطی به عدد ۲/۵٪ محدود شده است. این معیار در بیشتر آیین‌نامه‌ها مقداری بین ۲٪ تا ۳٪ را اختیار می‌کند. در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش دوم، این عدد به ۳٪ محدود و در استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش سوم، تغییرمکان نسبی طبقات برای سازه‌های با زمان تناوب بزرگ‌تر از ۰٫۷ ثانیه محدود به مقدار ۲٪ شده است.<sup>[۱۹،۱۸]</sup> مطالعات پیشین نشان می‌دهد که قاب‌های خمشی بتن مسلح پس از تغییرمکان نسبی ۲٪ نیز از خود مقاومت افزون بروز می‌دهند، ولی پس از تغییرمکان نسبی ۲/۵٪، سازه دیگر قادر به بروز مقاومت اضافی نیست.<sup>[۱۴]</sup> اگر چه طراحی سازه‌ها براساس استاندارد ۲۸۰۰ مبتنی بر روش‌های نیرویی است، با وجود این طراحی براساس آیین‌نامه‌ی مذکور، تقریباً منطبق با سطح عملکرد ایمنی جانی در روش‌های طراحی براساس عملکرد است. از طرفی در برخی دیگر از آیین‌نامه‌ها مثل IBC ۲۰۰۰ رسیدن به تغییرمکان نسبی ۲/۵٪ را تقریباً معادل رسیدن به سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش دانسته‌اند.<sup>[۹]</sup> ضریب رفتار محاسبه‌شده در این پژوهش براساس تغییرمکان نسبی ۲/۵٪ و به طور تقریبی منطبق بر سطح عملکرد آستانه‌ی فروریزش است. با توجه به اهداف این پژوهش، ۸ قاب خمشی بتن مسلح سه‌بندی ۶ و ۹ طبقه مطابق شکل ۸ با تعداد دهانه‌های مختلف و با مساحت یکسان پلان در منطقه با خطر نسبی خیلی زیاد و با اهمیت متوسط (مطابق استاندارد ۲۸۰۰ ایران)<sup>[۱۸]</sup>، با سطح شکل‌پذیری ویژه مورد مطالعه قرار گرفته است. ساختار هندسی مدل‌های مطالعاتی این پژوهش به

