



## ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های خمشی بتن‌آرمه در معرض خوردگی

مرتضی خادمی، محمدرضا منصوری\*، میرحمید حسینی

دانشکده مهندسی، واحد علوم و تحقیقات، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران

### تاریخچه داوری:

دریافت: ۱۴۰۰/۱۱/۱۸

بازنگری: ۱۴۰۰/۰۶/۲۸

پذیرش: ۱۴۰۰/۰۶/۲۹

ارائه آنلاین: ۱۴۰۱/۰۷/۱۰

### کلمات کلیدی:

احتمال فروریزش

ارزیابی لرزه‌ای ریسک-محور

قاب بتن‌آرمه خمشی

خوردگی پایه-کلرایدی میلگردهای

تقویتی

شهرهای مهم بندری جنوب ایران

**خلاصه:** زلزله‌ها و آسیب‌های ناشی از شرایط محیط خوردنده، دو عامل مهمی هستند که عملکرد مطلوب سازه‌ها را در شهرهای ساحلی خلیج فارس در جنوب ایران تهدید می‌کند. لحاظ نمودن هر دوی این خطرها در آنالیز و طراحی سازه‌ها می‌تواند ضمن کاهش تلفات جانی، صرفه جویی‌های فراوان اقتصادی را به دنبال داشته باشد. در سال‌های اخیر، مطالعات در زمینه ارزیابی احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌ها رو به گسترش بوده است. در این مقاله از رویکرد ریسک-محور برای ارزیابی لرزه‌ای قاب‌های بتن‌آرمه خمشی با شکل‌پذیری متوسط که در معرض آسیب‌های ناشی از خوردگی پایه-کلرایدی میلگردهای طولی در ۴ شهر بندری مهم جنوب ایران (شامل بوشهر، عسلویه، بندرعباس و چابهار) قرار دارند، استفاده گردید. در مجموع ۱۸ قاب خمشی بتن‌آرمه با تعداد طبقات متفاوت و در بازه‌های زمانی ۱۰ ساله پس از آغاز خوردگی، مورد تحلیل دینامیکی فزاینده (IDA) قرار گرفتند. سپس با استفاده از انتگرال ریسک، احتمال فروریزش سالانه برای قاب‌ها در شهرهای مورد مطالعه به دست آورده شده و مورد ارزیابی قرار گرفت. نتایج این مطالعه نشان می‌دهد که با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی، احتمال فروریزش سازه‌ها به شدت افزایش می‌یابد که نشان دهنده لزوم بالای استفاده از فرآیند ریسک-محور برای ارزیابی و طراحی لرزه‌ای سازه‌هایی است که در معرض آسیب‌های ناشی از محیط‌های مهاجم قرار دارند.

### ۱- مقدمه

منطقه‌ای مفروض می‌شود. این نقیصه، لزوم استفاده از فرآیند ریسک-محور در ارزیابی، طراحی و توسعه نقشه‌های خطر را ایجاب کرده است. مفهوم این رویکرد ابتدا در مقررات '03-ATC مورد توجه قرار گرفت [۱] و سپس در پروژه‌ی ۰۷ توسط لوکو و همکارانش<sup>۱</sup>، برای پهنه‌بندی جنبش زمین ریسک-محور ایالات متحده، به کار گرفته شد [۲]. از این رویکرد در سال‌های اخیر برای توسعه نقشه‌های خطر ریسک-محور فرانسه، اروپا، رومانی و اسپانیا استفاده شده است [۳-۶]. در خصوص کشور ایران به تازگی طاهریان و کلاتتری (۲۰۱۹) از این رویکرد برای توسعه نقشه‌های طراحی لرزه‌ای ریسک-محور بهره گرفته‌اند [۷].

خوردگی پایه کلرایدی میلگردهای فولادی یک تهدید جدی برای سازه‌های RC در مناطق ساحلی است. برخی محققین آسیب سازه‌ای در اثر خوردگی را بر روی شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه به ویژه پل‌ها در حین عمر بهره‌برداری سازه، مورد توجه قرار داده‌اند. به طور مثال چو و

عدم قطعیت شدت جنبش زمینی که باعث فروریزش ساختمان می‌شود، تحت تاثیر طیف وسیعی از عوامل از جمله ویژگی‌های مصالح، عملیات‌های ساختمانی متفاوت، خطای انسانی و تصمیمات در حین مراحل طراحی و ساخت و موارد دیگر است. همچنین فساد مصالح با گذشت زمان تحت تاثیر شرایط محیطی متهاجم نیز می‌تواند عاملی مهم در تغییر شدت جنبش زمین متناظر با فروریزش سازه‌ها باشد. بنابراین یک ساختمان ممکن است در جنبش زمین کمتر از سطح طراحی فرو ریزد یا بالعکس، در جنبش زمینی بزرگتر از سطح طراحی سالم بماند. از آنجایی که شکل منحنی خطر به مکان بستگی دارد، حتی سازه‌های طراحی شده بر اساس یک جنبش زمین یکسان نیز مقادیر احتمال فروریزش (Pc) مختلفی خواهند داشت. تاکید بر طراحی سازه‌ها تنها با در نظر گرفتن جنبش زمین برای یک دوره بازگشت مشخص منجر به ایجاد سازه‌هایی با مقادیر متفاوت Pc در

1 Applied Technology Council

2 Luco et al

\* نویسنده عهده‌دار مکاتبات: m.mansoori@srbiau.ac.ir

حقوق مؤلفین به نویسندگان و حقوق ناشر به انتشارات دانشگاه امیرکبیر داده شده است. این مقاله تحت لیسانس آفرینندگی مردمی (Creative Commons License) در دسترس شما قرار گرفته است. برای جزئیات این لیسانس، از آدرس <https://www.creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/legalcode> دیدن فرمائید.



تحلیل دینامیکی غیرخطی IDA<sup>۲</sup> بر روی آن‌ها انجام می‌شود. در نهایت با استفاده از انتگرال ریسک، احتمال فروریزش قاب‌های مدل شده در شهرهای مورد مطالعه تعیین گردیده و مورد ارزیابی قرار داده می‌شود. شهرهای بندری مورد مطالعه بر اساس نقشه پهنه‌بندی خطر نسبی زلزله در آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰) در پهنه با خطر نسبی زیاد (ناحیه II) قرار دارند [۲۲]. علت انتخاب بنادر جنوبی ایران به عنوان موضوع اصلی این تحقیق، اهمیت این مناطق به دلیل اجرای پروژه‌های بزرگ نفت، گاز، پتروشیمی و صنایع مرتبط با حمل و نقل دریایی در این مناطق است.

## ۲- تحلیل ریسک-محور

از حاصل ضرب کلاسیک ارائه شده در معادله زیر می‌توان برای تعیین ریسک لرزه‌ای،  $y(a_0)$ ، استفاده نمود که توسط کندی ارائه شد [۲۳]:

$$y(a_0) = \int_0^{\infty} H(a) \cdot \frac{dP_{a_0}(a)}{da} da \quad (1)$$

در این رابطه،  $Pa_0(a)$  منحنی شکنندگی، یعنی احتمال شرطی شکنندگی برحسب جنبش زمین  $a$  برای یک سطح طراحی  $a_0$  و  $H(a)$  منحنی خطر، یعنی احتمال فراگذشت مربوط به جنبش زمین  $a$ ، می‌باشد. در ادامه ریسک لرزه‌ای  $y(a_0)$  را به عنوان احتمال فروریزش سالانه ( $Pc$ ) برای یک سازه مفروض در نظر می‌گیریم همانگونه که در سایر مطالعات به این گونه عمل شده است. سیلوا و همکارانش و طاهریان و کلانتری احتمال فروریزش سالانه را با تقسیم هر دو منحنی شکنندگی و منحنی خطر لرزه‌ای به قطعاتی و سپس از انتگرال‌گیری توزیع به صورت عددی، محاسبه نمودند [۷ و ۴]. متداول است که از توزیع لوگ نرمال با میانگین  $\mu$  و انحراف معیار استاندارد  $\beta$  (یعنی  $P(a) = \Phi([\ln(a) - \ln(\mu)]/\beta)$ ) برای تعیین منحنی‌های شکنندگی استفاده شود. در روند تحلیل ریسک-محور مقدار میانگین  $\mu$  معادل با احتمال سالیانه فروریزش سازه در شتاب مبنای طراحی آیین‌نامه ( $Pc/gm$ ) در نظر گرفته می‌شود. بنابراین احتمال سالانه فروریزش را می‌توان با استفاده از معادله ۱، داشتن منحنی خطر و برآورد مقادیر  $\mu$  و  $\beta$ ، محاسبه نمود. ارزیابی این انتگرال اساس فرآیند ریسک-محور است. برای طراحی نقشه‌ای ریسک-محور برای ایالات متحده آمریکا، لوکو و همکارانش از منحنی‌های شکنندگی استفاده

همکارانش<sup>۱</sup>، شکنندگی لرزه‌ای یک پل RC با خوردگی ناشی از کلراید را با استفاده از یک مدل کاهش ظرفیت احتمالاتی ستون‌های RC خورده شده، مورد تخمین قرار دادند [۸]. با در نظر گرفتن کاهش قطر میلگردهای تقویتی ستون و کاهش مقاومت تسلیم ناشی از خوردگی کلرید، علیپور و همکارانش، تجزیه و تحلیل شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های RC پل را انجام دادند [۹]. با این وجود در این مطالعات، تغییرات تصادفی پارامترهای سازه‌ای و خوردگی که اجتناب‌ناپذیر بوده و ممکن است تاثیر قابل توجهی بر شکنندگی لرزه‌ای سازه پل داشته باشند، در مطالعات آن‌ها مورد توجه قرار نگرفت. گوش و پاگت تجزیه و تحلیل شکنندگی لرزه‌ای وابسته به زمان سیستم را با در نظر گرفتن ترکیبی خوردگی ستون RC و تیر فولادی، انجام دادند [۱۰]. تمام این مطالعات نشان می‌دهد که شکنندگی لرزه‌ای پل‌های RC در طول دوره‌های بهره‌برداری آن‌ها به علت خوردگی ناشی از کلراید افزایش می‌یابد. برای درک بهتر افزایش تمایل به شکنندگی لرزه‌ای یک سازه RC در طول عمر مفید آن، مدل‌سازی منطقی فرآیند خوردگی ناشی از کلراید بسیار مهم است. نتایج بسیاری از تحقیقات نشان می‌دهد که نرخ خوردگی میلگردهای تقویتی در قطعات RC که در معرض حمله یون‌های کلراید قرار دارند، با گذشت زمان کاهش می‌یابد [۱۲ و ۱۱]. در مقاله آقای لی و همکارانش<sup>۲</sup>، نرخ خوردگی میلگردهای تقویتی بر اساس یک مدل تجربی تراکم جریان خوردگی متغیر-زمان فرموله شد، و عدم اطمینان‌های مربوط به سازه، مصالح و فرآیند خوردگی برای مطالعه شکنندگی لرزه‌ای در طول عمر پل‌های RC خورده شده، در نظر گرفته شد [۱۳]. به تازگی آقای افسر دیزج و کاشانی مطالعات گسترده‌ای را بر روی عملکرد غیرخطی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه در معرض خوردگی انجام داده‌اند که نحوه مدل‌سازی سازه‌ها در این مطالعات در این مقاله مورد توجه قرار داده می‌شود [۱۸-۱۴]. در مطالعات محدودی، روش ریسک-محور برای ارزیابی و طراحی سیستم‌های سازه‌ای مختلف مورد استفاده قرار گرفته است [۲۰ و ۱۹]. در این مقاله، ۳ قاب خمشی بتن‌آرمه (RC) ۳، ۵ و ۷ طبقه در ۴ شهر بندری مهم جنوب ایران (شامل بوشهر، عسلویه، بندرعباس و چابهار) که با آخرین ویرایش آیین‌نامه لرزه‌ای کشورمان (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) طراحی شده‌اند و قبلاً توسط این تیم تحقیقاتی در حالت بدون خوردگی مورد ارزیابی قرار گرفته‌اند [۲۱] مورد توجه قرار داده می‌شود و سپس تاثیر خوردگی در بازه‌های زمانی ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ ساله بر روی نتایج در حالت بدون خوردگی، مورد ارزیابی قرار می‌گیرد. در مجموع ۱۸ مدل ساخته شده و

1 Choe et al

2 Li et al

[۴]. در این وبسایت از مدل خطر زمین لرزه EMME۱۴۲ برای کشورهای حوزه خاور میانه استفاده شده است که کشور ایران و شهرهای مورد مطالعه را پوشش می‌دهد [۲۹ و ۲۸]. با توجه به اینکه در این مطالعه PGA بر روی سنگ بستر مدنظر بوده است لذا استفاده از مدل EMME۱۴ در استخراج منحنی‌های خطر شهرهای مورد مطالعه به نظر مطلوب می‌رسد. منحنی‌های خطر لرزه‌ای برای ۴ شهر بندری مورد مطالعه استخراج شده از وبسایت تسهیلات اروپایی برای ریسک و خطر زمین لرزه (EFEHR - hazard) در شکل ۱ به نمایش درآمده است. این منحنی‌ها برحسب PGA با فرض میرایی ۵ درصد و بر روی بستر سنگی استخراج شده‌اند. خطوط افقی بر روی این نمودار مربوط به دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال با احتمال فراگذشت به ترتیب ۱۰٪ و ۲٪ در ۵۰ سال هستند.