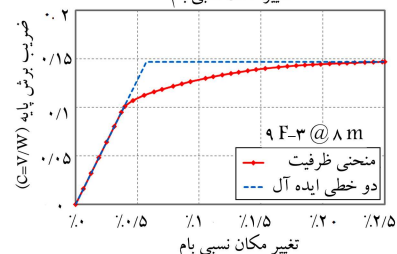
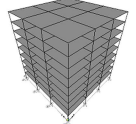
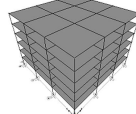
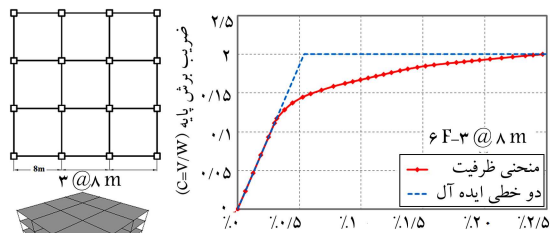
گونه‌ی انتخاب شده‌اند که در محدوده‌ی قاب‌های واقعی و متعارف باشند. همچنین مساحت پلان طبقه‌ها طوری انتخاب شده است که محدوده‌ی وسیعی از دهانه‌ها با طول منطقی و رایج را پوشش دهد. ارتفاع طبقه‌ها ۳ متر و عرض دهانه‌ها به صورت ۴، ۶، ۸ متر در نظر گرفته شده است. همچنین پوشش سقف‌ها نیز از نوع دال بتنی دوطرفه با جزئیات متعارف در ساختمان‌ها منظور شده است. زمین محل احداث سازه‌ها از نوع II مطابق با استاندارد ۲۸۰۰ ایران و بارگذاری سازه‌ها براساس میحث ششم مقررات ملی ساختمان<sup>[۱۴]</sup> و استاندارد ۲۸۰۰ ایران انجام شده است. برای انجام تحلیل غیرخطی از مدل رفتاری مفاصل غیرخطی برای تیرها از نوع  $M_2$  و  $V_2$  برای ستون‌ها از نوع  $PM_2M_2$  براساس ضوابط فصل ششم FEMA ۳۵۶ اختصاص داده شده است ( $M_2$  مفصل لنگر خمشی،  $V_2$  مفصل نیروی برشی و  $PM_2M_2$  مفصل اندرکنشی نیروی محوری و لنگر خمشی).<sup>[۱۹]</sup> مدل‌های مطالعاتی این پژوهش با نرم‌افزار SAP نسخه ۱۴٫۲،<sup>[۲۲]</sup> طوری طرح شده‌اند که تحت یک بارگذاری نموی فزاینده با توزیع مثلث وارونه و یک ترکیب بار ثقلی ثابت، مقاومت و ضریب برش پایه‌ی نهایی در تراز رسیدن به تغییرمکان نسبی ۲/۵٪ برابر شود. بدین منظور با انجام یک پروسه‌ی تکرارشونده‌ی سعی و خطا در انتخاب مقاطع، تحلیل و طراحی مقاطع اعضا و میزان آرما توره‌های مسلح‌کننده‌ی اعضا بتنی طوری انتخاب شده‌اند که علاوه بر اینکه در چارچوب ضوابط آیین‌نامه‌ی قرار می‌گیرند، ضریب برش پایه و مقاومت نهایی مدل‌های مطالعاتی یکسان شوند. با در نظر گرفتن این قید در طراحی می‌توان ملاحظه کرد که در روند محاسبه‌ی ضریب رفتار قاب‌ها با رویکرد تنش مجاز (بدون لحاظ کردن اثرات احتمالاتی نامعینی)، عامل مقاومت افزون کلی ( $R_s$ ) در بین مدل‌ها، مقدار ثابتی دارد. بنابراین استنباط می‌شود که تغییر در اعداد ضریب رفتار محاسبه‌شده، ناشی از عامل  $R_s$  نخواهد بود؛ بلکه ناشی از متفاوت بودن ضرایب کاهش در اثر شکل‌پذیری، است که خود تحت تأثیر تعداد دهانه‌ها (نامعینی) هستند. یکسان بودن ضرایب مقاومت افزون کلی و ضرایب برش پایه‌ی نهایی مدل‌ها، باعث شفاف‌سازی نقش نامعینی و تفکیک نقش نامعینی از مقاومت افزون در محاسبه‌ی ضریب رفتار خواهد شد. بارگذاری جانبی در تحلیل استاتیکی غیرخطی متناسب با توزیع مثلثی وارونه‌ی استاندارد ۲۸۰۰ و به صورت ۱۰٪ نیروها و تغییرمکان‌ها در یک امتداد به همراه ۳٪ نیروها و تغییرمکان ناشی از آن در امتداد عمود اعمال شده است.<sup>[۲۱]</sup> پس از به دست آوردن منحنی ظرفیت سازه‌ها، این منحنی‌ها مطابق توصیه‌ی پارک<sup>[۲۳]</sup> برای سازه‌های بتن مسلح، دوخطی ایده‌آل شده‌اند. مطابق پیشنهاد پارک، تغییرمکان تسلیم در سیستم ارتجاعی - خمیری معادلی، که در آن سختی کاهش یافته توسط سختی وتری به دست می‌آید، قابل محاسبه است. این سختی وتری از اولین تسلیم ( $c_s$ ) یا ۰٫۷۵ بار جانبی نهایی ( $c_y$ ) هر کدام که کمتر باشد، به دست می‌آید.<sup>[۲۳]</sup> شکل ۸، منحنی ظرفیت، فرم دوخطی ایده‌آل، هندسه و شناسه‌ی مدل‌های مطالعاتی این پژوهش را نشان می‌دهد.

#### ۵. نتایج تحلیل‌های استاتیکی غیرخطی

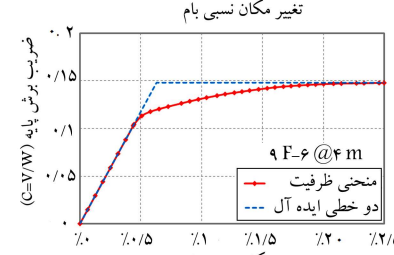
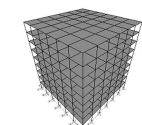
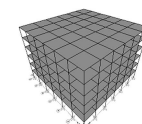
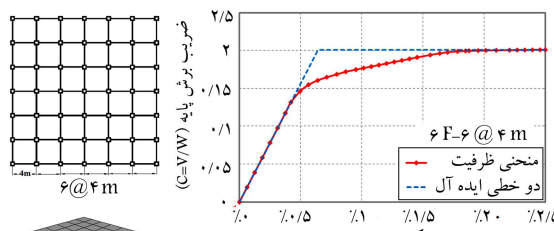
نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی با بارگذاری نموی و فزاینده جهت ارزیابی پارامترهای اصلی تشکیل‌دهنده‌ی ضریب رفتار به کار رفته‌اند. پارامترهای ضریب کاهش در اثر مقاومت افزون شامل دو بخش تشکیل‌دهنده‌ی مقاومت افزون کلی، ضریب شکل‌پذیری کلی، ضریب کاهش در اثر شکل‌پذیری براساس روش میراندا و برترو،<sup>[۱۷]</sup> ضریب رفتار با رویکرد تنش مجاز و ضریب رفتار با رویکرد مقاومت نهایی به صورت جدول ۲ به دست آمده‌اند. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، ضریب کاهش در اثر



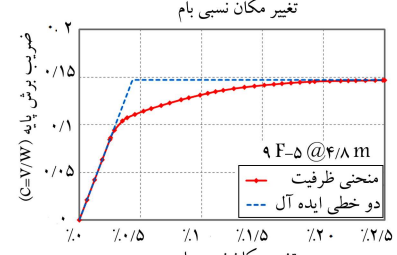
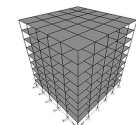
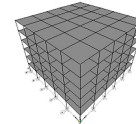
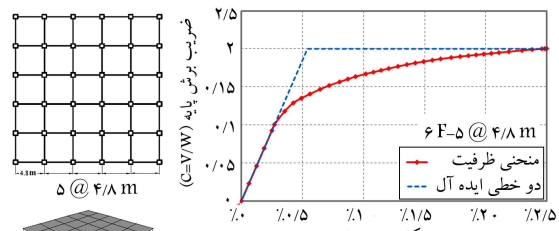
(ب) منحنی ظرفیت مدل های ۴ دهانه؛



(الف) منحنی ظرفیت مدل های ۳ دهانه؛



(د) منحنی ظرفیت مدل های ۶ دهانه.



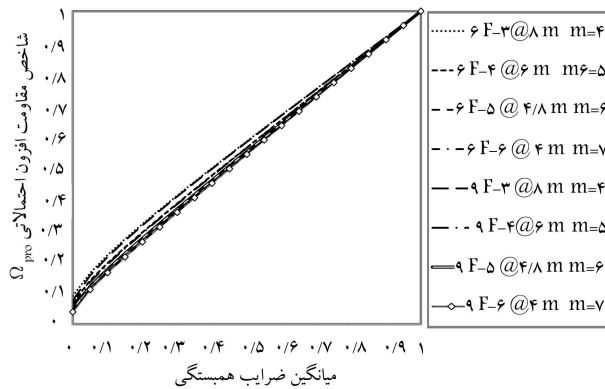
(ج) منحنی ظرفیت مدل های ۵ دهانه؛

شکل ۸. مدل های مطالعاتی، منحنی ظرفیت و فرم دو خطی ارتجاعی - خمیری کامل منحنی ظرفیت.

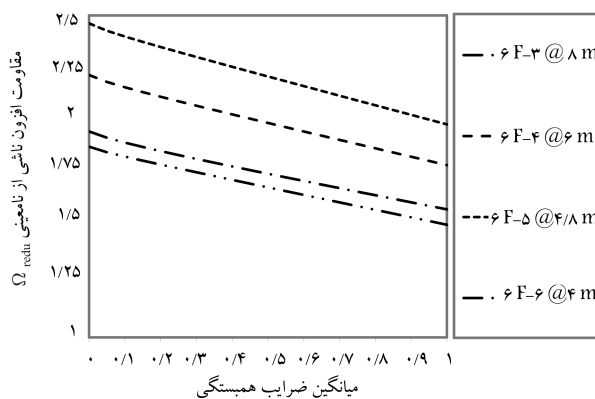
جدول ۲. نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی و محاسبه پارامترهای ضریب رفتار.