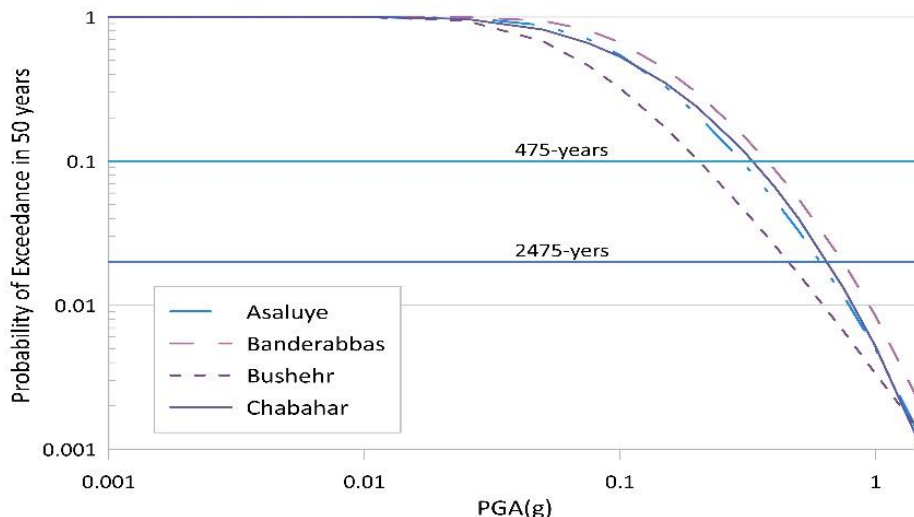
#### ۴- معرفی مدل سازه‌ای قاب‌های بتن آرمه مورد مطالعه

در این پژوهش، ۳ سازه RC سه، پنج و هفت طبقه (۳/۲ متر ارتفاع هر طبقه) مجهز به سیستم مقاوم قاب خمشی متوسط، مورد ارزیابی دینامیکی قرار گرفته است. برخی مشخصات این سازه‌ها که قبلاً توسط این تیم تحقیقاتی در حالت بدون خوردگی در یک پژوهش مشابه استفاده شده است، در ادامه آورده می‌شود. برای آشنایی بیشتر با مشخصات و جزئیات طراحی سازه مدل‌ها به مقاله رفرنس ارجاع داده می‌شود [۱۰]. قاب‌ها به صورت متقارن با دهانه‌های ۵ متری در نظر گرفته شده‌اند. ابعاد دهانه‌ها و ارتفاع طبقات بر اساس ساختمان‌های متعارف اجرا شده در شهرهای مورد مطالعه در این تحقیق، انتخاب شوند. سازه‌ها بر اساس آخرین ویرایش آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) تحت اثر بارهای مرده، زنده و زلزله طراحی شده‌اند [۲۲]. با توجه به شهرهای مورد مطالعه سازه‌ها همگی در پهنه با خطر لرزه‌خیزی نسبی بالا با شتاب مبنای طرح معادل  $0.3g$  قرار دارند. کاربری ساختمان‌ها مسکونی یا اداری مطابق با گروه ۳ اهمیت در استاندارد ۲۰۰۰ ایران (ضریب اهمیت برابر با ۱)، زمین محل ساختمان نوع III یا سرعت موج برشی ( $\bar{V}_s$ ) بین ۱۷۵ تا ۳۷۵ متر بر ثانیه و ضریب رفتار سازه‌ها (R) برابر با ۵ مطابق با آخرین ویرایش آیین‌نامه لرزه‌ای ایران (استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم) در نظر گرفته شده است [۲۲]. بر این اساس در سازه‌ها در دو حالت ۳ و ۵ طبقه برای نیروی برش پایه ای معادل  $0.16/5$ ٪ وزن موثر سازه‌ای و در حالت ۷ طبقه برای نیروی برش پایه‌ای معادل  $0.14/3$ ٪ وزن موثر سازه‌ای، طراحی شده‌اند. در طراحی این سازه‌ها،

کردند که بر اساس تحلیل سازه‌های متداول طراحی شده با استفاده از استاندارد ASCE ۷-۰۵ قرار داشتند. این تجزیه و تحلیل‌ها نشان داده بود که تقریباً یک احتمال ۱۰٪ وجود دارد که هر سازه‌ای یک شکنندگی جزئی یا کلی در نتیجه اعمال جنبش زمین طراحی خود، تجربه خواهد کرد. به همین دلیل، لوکو و همکارانش از یک احتمال شکنندگی معادل  $0.1$  در ۵۰ سال برای زلزله طراحی با دوره بازگشت ۲۴۷۵ ساله استفاده کردند. همچنین لوکو و همکارانش یک انحراف استاندارد  $\beta$  معادل  $0.8$  برای منحنی‌های شکنندگی اتخاذ نمودند و استاندارد ASCE ۷-۱۰ این مقدار را  $0.6$  برای طراحی لرزه‌ای پیشنهاد نموده است [۲۴ و ۲]. داگلاس و همکارانش برای سازه‌های جدید طراحی شده در فرانسه، احتمال شکنندگی سالانه  $10^{-5}$  و  $\beta$  بسیار کم‌تر  $0.5$  را برای جنبش زمین طراحی شده با دوره بازگشت (RP) ۴۷۵ ساله به کار گرفتند. آن‌ها برای تعیین احتمال فروریزش قابل پذیرش (هدف)، چندین تحقیق از منابع مختلف را در این زمینه مدنظر قرار دادند، که در آن‌ها احتمال فروریزش سالانه تعدادی از سازه‌های طراحی شده بر اساس مقررات جدید مشخص شده بود. این محققین چنین نتیجه‌گیری کردند که یک مقدار  $10^{-5}$  سالانه بدین منظور یک مقدار معقول است [۲۷-۲۵ و ۳]. سیلوا و همکارانش از احتمال فروریزش سالانه  $10^{-5} \times 2$  و  $0.6 = \beta$  برای ایجاد نقشه‌های لرزه‌ای ریسک-محور اروپا استفاده کردند. آن‌ها با بررسی منابع مختلف به این نتیجه رسیدند که با توجه به میانگین مرگ و میر و میزان ریسک قابل قبول تلفات انسانی در حوادث، در نظر گرفتن  $P_c$  تقریبی سالانه معادل  $5.0 \times 10^{-5}$  برای احتمال فروریزش قابل پذیرش (هدف) مناسب است [۴]. طاهریان و کلانتری بر اساس یک آنالیز حساسیت احتمال فروریزش سالانه  $2 \times 10^{-4}$  و  $0.8 = \beta$  برای توسعه نقشه‌های لرزه‌ای ریسک-محور کشور ایران استفاده کردند. آن‌ها  $P_c$  سالانه معادل  $2 \times 10^{-4}$  برای احتمال فروریزش قابل پذیرش (هدف) پیشنهاد نمودند [۷].

#### ۳- منحنی‌های خطر لرزه‌ای شهرهای بندری مورد مطالعه

در این مطالعه با توجه به اینکه نیاز به یک مدل خطر احتمالاتی واحد جهت استخراج منحنی‌های خطر لرزه‌ای می‌باشد به طوری که کل شهرهای مورد مطالعه را پوشش دهد لذا از نتایج خطر به دست آمده از وبسایت تسهیلات اروپایی برای ریسک و خطر زمین لرزه (www.efehr.org - hazard) استفاده شده است. از نتایج این وبسایت در مطالعه سیلوا و همکارانش برای تهیه نقشه‌های ریسک محور اروپا به کار گرفته شد



شکل ۱. منحنی خطر لرزه‌ای برای ۴ شهر بندری انتخاب شده در این مطالعه برگرفته از وبسایت تسهیلات اروپایی برای ریسک و خطر زمین لرزه (EFEHR – www.hazard.efehr.org). دو خط افقی مربوط به دوره‌های بازگشت ۴۷۵ و ۲۴۷۵ سال هستند.

Fig. 1. The seismic hazard curve for the 4 port cities selected in this study was taken from the website of the European Facility for Earthquake Risk and Hazard (EFEHR – www.hazard.efehr.org). The two horizontal lines correspond to the return periods of 475 and 2475 years.

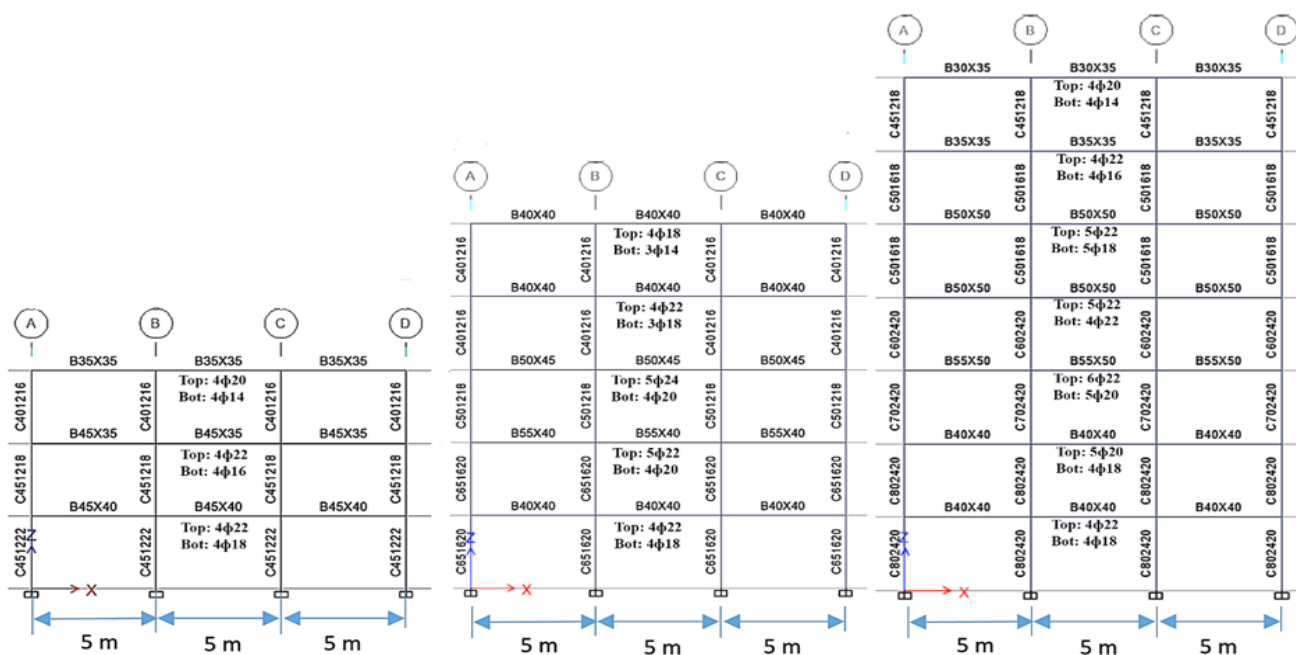
## ۵- تاثیر خوردگی پایه-کلرایدی آرماتورهای طولی بر روی مشخصات مصالح