$R$	$R_w$	$R_\mu$	$\mu$	$R_s$	$\Omega_s$ (size, $\theta$ )	$\Omega_s$ (redu,sth)	$\Delta_y$	$\Delta_s$	$C_y$	$C_s$	$C_w$	$T$	شناسه سازه ها
۸٫۶۷	۱۴٫۲۷	۵٫۴۲	۴٫۴	۲٫۶۳۲	۱٫۶۴۸	۱٫۵۹۷	۰٫۰۰۵۷	۰٫۰۰۳۵	۰٫۲۰۱۳	۰٫۱۲۶۱	۰٫۰۷۵۶	۱٫۱۳	۶F-۳@۸m
۱۰٫۳۳	۱۵٫۰۴	۵٫۷۳	۴٫۶	۲٫۶۲۵	۱٫۴۵۶	۱٫۸۰۳	۰٫۰۰۵۴	۰٫۰۰۰۳	۰٫۲۰۰۳	۰٫۱۱۱۱	۰٫۰۷۵۶	۱٫۰۹	۶F-۴@۶m
۱۱٫۴۱	۱۵٫۰۱	۵٫۷۳	۴٫۶	۲٫۶۲۰	۱٫۳۱۵	۱٫۹۹۲	۰٫۰۰۵۴	۰٫۰۰۰۲۷	۰٫۲۰۰۴	۰٫۱۰۰۶	۰٫۰۷۵۶	۱٫۰۷	۶F-۵@۴٫۸m
۷٫۱۷	۱۲٫۳۴	۴٫۷	۳٫۸	۲٫۶۲۵	۱٫۷۲۲	۱٫۵۲۵	۰٫۰۰۶۵	۰٫۰۰۰۴۲	۰٫۲۰۰۸	۰٫۱۳۱۷	۰٫۰۷۵۶	۱٫۲	۶F-۶@۴m
۷٫۴۶	۱۱٫۳۷	۴٫۸۲	۴٫۳	۲٫۳۵۸	۱٫۵۲۴	۱٫۵۴۸	۰٫۰۰۵۸	۰٫۰۰۰۳۷	۰٫۱۴۷۲	۰٫۰۹۵۱	۰٫۰۶۲۴	۱٫۶۱	۹F-۳@۸m
۱۰٫۵۰	۱۵٫۶۱	۶٫۶۲	۵٫۷	۲٫۳۵۸	۱٫۴۸۶	۱٫۵۸۷	۰٫۰۰۴۴	۰٫۰۰۰۲۸	۰٫۱۴۳۸	۰٫۰۹۰۶	۰٫۰۶۲۴	۱٫۳۸	۹F-۴@۶m
۱۱٫۲۳	۱۵٫۵۵	۶٫۶	۵٫۷	۲٫۳۵۶	۱٫۳۸۵	۱٫۷۰۱	۰٫۰۰۴۴	۰٫۰۰۰۲۶	۰٫۱۴۷۰	۰٫۰۸۶۴	۰٫۰۶۲۴	۱٫۳۹	۹F-۵@۴٫۸m
۶٫۳۱	۱۰٫۳۶	۴٫۳۹	۴٫۰	۲٫۳۵۹	۱٫۶۴۱	۱٫۴۳۷	۰٫۰۰۶۳	۰٫۰۰۰۴۴	۰٫۱۴۷۹	۰٫۱۰۳۰	۰٫۰۶۲۴	۱٫۶۸	۹F-۶@۴m

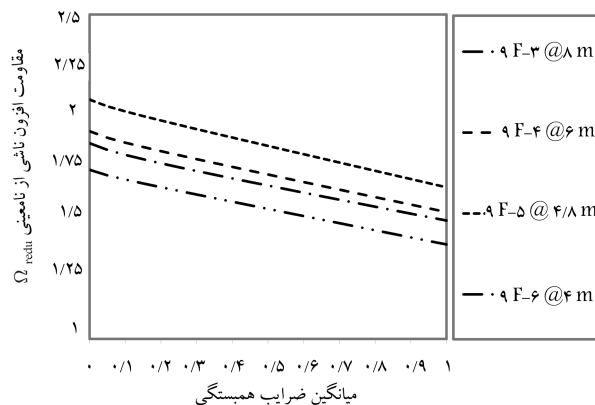




شکل ۹. تغییرات شاخص مقاومت افزون احتمالاتی نسبت به تغییرات تعداد مفاصل خمیری و میانگین ضریب همبستگی.



شکل ۱۰. تغییرات مقاومت افزون ناشی از نامعینی  $\Omega_{redu}$  نسبت به تغییرات میانگین ضریب همبستگی در سازه‌های ۶ طبقه.



شکل ۱۱. تغییرات مقاومت افزون ناشی از نامعینی  $\Omega_{redu}$  نسبت به تغییرات میانگین ضریب همبستگی در سازه‌های ۹ طبقه.

ملاحظه می‌شود که افزایش نامعینی تا ۵ دهانه در هر راستا توانسته است تا میزان  $\Omega_{redu}$  را افزایش دهد، اما افزایش مجدد نامعینی تا ۶ دهانه در هر طرف موجب کاهش  $\Omega_{redu}$  شده است. این پدیده می‌تواند ناشی از عدم رعایت یکسان ضابطه‌ی ستون قوی - تیر ضعیف در مدل‌های مطالعاتی و کاهش شکل‌پذیری محلی تیرهای مدل‌های مورد مطالعه با ۶ دهانه در هر طرف باشد. شکل ۱۲، چگونگی تغییر ضریب کاهش در اثر مقاومت افزون ( $R_s$ ) را در مدل‌های سه‌بعدی این پژوهش و با فرض تساوی  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  نشان می‌دهد.

مقاومت افزون بدون در نظر گرفتن تأثیرات احتمالاتی نامعینی در سازه‌های مطالعاتی ۶ و ۹ طبقه برابر است. همچنین افزایش نامعینی تا میزان مشخصی (۵ دهانه در هر راستا) باعث افزایش شکل‌پذیری کلی و در نهایت افزایش ظرفیت غیرارتجاعی سازه‌ها شده است؛ اما افزایش بیشتر نامعینی از آن حد مشخص به دلیل اینکه شکل‌پذیری محلی اعضا را کاهش داده است، تأثیر منفی در شکل‌پذیری کلی داشته و سبب کاهش ضریب رفتار شده است. به عنوان نتیجه‌ی دیگر می‌توان ملاحظه کرد که در سازه‌هایی با ضریب برش پایه‌ی نهایی یکسان (مقاومت نهایی یکسان)، هر چه تراز نیرویی که در آن اولین مفصل خمیری تشکیل می‌شود ( $C_s$ )، کمتر باشد، سازه ضریب شکل‌پذیری کلی ( $\mu$ ) و ضریب مقاومت افزون ناشی از نامعینی ( $\Omega_{redu,sth}$ ) بزرگ‌تری خواهد داشت.

## ۶. تأثیرات تعیینی و احتمالاتی نامعینی در مقاومت افزون و ضریب رفتار

ضریب مقاومت افزون ناشی از نامعینی ( $\Omega_{s(redu,sth)}$ ) گزارش شده در جدول ۱، معادل شاخص مقاومت افزون تعیینی ( $\Omega_{det}$ ) در بخش ۱.۳ است. در صورتی که فرض شود، ضریب همبستگی میانگین مقاومت اعضاء سازه و ضریب همبستگی میانگین مقاومت قاب‌های دوبعدی برابر صفر است، می‌توان نتیجه گرفت مقادیر  $\Omega_{redu}$  نیز با مقادیر  $\Omega_{s(redu,sth)}$  در جدول ۱ برابر خواهد شد. حال اثرات احتمالاتی نامعینی در مدل‌های مورد مطالعه بررسی شده است. شاخص  $\Omega_{pro}$  در قاب‌های سه‌بعدی تابعی از ۴ متغیر، تعداد مفاصل خمیری در حالت نهایی یک قاب دوبعدی ( $n$ )، تعداد قاب‌های دوبعدی تشکیل‌دهنده‌ی قاب سه‌بعدی ( $m$ )، میانگین ضریب همبستگی مقاومت بین قاب‌های صفحه‌یی ( $\bar{\rho}_f$ )، و میانگین ضریب همبستگی مقاومت اعضاء سازه ( $\bar{\rho}$ ) است. دامنه‌ی تغییرات این شاخص با تغییر دو ضریب همبستگی میانگین  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  نسبت به تغییر تعداد مفاصل خمیری حد نهایی در مقیاس مدل‌های مطالعاتی این پژوهش بسیار وسیع‌تر است. با فرض یکسان بودن ضریب همبستگی مقاومت اعضاء سازه‌های مورد مطالعه (فرض غیرواقعی)، افزایش تعداد مفاصل خمیری سبب کاهش بسیار اندکی در شاخص  $\Omega_{pro}$  می‌شود. شکل ۹، تغییرات شاخص مقاومت افزون احتمالاتی در مدل‌های سه‌بعدی این پژوهش را با فرض تساوی  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  نشان می‌دهد.

همان‌طور که ملاحظه می‌شود، اختلاف  $\Omega_{pro}$  در ۸ مدل مورد مطالعه با فرض تساوی  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  و به ازاء یک مقدار ثابت از آن‌ها بسیار ناچیز و قابل صرف نظر کردن است.