### ۵-۱- تعیین زمان آستانه خوردگی

سازه‌های بتن‌آرمه در منطقه خلیج فارس عمدتاً به دلیل خوردگی پایه-کلرایدی میلگردهای مدفون در بتن به طور فزاینده‌ای تحت آسیب قرار دارند. میانگین دمای بالای ۳۰ درجه و رطوبت نسبی حدود ۷۰ تا ۹۰ درصد، منطقه خلیج فارس را به یکی از مهاجم‌ترین محیط‌های جهان تبدیل ساخته است [۳۰]. در یک منطقه ساحلی، یون‌های کلراید موجود در آب دریا از طریق باد بر روی سطح سازه‌های RC منتقل می‌شوند. نفوذ یون‌های کلراید به دلیل تفاوت غلظت کلراید بین سطح و قسمت داخلی بتن صورت می‌پذیرد. به عنوان دلیل اصلی انتقال یون‌های کلراید، فرآیند انتشار می‌تواند توسط قانون دوم فیک نشان داده شود [۳۱]:

$$\frac{\partial C(x,t)}{\partial t} = -D_a \frac{\partial^2 C(x,t)}{\partial x^2} \quad (2)$$

مقاومت فشاری ۲۸ روزه بتن ۲۱ مگاپاسکال، مقاومت تسلیم آرماتورهای طولی خمشی ۴۰۰ مگاپاسکال و مقاومت تسلیم آرماتورهای عرضی برشی ۳۰۰ مگاپاسکال در نظر گرفته شده‌اند که همگی بر اساس مقادیر رایج در طراحی سازه‌های بتن‌آرمه در شهرهای مورد مطالعه است. هندسه مقاطع تیرها و ستون‌های قاب‌های مورد استفاده در تحلیل دینامیکی در شکل ۲ به نمایش درآمده است. برای نمایش مقطع ستون‌ها از حرف C استفاده شده است. دو رقم بعد از حرف C نشان دهنده بعد ستون برحسب سانتی‌متر، رقم سوم و چهارم نشان دهنده تعداد میلگردهای طولی و در نهایت دو رقم آخر نشان دهنده قطر میلگرد طولی برحسب میلی‌متر است (به طور مثال C۵۰۱۲۲۰ نشان دهنده مقطع مربعی یک ستون با بعد ۵۰ سانتی‌متر و دارای ۱۲ میلگرد طولی به قطر ۲۰ میلی‌متر است). برای نمایش مقطع تیرها از حرف B استفاده شده است. اعداد بعد از حرف B نشان دهنده ابعاد مقطع تیر برحسب سانتی‌متر است (به طور مثال B۴۰X۵۰ نشان دهنده مقطع مستطیلی یک تیر با عرض ۵۰ سانتی‌متر و ارتفاع ۵۰ سانتی‌متر است). آرماتورهای طولی خمشی طراحی شده برای بالا و پایین مقطع تیرها در هر طبقه در زیر تیرهای آن طبقه نمایش داده شده است (شکل ۲). مقادیر استاندارد و متداول اجرایی برای قطر میلگردهای تقویتی استفاده شده است: ۱۴، ۱۶، ۱۸، ۲۰، ۲۲ و ۲۴ میلی‌متر.



شکل ۲. هندسه مقاطع تیرها و ستون‌های قاب‌های متقارن انتخاب شده برای تحلیل دینامیکی در سه ارتفاع ۳، ۵ و ۷ طبقه (ارتفاع طبقات همگی ۳/۲ متر می‌باشد) [۱۰]

Fig. 2. The geometry of the sections of beams and columns of symmetrical frames selected for dynamic analysis in three heights of 3, 5 and 7 story (the height of all story is 3.2 meters) [10]

پارامترهای موثر خوردگی متناسب با شرایط محیطی خلیج فارس جهت استفاده در این مقاله مطابق جدول ۱ پیشنهاد شده است [۳۳ و ۳۴]. نتایج بسیاری از تحقیقات نشان می‌دهد که نرخ خوردگی میلگردهای تقویتی در قطعات RC که در معرض حمله یون‌های کلراید قرار دارند، با گذشت زمان کاهش می‌یابد [۳۶ و ۳۵]. در مقاله آقای لی و همکارانش، نرخ خوردگی میلگردهای تقویتی بر اساس یک مدل تجربی تراکم جریان خوردگی متغیر-زمان فرموله شد، و عدم اطمینان‌های مربوط به سازه، مصالح و فرآیند خوردگی برای مطالعه شکنندگی لرزه‌ای در طول عمر پل‌های RC خورده شده، در نظر گرفته شد [۱۳]. در این مطالعه نیز بر اساس پارامتر خوردگی آورده شده در جدول ۱ و استفاده از رابطه ۳ زمان آستانه (شروع خوردگی را به کمک روش شبیه‌سازی مونت کارلو و ایجاد اعداد تصادفی به دست آورده شده که خلاصه نتایج آن در شکل ۳ به نمایش در آمده است. همانطور که داده شده است، مقدار میانگین و انحراف استاندارد تقریباً بدون تغییر می‌شود زمانی که اندازه نمونه به ۵۰۰۰۰ می‌رسد که نشان می‌دهد که شبیه‌سازی همگرا شده است.

جایی که  $C(x,t)$  غلظت کلرید در سال  $t$  و در عمق  $x$  از سطح پوشش بتن و  $D_a$  ضریب انتشار یون‌های کلرید هستند. مگگی<sup>۱</sup> نشان داد که غلظت کلرید روی سطوح پوشش بتن با زمان برای سازه‌های RC ساحلی ثابت است [۳۲]. با این فرض، زمان شروع خوردگی میلگردهای تقویتی در اجزاء RC می‌تواند به این صورت بیان شود:

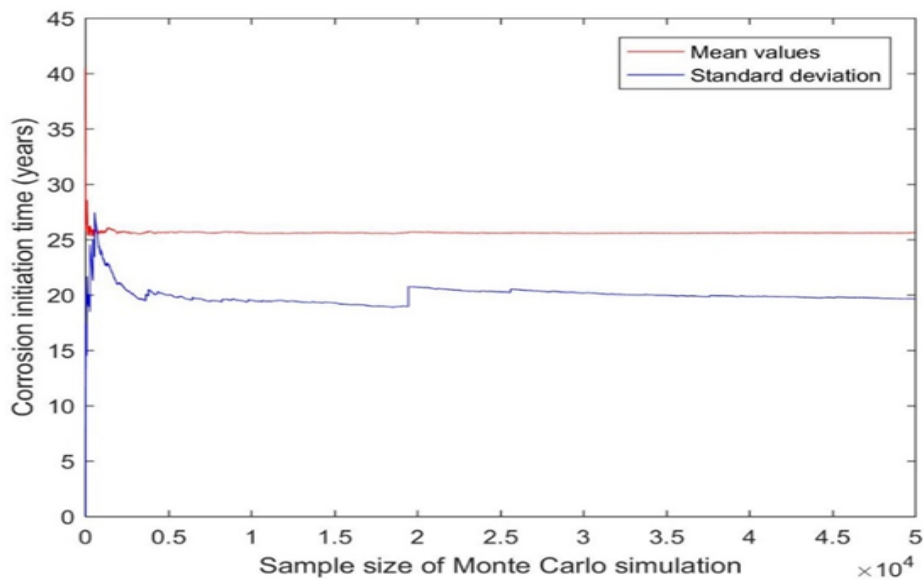
$$T_i = \frac{d_c^2}{4D_a} \left[ \operatorname{erf}^{-1} \left( \frac{C_s - C_{cr}}{C_s} \right) \right]^{-2} \quad (3)$$

که در آن  $d_c$  عمق پوشش بتن است؛  $C_s$  نشان دهنده غلظت کلراید روی سطح پوشش و  $C_{cr}$  نشان دهنده غلظت کلراید بحرانی که با رسیدن به این مقدار خوردگی آرماتورهای فولادی آغاز می‌شود. بر اساس اطلاعات گرفته شده از مقاله‌های آقای رضائیان پور و همکارانش و آقای قانونی بقا و همکارانش، مقادیر و توزیع‌های احتمالاتی

جدول ۱. مقادیر و توزیع‌های احتمالاتی پارامترهای موثر خوردگی متناسب با شرایط محیطی خلیج فارس [۳۳ و ۳۴]

**Table 1. Probable values and distributions of effective corrosion parameters according to the environmental conditions of the Persian Gulf [33-34]**

پارامتر	توزیع	مقدار میانگین	ضریب تغییرات
نسبت آب به سیمان (W/C)	مثالی	۰/۵	بین ۰/۴۵ تا ۰/۵۵
ضریب انتشار یون کلراید ( $D_a$ ) ( $\text{mm}^2/\text{year}$ )	لوگ نرمال	۳۸/۹۳	۰/۲
غلظت سطحی یون کلراید ( $C_{sa}$ ) ( $\text{kg}/\text{m}^3$ )	لوگ نرمال	۴/۳۵	۰/۳
عمق پوشش بتن روی میلگردها ( $d_c$ ) (mm)	نرمال	۵۰	۰/۲
غلظت بحرانی یون کلراید در آستانه خوردگی ( $C_{cr}$ )	یکنواخت	۰/۹	بین ۰/۶ تا ۱/۲



شکل ۳. آزمون همگرایی زمان شروع خوردگی میلگردهای تقویتی

**Fig. 3. Convergence test of corrosion initiation time for reinforcing bars**

وابسته به زمان میلگردهای تقویتی برای اجزای RC تحت خوردگی ناشی از کلراید توسعه دادند [۳۷] یعنی:

$$i_{corr}(t_i) = 0.85i_{corr}.0t_i^{-0.29} \quad (4)$$

۵-۲- تاثیر خوردگی بر روی تنش تسلیم و قطر آرماتورهای طولی در مرحله خوردگی میلگردهای تقویتی، محصول زنگ زدگی (هیدروکسید آهن غیرمحلول) به سطح میلگردهای تقویتی چسبیده و به صورت یک لایحه خودجوش محافظ عمل نموده و نرخ خوردگی را کاهش می‌دهد. وو و استوارت<sup>۱</sup> یک معادله تجربی برای دانسیته جریان خوردگی

1 Vu & Stewart

$$x_{corr} = 0.0116i_{corr}t_i \quad (9)$$

در این مطالعه مانند کار لی و همکارانش، خوردگی در طول میلگردهای تقویتی یکنواخت و ویژگی وابسته به زمان چگالی جریان خوردگی در نظر گرفته می‌شود. مدل تجربی معادله ۴ در معادله ۹ جایگذاری می‌شود و سپس ادغام در حوزه زمان انجام می‌شود. درصد وابسته به زمان جرم خورده شده نسبت به جرم اولیه میلگردهای تقویتی به صورت زیر به دست می‌آید [۱۳]:

$$Q_{corr}(t_i) = \frac{2.10(1-w/c)^{-1.64}}{d_c d_{s0}} t_i^{0.71} - \frac{1.10(1-w/c)^{-3.28}}{d_c^2 d_{s0}^2} t_i^{1.42} \quad (10)$$

بدیهی است با ترکیب معادله ۱۰ با معادله‌های ۶ و ۷، قطر و مقاومت تسلیم میلگردهای تقویتی در مراحل زمانی مشخص را بر اساس دانسیته جریان خوردگی وابسته به زمان می‌توان به دست آورد. با استفاده از پارامترهای آورده شده در جدول ۱ و به کار گرفتن روش شبیه‌سازی مونت کارلو و تولید اعداد تصادفی مقادیر میانگین تنش تسلیم و قطر میلگردها در بازه‌های زمانی مختلف تعیین می‌گردد. شکل ۴ نمودارهای کاهش تنش مقاومت تسلیم کاهش قطر میلگرد را به تفکیک قطر میلگردها به صورت تابعی از زمان نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که با توجه به عدم اطمینان بزرگ زمان آغاز خوردگی میلگردهای تقویتی (COV = ۰/۵۶۳) شاهد تغییرات بزرگ در محاسبه  $Q_{corr}(t_i)$  خواهیم بود. همچنین قابل ذکر است که نتایج هم می‌تواند بر اساس زمانی که سازه بهره‌برداری خود را آغاز می‌کند، شروع شود، و هم از زمان آغاز خوردگی میلگردهای تقویتی ( $t_i$ ).