انتظار منطقی این است که پارامترهای  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  در سازه‌های با سیستم قاب خمشی با نامعینی بیشتر، که به طور صحیح طرح شده‌اند (با رعایت دقیق ضابطه‌ی ستون قوی تیر ضعیف)، مقدار کمتری نسبت به سازه‌های قاب خمشی با نامعینی کمتر داشته باشند ( $\bar{\rho}_{less, redundant} \leq \bar{\rho}_{more, redundant}$ ). بنابراین نتیجه‌ی منطقی این است که افزایش نامعینی سبب کاهش شاخص  $\Omega_{pro}$  و در نهایت افزایش  $\Omega_{redu}$  خواهد شد. شکل‌های ۱۰ و ۱۱، چگونگی تغییر مقاومت افزون ناشی از نامعینی ( $\Omega_{redu}$ ) را در مدل‌های ۶ و ۹ طبقه و با فرض تساوی  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  نشان می‌دهند.

مقادیر این نمودار به ازاء  $\bar{\rho}_f = \bar{\rho} = 0$  همان مقادیر  $\Omega_{s(redu,sth)}$  در جدول ۱ را نتیجه می‌دهد. همان‌طور که ملاحظه می‌شود، افزایش نامعینی در هر صورت به جهت کاهش میانگین ضرایب همبستگی موجب افزایش  $\Omega_{redu}$  می‌شود. همچنین

با نامعینی کمتر داشته باشند؛ بنابراین نتیجه‌ی منطقی این است که افزایش نامعینی به لحاظ تأثیرات احتمالاتی سبب بیشتر شدن ضریب مقاومت افزون کلی در مدل‌های با نامعینی بیشتر شود.

شکل‌های ۱۳ و ۱۴، چگونگی تغییر ضریب رفتار سازه‌ها با رویکرد تنش مجاز  $(R_w)$ ، را در مدل‌های ۶ و ۹ طبقه‌ی این پژوهش با فرض تساوی  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  نشان می‌دهند.

مقادیر این نمودار به ازاء  $\bar{\rho}_f = \bar{\rho} = 0$  همان نتایج  $R_w$  در جدول ۱ را نتیجه می‌دهد. ملاحظه می‌شود که افزایش نامعینی به صورت افزایش تعداد قاب‌های لرزه‌بر به جهت اینکه با کاهش میانگین ضرایب همبستگی مقاومت اعضاء قاب همراه است، می‌تواند موجب افزایش ضریب رفتار شود؛ اما این افزایش در مقدار ضریب رفتار به اندازه‌ی بی نیست که تأثیر منفی افزایش بیش از حد نامعینی در شکل‌پذیری را پوشش دهد. بنابراین توجه به چگونگی تغییرات شکل‌پذیری سازه‌ها با افزایش نامعینی آن‌ها اهمیت ویژه‌ی دارد، که می‌تواند اثرات مثبت افزایش نامعینی را تحت الشعاع قرار دهد.

## ۷. نتیجه‌گیری

در این پژوهش با طرح سازه‌هایی با مقاومت و ضریب برش پایه‌ی نهایی یکسان و با مطالعه‌ی تأثیرات تعیینی و احتمالاتی نامعینی در مقاومت افزون و ضریب رفتار، می‌توان این موارد را بیان کرد:

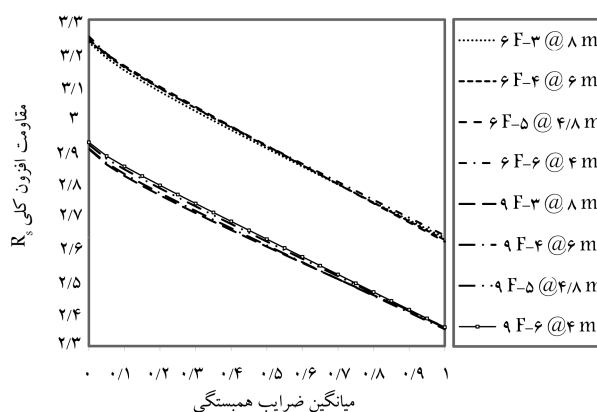
۱. افزایش نامعینی قاب‌های خمشی (منظم در پلان و ارتفاع)، در یک پلان مشخص (مساحت طبقه‌ی یکسان) همواره موجب کاهش مقدار شاخص مقاومت افزون احتمالاتی  $(\Omega_{pro})$  و افزایش ضریب مقاومت افزون ناشی از نامعینی  $(\Omega_{redu})$  می‌شود.