#### ۵-۳- تاثیر خوردگی بر روی ضریب محصور شدگی بتن هسته

بر اساس مدل اصلاح شده کنت و پارک [۴۰]، برای اعمال اثر محصور شدگی، مقاومت فشاری بتن هسته با استفاده از ضریب  $K_c$  افزایش داده می‌شود. این ضریب به کمک رابطه زیر تعیین می‌شود:

$$K_c = 1 + \frac{\rho_s \sigma_{yh}}{\sigma_c} \quad (11)$$

$$i_{corr.0} = \frac{37.8(1-w/c)^{-1.64}}{d_c} (\mu A / cm^2) \quad (5)$$

که در آن  $t_i$  نشان دهنده زمان پس از شروع خوردگی؛  $i_{corr.0}$  چگالی جریان خوردگی در زمان آغاز خوردگی،  $w/c$  نسبت آب به سیمان و  $d_c$  عمق پوشش بتن هستند.

قطرها و خواص مکانیکی میلگردهای تقویتی با ادامه خوردگی ناشی از کلراید تغییر می‌یابد. بر اساس نتایج تجربی، دو و همکارانش<sup>۱</sup>، مدل قطر و مقاومت تسلیم وابسته به زمان برای میلگردهای تقویتی قطعات RC که در اثر خوردگی ناشی از کلر دچار آسیب شده‌اند، ارائه دادند [۳۸]:

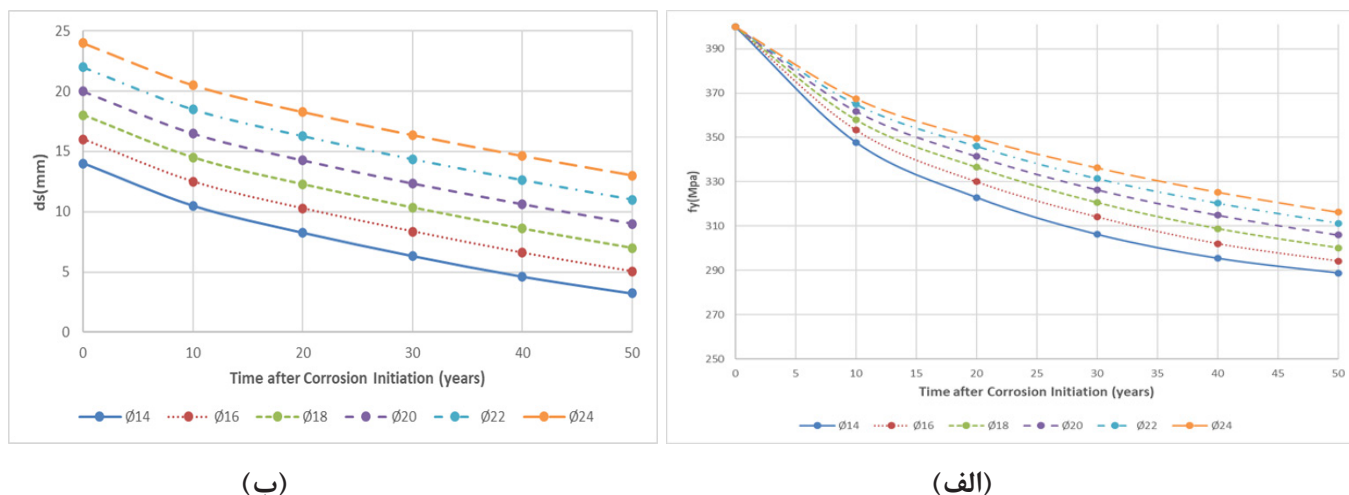
$$d_s(t_i) = \sqrt{1 - Q_{corr}(t_i)} d_{s0} \quad (6)$$

$$f_y(t_i) = (1 - \beta_y Q_{corr}(t_i)) f_{y0} \quad (7)$$

جایی که  $ds(t_i)$  و  $fy(t_i)$  به ترتیب قطر و مقاومت تسلیم میلگردهای تقویتی در زمان پس از شروع خوردگی؛  $ds_0$  و  $fy_0$  به ترتیب، قطر و مقاومت تسلیم اولیه میلگردهای تقویتی هستند.  $\beta_y$  فاکتور کاهش مقاومت است، مقدار  $\beta_y$  در محدوده ۰/۱۶ تا ۰/۴۵ برای میلگردها آجدار است که در مطالعات پیشنهاد شده است [۳۸ و ۳۹] و مقدار منطقی ۰/۳ در این پروژه اتخاذ شده است.  $Q_{corr}(t_i)$  درصد جرم خورد شده نسبت به جرم اولیه میلگردهای تقویتی است که می‌تواند به صورت زیر بیان شود:

$$Q_{corr}(t_i) = \frac{4x_{corr}(t_i)}{d_{s0}} \left( 1 - \frac{x_{corr}(t_i)}{d_{s0}} \right) \quad (8)$$

جایی که  $x_{corr}$  عمق خوردگی میلگردهای تقویتی است. هنگامی که دانسیته جریان خوردگی به عنوان یک ثابت در نظر گرفته می‌شود،  $x_{corr}$  می‌تواند به صورت بیان شود:



شکل ۴. منحنی کاهش تنش مقاومت تسلیم (الف) و کاهش قطر (ب) میلگرد به تفکیک قطر میلگردها به صورت تابعی از زمان پس از آغاز خوردگی

Fig. 4. The curve of reduction in yield strength (a) and diameter reduction (b) of the rebar by the diameter of the rebar as a function of the time after the initiation of corrosion

مقادیر آورده شده در جدول ۱ و روابط ۱۰، ۱۱، ۱۲ و ۱۳ و با فرض مقادیر اولیه ۲۱ MPa، ۳۰۰ MPa و ۰/۰۱۴ به ترتیب برای  $\sigma_c$ ،  $\sigma_{yh}$  و  $\rho_s$  (به ازای این مقادیر  $K_e$  برابر با ۱/۲ در حالت بدون خوردگی به دست می‌آید) مقدار  $K_e$  با گذشت زمان با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و تولید اعداد تصادفی، اصلاح می‌شود. شکل ۵ نحوه تغییرات  $K_e$  با گذشت زمان برای سه دورگیر مستطیلی با قطرهای ۸، ۱۰ و ۱۲ میلی‌متر نشان می‌دهد.

۵-۴- تاثیر خوردگی بر لغزش میلگردهای طولی در محل اتصالات در این مقاله برای شبیه‌سازی لغزش میلگردهای طولی، یک المان با مقطع طول-صفر در محل اتصالات تیرها و ستون‌ها و در پایه ستون‌ها در نظر گرفته شده است. برای تعیین سختی فنرهای تعریف شده در مقطع طول-صفر از دستورالعمل‌های راهنمای تحلیل غیرخطی سازه برای طراحی ساختمان‌ها، بخش مربوط به قاب‌های خمشی بتن‌آرمه (NIST GCR 17-46v3-917) استفاده شده است [۴۳]. در این دستورالعمل سختی فنرها (KSE) از رابطه زیر به دست می‌آید:

$$K_{SE} = \frac{M_y}{\theta_{BS}} \quad (14)$$

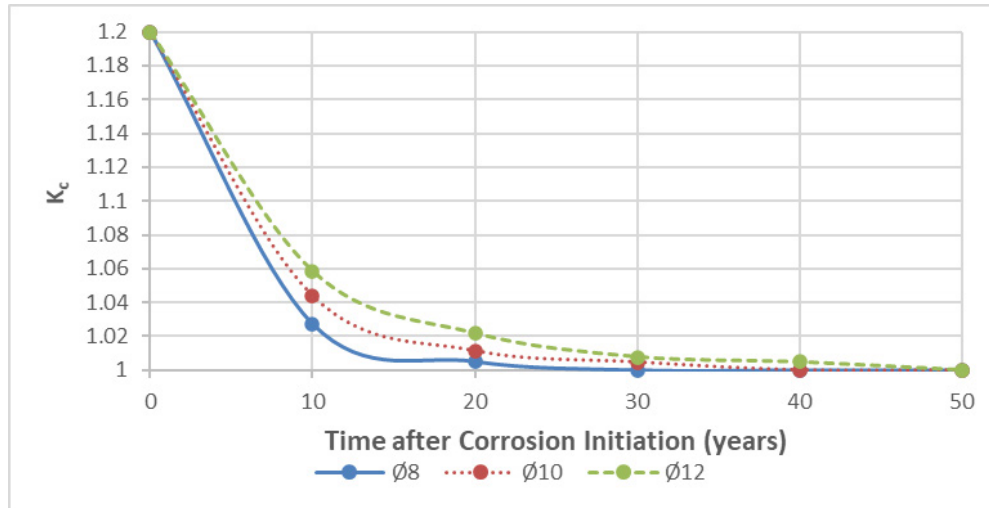
در این رابطه  $\sigma_c$  مقاومت فشاری بتن پوششی،  $y_{h\sigma}$  مقاومت تسلیم خاموت فولادی،  $\rho_s$  نسبت حجمی خاموت‌های فولادی مستطیلی به حجم بتن هسته می‌باشد که نسبت به لبه خارجی خاموت‌های محیطی اندازه‌گیری می‌شود. مطالعات پارامتری انجام شده توسط پاق و همکارانش<sup>۱</sup> و سلامی نشان می‌دهد که رابطه فوق برای مقاطع عرضی مربعی و مستطیلی شکل عملکرد مطلوبی دارد [۴۲ و ۴۱]. هنگامی که خوردگی آرماتورهای دورگیر آغاز می‌شود مقاومت تسلیم، سطح مقطع عرضی و کرنش شکست دورگیرها با گذشت زمان کاهش می‌یابد. لذا به جهت اعمال اثرات خوردگی،  $\rho_s$  و  $y_{h\sigma}$  با  $\rho_s(t)$  و  $\sigma_{yh}(t)$  جایگزین می‌شوند که به ترتیب عبارتند از:

$$\sigma_{yh}(t) = [1 - 0.5Q_{corr}(t)] \sigma_{yh} \quad (12)$$

$$\rho_s(t) = [1 - Q_{corr}(t)] \rho_s \quad (13)$$

که در این روابط  $\rho_s(t)$ ،  $\sigma_{yh}(t)$  و  $Q_{corr}(t)$  به ترتیب مقاومت تسلیم، نسبت حجمی دورگیرهای فولادی مستطیلی و نسبت وابسته به زمان افت جرم دورگیرهای خورده شده در زمان  $t$  پس از آغاز خوردگی است. با توجه به





شکل ۵. نمودار کاهش ضریب محصور شدگی بتن هسته ( $K_c$ ) به تفکیک قطر میلگردها به صورت تابعی از زمان پس از آغاز خوردگی

Fig. 5. The graph of reduction of core concrete confinement coefficient ( $K_c$ ) according to the diameter of rebars as a function of time after the initiation of corrosion

$$l_{sp} = \frac{1}{3.2} \times \frac{f_y}{\sqrt{\sigma_c}} d_s \quad (17)$$

که در این رابطه  $d_s$  قطر میلگردهای طولی،  $f_y$  مقاومت تسلیم فولاد کششی و  $\sigma_c$  مقاومت فشاری بتن می‌باشد. به جهت اعمال اثرات خوردگی،  $d_s$  و  $f_y$  با  $d_s(t_i)$  و  $f_y(t_i)$  جایگزین می‌شوند که با استفاده از روابط ۷ و ۸ تعیین می‌گردند. با توجه به مقادیر آورده شده در جدول ۱ و روابط ۱۴، ۱۵، ۱۶ و ۱۷ و با فرض مقادیر اولیه ۲۱ MPa و ۰/۰۰۲ به ترتیب برای  $\sigma_c$  و  $\varepsilon_y$  مقدار  $K_{SE}$  با گذشت زمان با استفاده از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و تولید اعداد تصادفی، برای مقاطع مختلف تعیین می‌گردد. شکل ۶ نحوه تغییرات  $K_{SE}$  با گذشت زمان برای سه مقطع (۲۲ φ ۱۶) C50X50، B40X40 (۴φ۱۸:Bot; ۵φ۲۰:Top) و B35X35 (Bot ۴φ۱۶; ۴φ۲۲:Top) به عنوان نمونه نشان می‌دهد.

## ۶- استخراج منحنی‌های شکندگی قاب‌های بتن آرمه مورد مطالعه

در دهه‌های اخیر، روش المانی فایبر توسعه یافته و به طور گسترده در تحلیل غیرخطی سازه‌های RC تحت بارگذاری لرزه‌ای مورد استفاده قرار

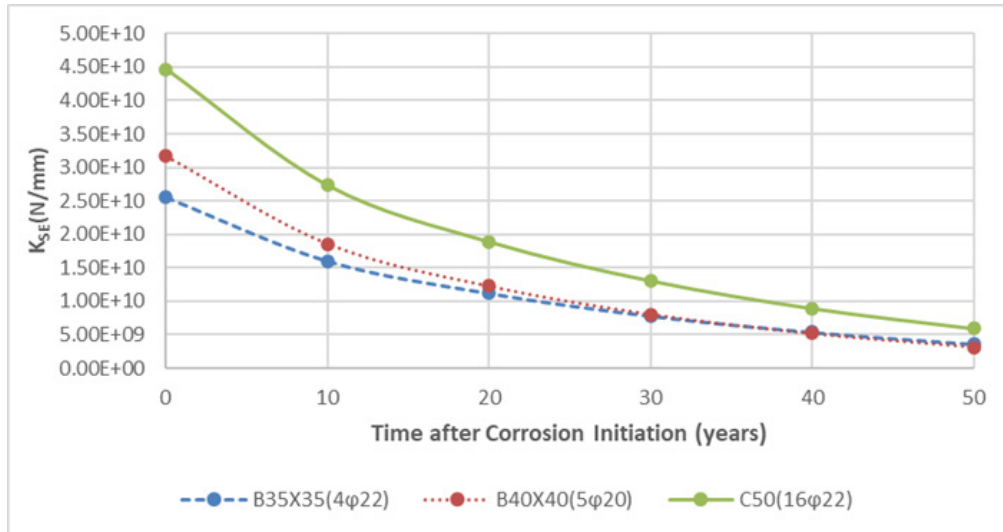
که در این رابطه  $M_y$  گشتاور تسلیم و  $\theta_{BS}$  دوران فنر به دلیل لغزش میلگردها در محل اتصال می‌باشد.  $\theta_{BS}$  که حول محور خنثی اتفاق می‌افتد از می‌تواند زیر تعیین می‌شود:

$$\theta_{BS} = \frac{S_y}{C_c} \quad (15)$$

ه در این رابطه  $S_y$  مقدار لغزش میلگردهای طولی هنگام تسلیم شدن در محل اتصال و  $C_c$  فاصله محور خنثی تا مرکز فولاد کششی است. در این رابطه  $S_y$  از رابطه زیر تعیین می‌شود [۴۴]:

$$S_y = \frac{l_{sp} \varepsilon_y}{2} \quad (16)$$

که در این رابطه  $l_{sp}$  عمق نفوذ موثر کرنش در هنگام تسلیم میلگردها و  $\varepsilon_y$  کرنش تسلیم میلگردهای طولی است.  $l_{sp}$  از رابطه زیر تعیین می‌شود [۴۵]:



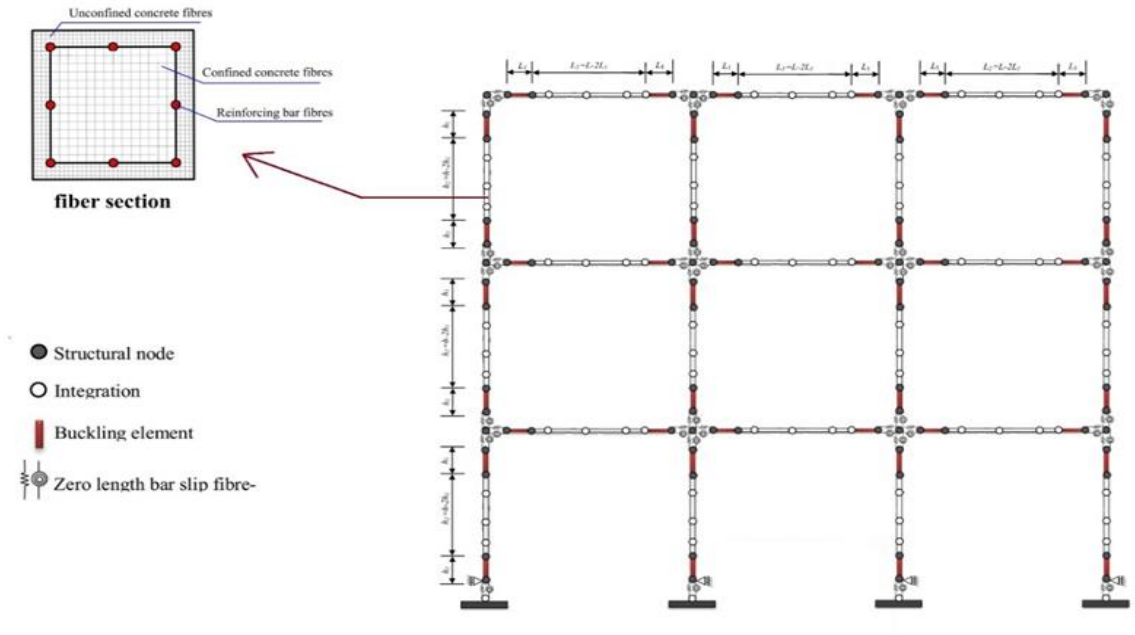
شکل ۶. نمودار کاهش سختی فنرهای مدل شده (KSE) در محل اتصالات برای شبیه‌سازی لغزش میلگردهای طولی به صورت تابعی از زمان پس از آغاز خوردگی

Fig. 6. Diagram of reduction of stiffness of modeled springs (KSE) at joints for simulating bond-slipping of longitudinal bars as a function of time after the initiation of corrosion

این تکنیک مدل‌سازی که قبلاً توسط این تیم پژوهشی در بررسی سازه‌ها در حالت بدون خوردگی استفاده شده بود برای قاب سه طبقه RC مورد مطالعه در شکل ۷ نشان داده شده است [۲۱]. همانطور که در این شکل نشان داده شده است هر ستون و تیر از سه المان غیرخطی فایبر تیر-ستون مبتنی بر نیرو تشکیل شده است. تعداد نقاط انتگرال‌گیری در طول یک المان نیرو-پایه معمولاً بین سه تا شش مقطع متغیر است [۴۹]. در این پژوهش به مانند مطالعه بری و ابرهارد، المان‌های مرکزی دارای ۵ نقطه انتگرال‌گیری است [۵۰]. همانطور که در شکل ۷ نشان داده شده است، یک مقطع فایبر به هر نقطه انتگرال‌گیری اختصاص داده می‌شود. هر مقطع فایبر به فایبرهای بتن محصور شده، فایبرهای بتن غیرمحصور و فایبرهای فولاد تقویت کننده تقسیم می‌شود. برای آشنایی بیشتر از جزئیات این مدل‌ها و مشخصات مصالح مصرفی مطالعه مقاله پیشین این تیم پژوهش برای حالت بدون خوردگی حتماً توصیه می‌شود [۱۰]. جهت صحت‌سنجی، یک نمونه مدل آزمایشگاهی سازه دو طبقه قاب خمشی بتنی با مدل نرم‌افزاری آن که تحت الگوی بارگذاری جانبی مثلثی قرار گرفته است، مقایسه می‌شود [۵۱]. در شکل ۸، مدل مورد نظر و منحنی پوش‌آور نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی آورده شده است.

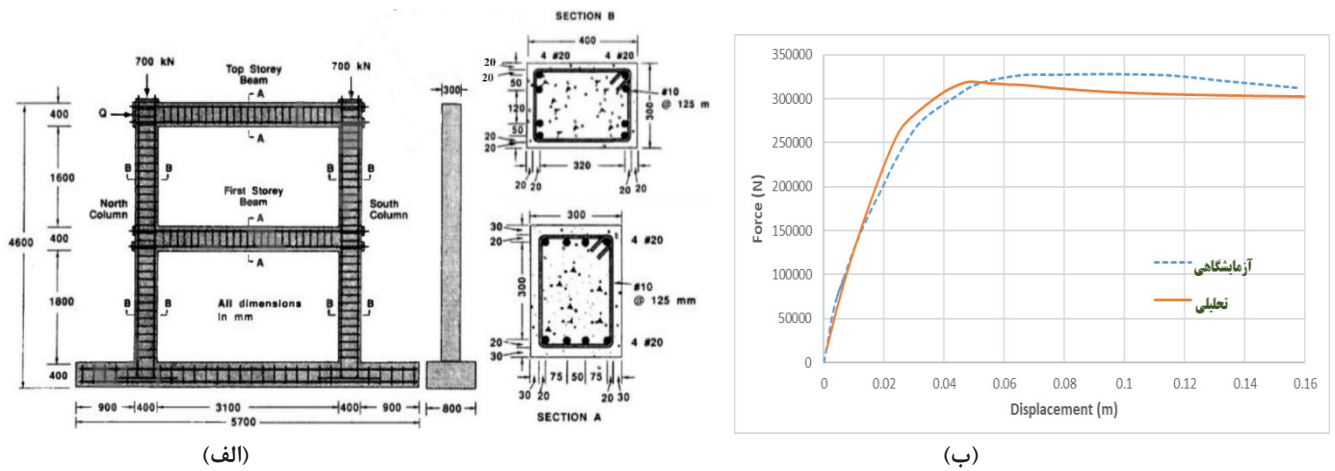
گرفته است. در این روش، با استفاده المان‌های تیر-ستون غیرخطی فایبر، و از طریق تقسیم هر المان با تعریف چندین نقطه انتگرال‌گیری در طول المان، قابلیت رفتار پلاستیک در طول آن المان توزیع می‌شود. همچنین در این روش، سطح مقطع عرضی هر المان در نقاط انتگرال‌گیری به چندین فایبر تقسیم می‌شود [۴۶].

در این مقاله از تکنیک مدل‌سازی با استفاده از المان‌های غیرخطی تیر-ستون فایبر ارائه شده در راهنمای تحلیل سازه غیرخطی برای طراحی ساختمان‌ها، بخش مربوط به قاب‌های خمشی بتن‌آرمه (NIST GCR ۱۷-۹۱۷-۴۶۷۳) برای مدل‌سازی قاب‌های مورد مطالعه، استفاده شده است. این تکنیک مدل‌سازی توسط افسر دیزج و همکارانش (۲۰۱۸) برای ارزیابی ظرفیت وابسته به زمان ستون‌های RC مستطیل شکل مورد استفاده قرار گرفت و تطابق خوب این روش مدل‌سازی با نتایج آزمایشگاهی نشان داده شد [۴۷]. همچنین بعدها از همین روش مدل‌سازی مجدداً توسط افسر دیزج و همکارانش (۲۰۱۸) برای تحلیل احتمالاتی آسیب‌پذیری لرزه‌ای قاب‌های بتن مسلح در معرض خوردگی، استفاده گردید [۱۶-۱۸]. در این مطالعه، از پلت فرم OpenSees برای مدل‌سازی اجزا محدود قاب‌های مورد مطالعه استفاده شده است [۴۸].



شکل ۷. مدل المان محدود غیرخطی پیشنهاد شده برای قاب‌های RC مورد مطالعه در حالت سه طبقه [۱۰]

Fig. 7. The proposed non-linear finite element model for RC frames studied in three-story mode [10]



شکل ۸. مدل آزمایشگاهی (الف) و منحنی پوش آور (ب) نتایج حاصل از نرم‌افزار و نتایج آزمایشگاهی [۵۱]

Fig. 8. The laboratory model (a) and the pushover curve (b) related to the results of the software and the laboratory results [51]

را با گذشت زمان از آغاز خوردگی نشان می‌دهد. همانگونه که مشاهده می‌شود با گذشت زمان از آغاز خوردگی میلگردهای فولادی مدفون در بتن، مقدار میانگین شتاب فروریزش قاب‌های مدل شده کاهش یافته در حالی که انحراف معیار لگاریتمی میانگین منحنی‌های شکنندگی آن‌ها افزایش می‌یابد که به دلیل افت عملکرد سازه با گذشت زمان، قابل انتظار بود. در نظر گرفتن این کاهش شتاب میانگین فروریزش و افزایش انحراف معیار لگاریتمی منحنی شکنندگی برای سازه‌های بتن‌آرمه در معرض خوردگی می‌تواند بسیار حائز اهمیت باشد که در این مقاله سعی شده در ارزیابی ریسک-محور لرزه‌ای این گونه سازه‌ها مدنظر قرار گیرد که در ادامه به آن پرداخته می‌شود.