۲. افزایش نامعینی در یک پلان ثابت و مشخص به صورت افزایش تعداد قاب‌های مقاوم لرزه‌بر تا میزان مشخصی (۵ دهانه در هر راستا) سبب افزایش شکل‌پذیری کلی سازه شده است؛ اما افزایش بیشتر نامعینی از آن حد مشخص تأثیر منفی در شکل‌پذیری داشته است.

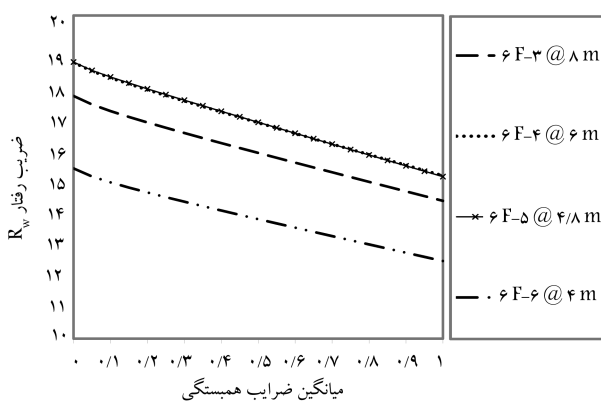
۳. افزایش نامعینی سازه‌ها به صورت افزایش تعداد قاب‌های لرزه‌بر در سازه‌های قاب خمشی منظم با مساحت یکسان طبقه همواره مقاومت افزون را به جهت تأثیرات احتمالاتی نامعینی افزایش می‌دهد، اما این افزایش در مقاومت افزون لزوماً به معنای افزایش ضریب رفتار نیست؛ چرا که افزایش بیش از حد نامعینی می‌تواند موجب کاهش شکل‌پذیری محلی اعضاء شود و در نهایت، کاهش شکل‌پذیری کلی سازه را سبب شود.

۴. در طرح سازه‌هایی با مقاومت و ضریب برش پایه‌ی نهایی یکسان، هر چه تراز نیرویی که در آن اولین مفصل خمیری  $(c_s)$  تشکیل می‌شود کمتر باشد، سازه ضریب شکل‌پذیری  $(\mu)$  و ضریب مقاومت افزون ناشی از نامعینی  $(\Omega_{s(redu,sth)})$  بالاتری خواهد داشت.

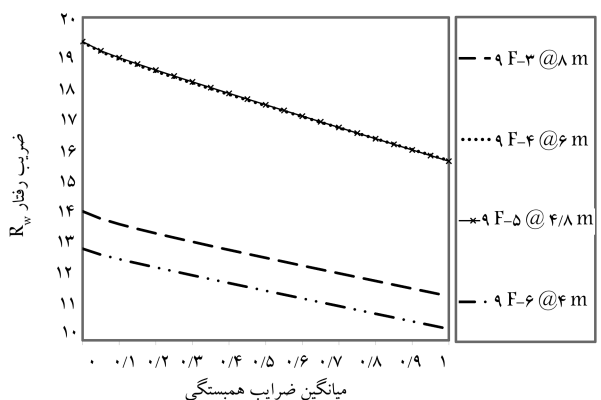
۵. اگر نامعینی بیشتر در سازه‌هایی با مساحت طبقه‌ی یکسان موجب کاهش تراز نیروی تشکیل اولین مفصل خمیری  $(c_s)$  شود، آنگاه افزایش نامعینی پدیده‌ی مطلوب خواهد بود، که موجب افزایش ضریب رفتار و بهبود رفتار سازه‌ها خواهد شد. این موضوع وابستگی شدیدی به چگونگی رعایت ضابطه‌ی ستون قوی - تیر ضعیف خواهد داشت.



شکل ۱۲. تغییرات ضریب مقاومت افزون کلی سازه‌ها  $(R_s)$  نسبت تغییرات میانگین ضریب همبستگی.



شکل ۱۳. تغییرات ضریب رفتار سازه‌ها  $(R_w)$  نسبت به تغییرات میانگین ضرایب همبستگی در سازه‌های ۶ طبقه.



شکل ۱۴. تغییرات ضریب رفتار سازه‌ها  $(R_w)$  نسبت به تغییرات میانگین ضرایب همبستگی در سازه‌های ۹ طبقه.