#### ۷- تاثیر خوردگی بر احتمال شکنندگی سالانه مدل‌ها ( $P_{c/gm}$ )

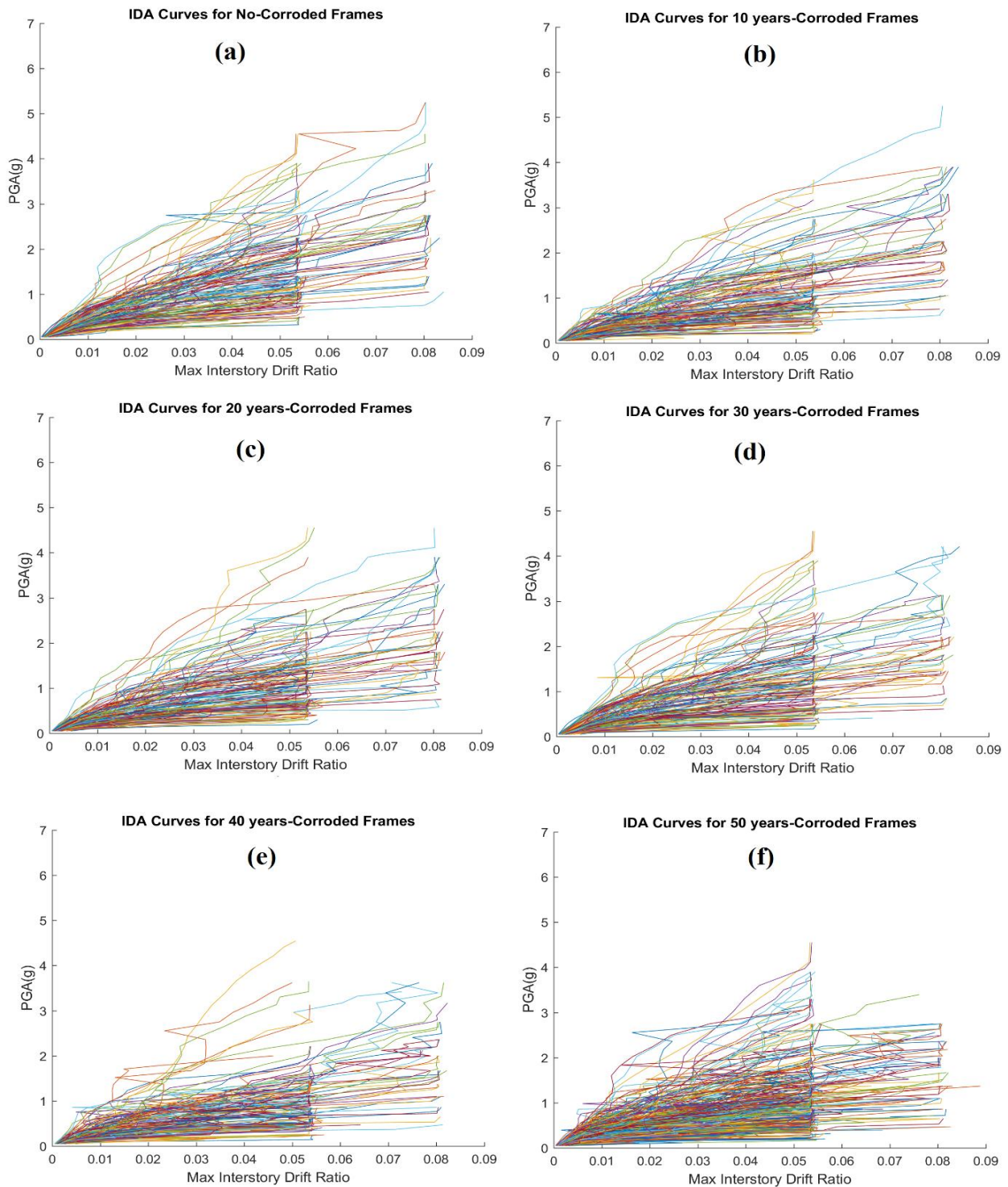
در ادامه احتمال خرابی سالانه در شتاب مبنای طراحی آیین‌نامه ( $P_{c/gm}$ ) برای سازه‌های مدل شده را که در معرض خوردگی قرار گرفته‌اند را با گذشت زمان به تفکیک شهرهای مورد مطالعه با استفاده از انتگرال ریسک لرزه‌ای (رابطه ۱) و با استفاده از منحنی‌های خطر لرزه‌ای استخراج شده از وب سایت تسهیلات اروپایی برای ریسک و خطر زمین لرزه ([www.efehr.org](http://www.efehr.org)) - (بخش ۳ این مقاله) محاسبه شده است. احتمال خرابی سالانه در شتاب مبنای طراحی آیین‌نامه ( $P_{c/gm}$ ) برای سازه‌های مورد مطالعه با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی به تفکیک شهرها در جدول ۲ آمده است. همچنین در جدول ۲، مقادیر میانگین احتمال خرابی مربوط به ۳ سازه مدل شده با تعداد طبقات مختلف (که در بخش ۴ به تفصیل معرفی گردیدند) آورده شده است و در شکل ۱۲ به نمایش درآمده است.

همانطور که انتظار می‌رفت با گذشت پس از آغاز خوردگی زمان احتمال شکنندگی سازه‌ها به شدت افزایش می‌یابد. جهت ارزیابی بهتر، در یک مقایسه دیگر درصد افزایش میانگین احتمال خرابی سالانه مدل‌ها را نسبت به مدل‌های بدون خوردگی به دست آورده شده و به صورت نمودار میله‌ای در شکل ۱۳ نمایش داده شده است. همانگونه که مشاهده می‌شود این افزایش احتمال افزایش فروریزش سازه ۱۰ سال پس از شروع خوردگی میلگردهای فولادی برای شهرهای مورد مطالعه بین ۶۰٪ تا ۷۵٪ متغیر بوده است. در صورتی که این درصد افزایش احتمال فروریزش پس از ۵۰ سال از شروع خوردگی آرماتورهای فولادی به مقادیر ۵۱٪ تا ۶۳٪ می‌رسد که مقادیر قابل توجه‌ای هستند. کمترین درصد افزایش احتمال شکنندگی مربوط به شهر بندری بوشهر و بیشترین افزایش مربوط به شهر بندری بندرعباس می‌باشد.

در این مطالعه به دلیل کمبود جمعیت کافی جنبش‌های زمین ثبت شده در ایران، از مجموعه ۴۴ جنبش زمین (۲۲ جفت) حوزه-دور ارائه شده در FEMA P۶۹۵ برای استفاده در آنالیزهای دینامیکی غیرخطی به کار گرفته می‌شود [۵۲]. این مجموعه شامل انواع رکوردها با شتاب بیشینه زمین از  $0.21 g$  تا  $0.82 g$  و سرعت بیشینه زمین از  $19 cm/sec$  تا  $115 sec$  و انواع مختلف خاک، شامل سایت‌های نوع D و نوع C می‌باشد. سپس با ایجاد رابطه بین حداکثر دریافت طبقات و اندازه شدت (در اینجا، PGA) در نهایت پارامترهای تابع شکنندگی با فرض توزیع‌های لوگ نرمال برای آن‌ها، به دست می‌آیند. تاثیر خوردگی بر مشخصات مصالح (مطابق بخش ۵) در بازه‌های زمانی ۱۰ ساله پس از آغاز خوردگی بر مدل‌ها اعمال می‌شود و سپس تحلیل IDA انجام می‌شود. برای توصیف وضعیت آسیب در پایان شبیه‌سازی‌های دینامیکی، از سه معیار استفاده شده است. هر کدام زودتر اتفاق افتد به عنوان معیار تعیین کننده لحاظ شده است. این سه معیار عبارتند از: (۱) رسیدن به حداکثر دریافت بین طبقات که بر اساس دستورالعمل HAZUS-MH MR۵ برای قاب‌های خمشی کوتاه مرتبه و متوسط مرتبه به ترتیب  $0.08$  و  $0.533$  در حالت فروریزش (آسیب کامل) تعریف شده است [۵۳]. (۲) کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه نمودار یا شیب الاستیک نمودار IDA (۳) عدم همگرایی در آنالیز یا به تعبیری ناپایداری دینامیکی. شکل ۹ منحنی‌های IDA به دست آمده به صورت یک جا برای هر ۳ قاب مورد مطالعه در حالت بدون خوردگی و در بازه‌های زمانی ۱۰ ساله پس از آغاز خوردگی را نشان می‌دهد.

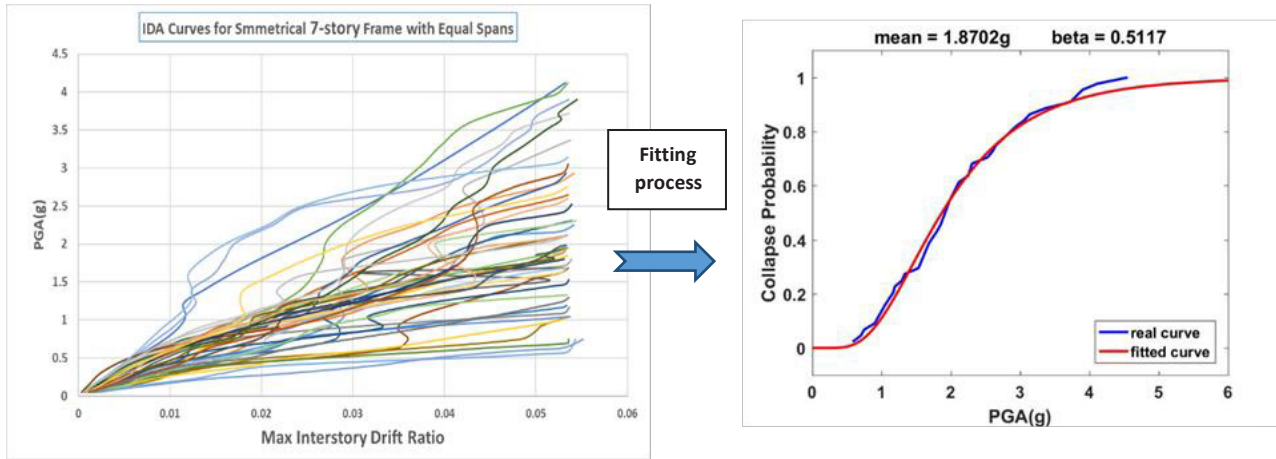
پس از تعیین شتاب بیشینه زمین تامین کننده یکی از معیارهای فروریزش فوق برای هر رکورد زلزله، درصد فروریزش سازه را در ازای هر کدام از شتاب‌های مذکور از کوچک به بزرگ مرتب می‌شود. سپس با توجه به تبعیت منحنی‌های شکنندگی از توزیع تجمعی لوگ نرمال، از برازش منحنی تجمعی لوگ نرمال بر روی داده‌های به دست آمده از آنالیزهای IDA و قاعده حداقل‌سازی مجموع مربعات خطاها، برای به دست آوردن مقادیر میانگین و انحراف معیار استفاده شده است. شکل ۱۰ منحنی برازش شده جهت تعیین میانگین و انحراف معیار برای قاب ۷ طبقه مورد مطالعه در حالت بدون خوردگی را به عنوان نمونه نشان می‌دهد. به همین منوال برای سایر قاب‌های مورد مطالعه در این پژوهش، میانگین (mean) و انحراف معیار لگاریتمی ( $\beta$ ) مربوط به منحنی شکنندگی تعیین می‌شوند.

شکل ۱۱ مقادیر و درصد‌های کاهش مقادیر میانگین شتاب فروریزش و افزایش انحراف معیار لگاریتمی میانگین منحنی‌های شکنندگی مدل‌ها



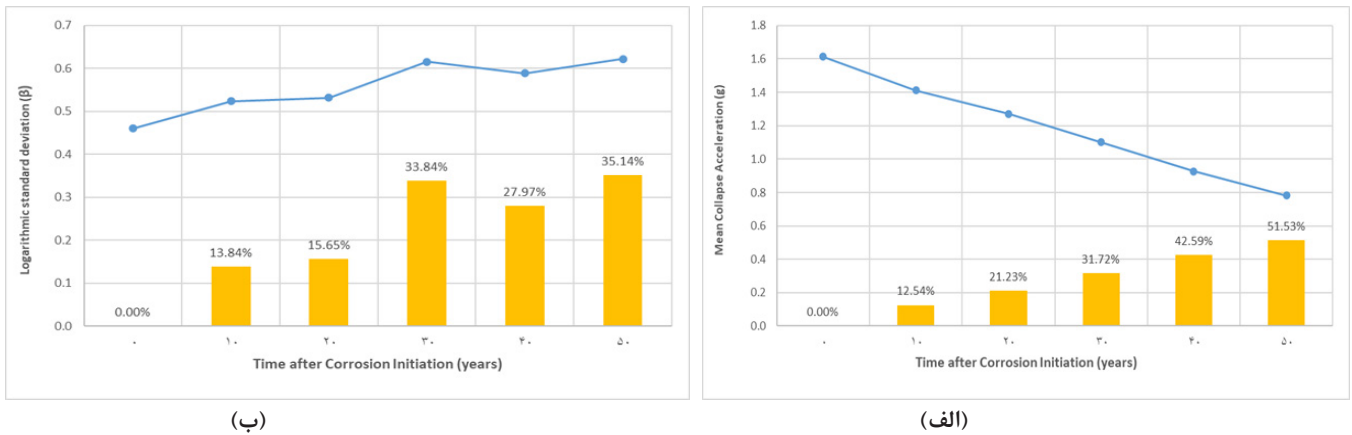
شکل ۹. منحنی‌های IDA استخراج شده برای قاب‌های مورد مطالعه در حالت (a) بدون خوردگی، (b) ۱۰ سال پس از آغاز خوردگی، (c) ۲۰ سال پس از آغاز خوردگی، (d) ۳۰ سال پس از آغاز خوردگی، (e) ۴۰ سال پس از آغاز خوردگی و (f) ۵۰ سال پس از آغاز خوردگی.

**Fig. 9. IDA curves extracted for the studied frames in (a) without corrosion, (b) 10 years after the initiation of corrosion, (c) 20 years after the initiation of corrosion, (d) 30 years after the initiation of corrosion, (e) 40 years after the initiation of corrosion and (f) 50 years after the initiation of corrosion**



شکل ۱۰. نمونه منحنی برازش شده بر روی داده‌های به دست آمده از آنالیز IDA قاب ۷ طبقه در حالت بدون خوردگی جهت تعیین میانگین (mean) و انحراف معیار لگاریتمی ( $\beta$ ) مربوط به منحنی شکنندگی

Fig. 10. The sample curve fitted on the data obtained from the IDA analysis of the 7-story frame in a non-corrosive state to determine the mean and the logarithmic standard deviation ( $\beta$ ) related to the fragility curve



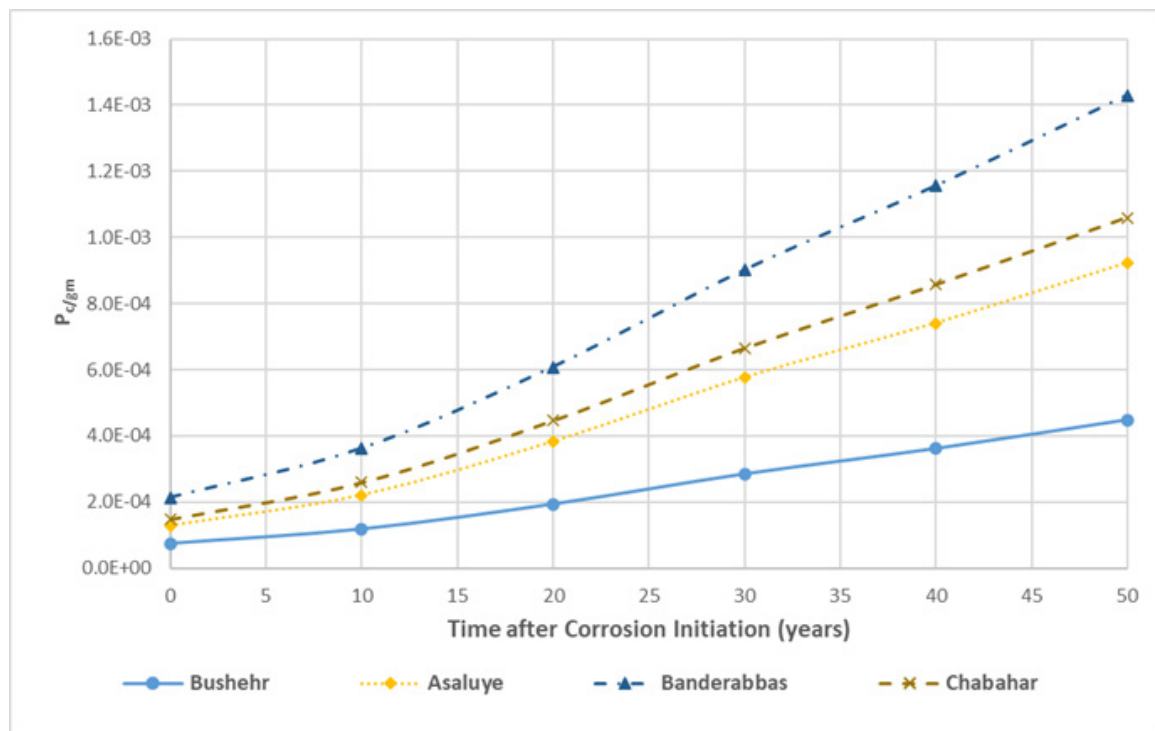
شکل ۱۱. نمودار کاهش شتاب میانگین فروریزش (الف) و افزایش انحراف معیار لگاریتمی شکنندگی (ب) با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی

Fig. 11. The graph of the decrease of the average collapse acceleration (a) and the increase of the logarithmic standard deviation of the fragility curve (b) versus time after the initiation of corrosion

جدول ۲. احتمال شکنندگی سالانه در شتاب مبنای طراحی آیین‌نامه (Pc/gm) با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی برای سازه‌های مورد مطالعه بر اساس نتایج به دست آمده به تفکیک شهرها

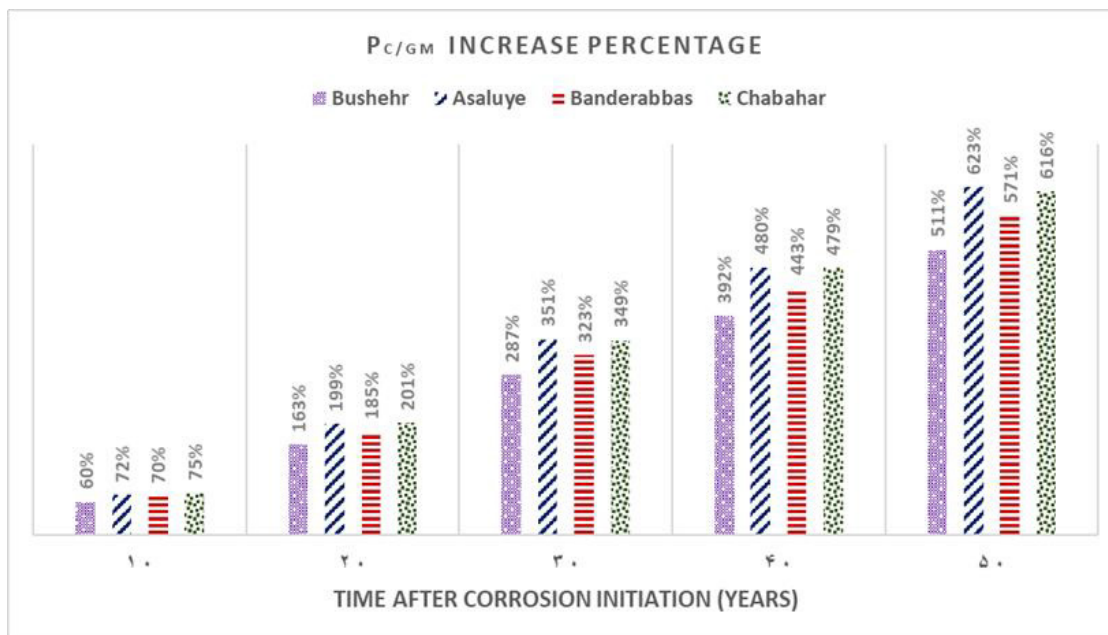
Table 2. Probability of annual collapse in acceleration based on the design of the regulations (Pc/gm) versus time after the initiation of corrosion for the studied structures based on the results obtained by different cities

Time after Corrosion Initiation	Bushehr		Asaluye		Banderabbas		Chabahar		
	Pc/gm	Average	Pc/gm	Average	Pc/gm	Average	Pc/gm	Average	
0 years	3-Story	1.90E-05		1.86E-05		3.11E-05		1.76E-05	
	5-Story	1.69E-04	7.34E-05	3.20E-04	1.28E-04	5.34E-04	2.13E-04	3.79E-04	1.48E-04
	7-Story	3.2E-05		4E-05		7.43E-05		4.70E-05	
10 years	3-Story	3.58E-05		5.13E-05		8.65E-05		5.59E-05	
	5-Story	2.70E-04	1.17E-04	5.40E-04	2.20E-04	8.84E-04	3.62E-04	6.46E-04	2.59E-04
	7-Story	4.56E-05		6.89E-05		1.16E-04		7.60E-05	
20 years	3-Story	3.54E-05		4.87E-05		8.23E-05		5.21E-05	
	5-Story	4.82E-04	1.93E-04	9.98E-04	3.82E-04	1.58E-03	6.08E-04	1.17E-03	4.46E-04
	7-Story	6.10E-05		9.93E-05		1.67E-04		1.12E-04	
30 years	3-Story	8.42E-05		1.50E-04		2.48E-04		1.74E-04	
	5-Story	6.78E-04	2.84E-04	1.42E-03	5.76E-04	2.19E-03	9.01E-04	1.63E-03	6.65E-04
	7-Story	9.00E-05		1.61E-04		2.67E-04		1.87E-04	
40 years	3-Story	1.33E-04		2.54E-04		4.12E-04		2.96E-04	
	5-Story	8.34E-04	3.61E-04	1.75E-03	7.40E-04	2.70E-03	1.16E-03	2.02E-03	8.57E-04
	7-Story	1.17E-04		2.14E-04		3.55E-04		2.50E-04	
50 years	3-Story	1.80E-04		3.49E-04		5.69E-04		4.12E-04	
	5-Story	9.29E-04	4.48E-04	1.95E-03	9.23E-04	2.97E-03	1.43E-03	2.22E-03	1.06E-03
	7-Story	2.35E-04		4.68E-04		7.48E-04		5.47E-04	



شکل ۱۲. احتمال شکنندگی سالانه میانگین سازه‌های مدل شده با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی به تفکیک شهرهای مورد مطالعه

Fig.12. The average annual collapse probability of the modeled structures versus time after the initiation of corrosion, separated by the studied cities



شکل ۱۳. درصد افزایش میانگین احتمال شکنندگی سالانه مدل‌ها با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی نسبت به مدل‌های بدون خوردگی

Fig. 13. The percentage increase of the average probability of annual collapse of versus time after the initiation of corrosion compared to models without corrosion