مقادیر این نمودار به ازاء  $\bar{\rho}_f = \bar{\rho} = 0$  همان مقادیر  $R_s$  در جدول ۱ را نتیجه می‌دهد. همان‌طور که مشاهده می‌شود، مقادیر ضریب مقاومت افزون کلی به ازاء یک ضریب همبستگی خاص در تمامی مدل‌های ۶ و ۹ طبقه به صورت جداگانه و با تقریب قابل قبولی برابر است. از آنجا که انتظار منطقی این است که پارامترهای  $\bar{\rho}$  و  $\bar{\rho}_f$  در سازه‌های قاب خمشی با نامعینی بیشتر که به طور صحیح طرح شده‌اند (به ویژه رعایت دقیق ضابطه ستون قوی تیر ضعیف)، مقدار کمتری نسبت به سازه‌های

پانوشتها

1. deterministic-overstrength index
2. probabilistic-overstrength index
3. sway
4. monotonic
5. standard deviation
6. correlation coefficient
7. coefficient of variation
8. Daniel's system

منابع (References)

1. Marhadi, K. and Venkataraman, S. "Surrogate measures to optimize structures for robust and predictable progressive failure", *Structural and Multidisciplinary Optimization*, **39**, pp. 245-261 (2009).
2. Biondini, F., Frangopol, D.M. and Restelli, S. "On structural robustness, redundancy and static indeterminacy", *Proceedings of the 2008 ASCE-SEI Structures Congress*, Vancouver, pp. 1-10 (2008).
3. Hendavi, S. and Frangopol, D.M. "System reliability and redundancy in structural design and evaluation", *Journal of Structural Safety*, **16**(1-2), pp. 47-71 (1994).
4. Bertero, R.D. and Bertero, V.V. "Redundancy in earthquake-resistant design", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **125**(1), pp. 81-88 (1999).
5. Moses, F. "Reliability of structural systems", *Journal of Structural Division, ASCE*, **100**(ST9), pp. 1813-1820 (1974).
6. ATC, *Structural Response Modification Factors*, ATC-19 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California (1995).
7. ATC, *A Critical Review of Current Approaches to Earthquake-Resistant Design*, ATC-34 Report, Applied Technology Council, Redwood City, California (1995).
8. Wen, Y.k. and Song, S.H. "Structural reliability/redundancy under earthquakes", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **12**(1), pp. 56-66 (2003).
9. IBC 2000, *International Building Code*, Inter. Code Council, Falls Church, VA, Final Draft (July 1998).
10. Husain, M. and Tsopelas, P. "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings. I: Redundancy indices", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **130**(11), pp. 1651-1658 (2004).
11. Husain, M. and Tsopelas, P. "Measures of structural redundancy in reinforced concrete buildings. II: Redundancy response modification factor RR", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **130**(11), pp. 1659-1666 (2004).
12. Okasha, N.M. and Frangopol, D.M. "Time-variant redundancy of structural systems", *Journal of Structure and Infrastructure Engineering, Taylor & Francis*, **6**(1-2), pp.279-301 (2010).
13. Yoshihiro, K. and Yakov, B.H. "Redundancy and robustness, or when is redundancy redundant?", *Journal of Structural Engineering, ASCE*, **137**(9), pp.935-945 (2011).
14. Massumi, A. and Tasnimi, A.A., *Estimation of Response Modification Factors for RC Moment Resisting Frames*, Building and Housing Research Center (BHRC), Publication No. R-436, Tehran, Iran (2006).
15. Fallah, A.A., Sarvghad-Moghadam, A. and Massumi, A. "A nonlinear dynamic based redundancy index for reinforced concrete frames", *Journal of Applied Science*, **9**(6), pp. 1065-1073 (2009).
16. Massumi, A., Tasnimi, A.A. and Saatcioglu, M. "Prediction of seismic over-strength of concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses", *Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, BC, Canada, CD (2004).
17. Mirenda, E. and Bertero, V.V. "Evaluation of strength reduction factors for earthquake-resistant design", *Earthquake Spectra*, **10**(2), pp. 357-379 (1994).
18. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800-05. 3rd ed., Building and Housing Research Center, Tehran (2005).
19. BHRC, *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, Standard No.2800-05. 2nd ed., Building and Housing Research Center, Tehran (2000).
20. INBC (Iranian National Building Code), *Design Loads for Buildings*, Part 6, INBC, National Building Regulations Office, Tehran, Iran (2010).
21. FEMA356, *Prestandard and commentary for Seismic Rehabilitation of Buildings*, Federal Emergency Management Agency (2000).
22. SAP2000 Version 14.2.0: A Computer Program for Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, University of California, Berkeley (2010).
23. Park, R. "Evaluation of ductility of structures and structural assemblages from laboratory testing", *Bulletin of New Zealand National Society for Earthquake Engineering*, **22**(3), pp. 155-166 (1989).