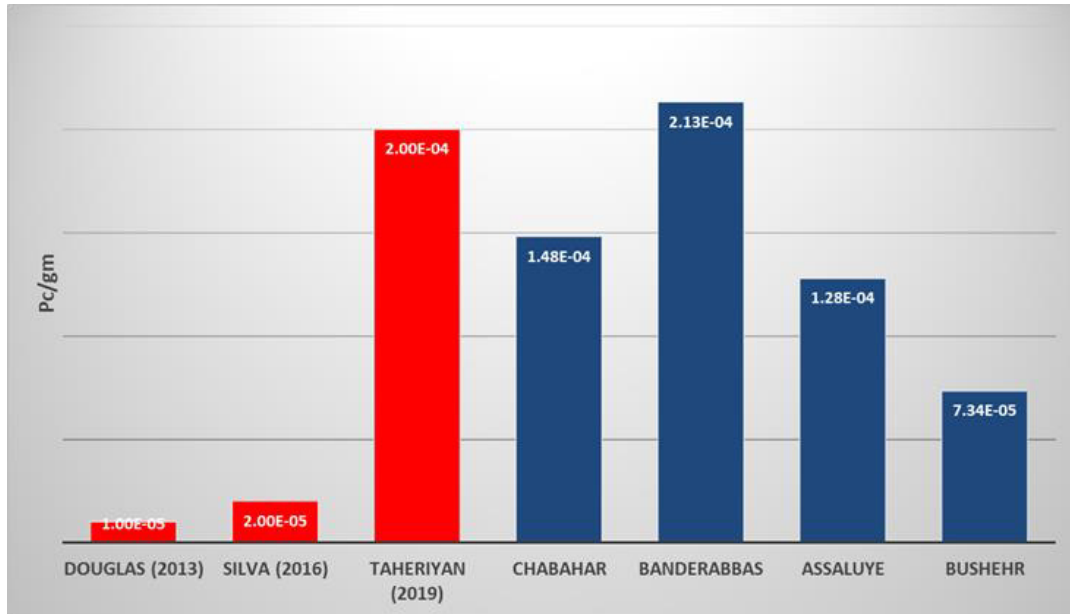
ریسک-محور سازه‌های مورد مطالعه در این مقاله، انتگرال ریسک است که تعیین آن بر مبنای تعیین ظرفیت فروریزش سازه و منحنی خطر لرزه‌ای در مکان مورد نظر قرار دارد (روابط ۱). رویکردی که در این مقاله برای تعیین منحنی‌های ظرفیت فروریزش سازه‌های مورد مطالعه استفاده گردید بر اساس نتایج به دست آمده از تحلیل دینامیکی غیرخطی بر روی حالت‌های مختلف یک قاب بتن‌آرمه خمشی با شکل‌پذیری متوسط قرار دارند که بر اساس آخرین ویرایش آیین‌نامه لرزه‌ای ایران و لحاظ نمودن واقعیت‌های اجرایی و طراحی در شهرهای مورد مطالعه، طراحی شده‌اند. آسیب‌های ناشی از خوردگی آرماتورهای طولی بر روی سازه‌های مورد مطالعه به چهار صورت کاهش قطر میلگردها، کاهش تنش تسلیم میلگردها، کاهش ضریب محصورشدگی بتن هسته و کاهش سختی فنرهای به کار رفته در المان‌های انتهایی اعضا، لحاظ شده است. برای کاهش عدم قطعیت، از روش شبیه‌سازی مونت کارلو و تولید اعداد تصادفی برای اعمال تاثیرات دقیق‌تر خوردگی بر سازه‌های مدل شده استفاده شده است. با توجه به اینکه تعداد طبقات ۳، ۵، ۷ و بازه‌های زمانی ۰، ۱۰، ۲۰، ۳۰، ۴۰ و ۵۰ ساله برای طول دوره خوردگی در این مطالعه تعریف گردیدند در مجموع ۱۸ قاب بتن‌آرمه خمشی متوسط مورد ارزیابی دینامیکی قرار گرفتند. نتایج زیر از مطالعه بر روی این قاب‌ها به دست آمد:

همان گونه که در شکل ۱۳ مشهود است  $P_c/gm$  برای سازه‌های یکسان در شهرهای مختلف متفاوت بوده و با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی به شدت افزایش می‌یابد که دلیلی محکم بر لزوم تحلیل و طراحی "ریسک-محور" سازه‌های در معرض خوردگی در مکان‌هایی نظیر شهرهای بندری حاشیه خلیج فارس در جنوب ایران است. برای ارزیابی نتایج به دست آمده، مطابق شکل ۱۴ مقادیر متوسط  $P_c/gm$  به دست آمده برای شهرهای مختلف مورد مطالعه در آن تحقیق را در حالت بدون خوردگی با مقادیر متناظر به کار رفته برای سایر رویکردهای ریسک-محور مورد استفاده در دیگر مطالعات مقایسه می‌شود. همان گونه که مشهود است نتایج به دست آمده در این مقاله با مقدار به کار گرفته شده در رویکرد مربوط به مقاله طاهریان و کلانتری که مربوط به کشور ایران است، تطابق بیشتری دارد [۳ و ۴، ۷].

## ۸- نتیجه‌گیری

در این مقاله از رویکرد ریسک-محور برای ارزیابی قاب‌های خمشی بتن‌آرمه متوسط در ۴ شهر بندری مهم جنوب کشور ایران (بوشهر، عسلویه، بندرعباس و چابهار) که در معرض آسیب‌های ناشی از خوردگی پایه کلرایدی میلگردهای طولی قرار دارند، استفاده شده است. پایه و اساس ارزیابی





شکل ۱۴. نمودار میله‌ای مقایسه مقادیر متوسط Pc/gm به دست آمده برای شهرهای مختلف مورد مطالعه در این تحقیق در حالت بدون خوردگی با مقادیر متناظر به کار رفته در سایر رویکردهای ریسک-محور [۴، ۵ و ۷].

Fig. 14. A bar chart comparing the average Pc/gm values obtained for different cities studied in this research in the non-corrosive state with the corresponding values used in other risk-based approaches [4-5,7]

در معرض خوردگی در شهرهای مورد مطالعه نشان می‌دهد با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی احتمال خرابی سالانه میانگین سازه‌ها به شدت افزایش می‌یابد (شکل ۱۲). این میانگین افزایش با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی برای شهر بندری بوشهر بین ۶۰ تا ۵۱۱ درصد، شهر بندری عسلویه بین ۷۲ تا ۶۲۳ درصد، شهر بندری بندرعباس بین ۷۰ تا ۵۷۱ درصد و برای شهر بندری چابهار بین ۷۵ تا ۶۱۶ درصد قرار داشتند (شکل ۱۳). نتایج به دست آمده نشان می‌دهد Pc/gm برای سازه‌های یکسان در شهرهای مختلف متفاوت بوده و با گذشت زمان پس از آغاز خوردگی به شدت افزایش می‌یابد که دلیلی محکم بر لزوم استفاده از فرآیند "ریسک-محور" برای آنالیز و طراحی سازه‌هایی است که در معرض خوردگی قرار دارند.

برای ارزیابی نتایج به دست آمده، مقادیر متوسط Pc/gm به دست آمده برای شهرهای مختلف مورد مطالعه در آن تحقیق را در حالت بدون خوردگی با مقادیر به کار رفته برای سایر رویکردهای ریسک-محور مورد استفاده در دیگر مطالعات مقایسه گردید. این مقایسه نشان می‌دهد نتایج به دست آمده در این مقاله با مقدار به کار گرفته شده در رویکرد مربوط به مقاله طاهریان و کلانتری که مربوط به کشور ایران است، تطابق بیشتری دارد (شکل ۱۴).

با برآزش نمودن تابع توزیع لوگ نرمال بر منحنی‌های شکنندگی استخراج شده از قاب‌های مورد مطالعه، مقدار شتاب میانگین (mean) و انحراف معیار ( $\beta$ ) منحنی‌ها استخراج گردیدند. مقادیر شتاب‌های میانگین به دست آمده بین  $0.42/g$  تا  $2/114$  و مقادیر انحراف معیارهای لوگ نرمال به دست آمده بین  $0.405$  تا  $0.69$  قرار داشتند. با گذشت زمان از شروع خوردگی، شتاب میانگین فروریزش سازه‌های مدل شده کاهش می‌یابد. این میزان کاهش بین  $12/54$  درصد برای بازه زمانی ۱۰ ساله و  $51/53$  درصد برای بازه زمانی ۵۰ ساله پس از آغاز خوردگی قرار داشتند (شکل ۱۱-الف). در مورد  $\beta$  با گذشت زمان از شروع خوردگی، مقدار آن افزایش می‌یابد. این میزان افزایش بین  $13/84$  درصد برای بازه زمانی ۱۰ ساله و  $35/14$  درصد برای بازه زمانی ۵۰ ساله پس از آغاز خوردگی، قرار دارند (شکل ۱۱-ب).

با استفاده از منحنی‌های شکنندگی استخراج شده برای قاب‌های تحلیل شده و منحنی‌های خطر شهرهای مورد مطالعه که از مدل خطر زمین لرزه EMMA۱۴ برای خاورمیانه استخراج شده بودند، احتمال خرابی سالانه میانگین قاب‌های مورد مطالعه (Pc/gm)، به دست آورده شد که بین مقادیر  $1.9E-5$  تا  $2.97E-3$  قرار داشتند (جدول ۲). بررسی نتایج برای سازه‌های

- research, 26(10) (1996) 1593-1599.
- [12] T. Liu, R. Weyers, Modeling the dynamic corrosion process in chloride contaminated concrete structures, *Cement and Concrete research*, 28(3) (1998) 365-379.
- [13] C. Li, H. Hao, H. Li, K. Bi, Seismic fragility analysis of reinforced concrete bridges with chloride induced corrosion subjected to spatially varying ground motions, *International Journal of Structural Stability and Dynamics*, 16(05) (2016) 1550010.
- [14] M.M. Kashani, L.N. Lowes, A.J. Crewe, N.A. Alexander, Phenomenological hysteretic model for corroded reinforcing bars including inelastic buckling and low-cycle fatigue degradation, *Computers & Structures*, 156 (2015) 58-71.
- [15] M.M. Kashani, L.N. Lowes, A.J. Crewe, N.A. Alexander, Computational modelling strategies for nonlinear response prediction of corroded circular RC bridge piers, *Advances in Materials Science and Engineering*, 2016 (2016).
- [16] E. Afsar Dizaj, R. Madandoust, M.M. Kashani, Probabilistic seismic vulnerability analysis of corroded reinforced concrete frames including spatial variability of pitting corrosion, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 114 (2018) 97-112.
- [17] E. Afsar Dizaj, M.M. Kashani, Nonlinear structural performance and seismic fragility of corroded reinforced concrete structures: modelling guidelines, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, (2021) 1-30.
- [18] E. Afsar Dizaj, M.R. Salami, M.M. Kashani, Seismic vulnerability assessment of ageing reinforced concrete structures under real mainshock-aftershock ground motions, *Structure and Infrastructure Engineering*, (2021) 1-17.
- [19] J. Žižmond, M. Dolšek, Formulation of risk-targeted seismic action for the force-based seismic design of structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 48(12) (2019) 1406-1428.
- [20] H.-H. Tsang, J.L. Wilson, E.F. Gad, Collapse probability of soft-storey building in Australia and implications
- [1] A.T. Council, S.E.A.o. California, Tentative Provisions for the Development of Seismic Regulations for Buildings: A Cooperative Effort with the Design Professions, Building Code Interests, and the Research Community, Department of Commerce, National Bureau of Standards, 1978.
- [2] N. Luco, B.R. Ellingwood, R.O. Hamburger, J.D. Hooper, J.K. Kimball, C.A. Kircher, Risk-targeted versus current seismic design maps for the conterminous United States, (2007).
- [3] J. Douglas, T. Ulrich, C. Negulescu, Risk-targeted seismic design maps for mainland France, *Natural Hazards*, 65(3) (2013) 1999-2013.
- [4] V. Silva, H. Crowley, P. Bazzurro, Exploring risk-targeted hazard maps for Europe, *Earthquake Spectra*, 32(2) (2016) 1165-1186.
- [5] R. Vacareanu, F. Pavel, I. Craciun, V. Coliba, C. Arion, A. Aldea, C. Neagu, Risk-targeted maps for Romania, *Journal of Seismology*, 22(2) (2018) 407-417.
- [6] A. Kharazian, S. Molina, J.J. Galiana-Merino, N. Agea-Medina, Risk-targeted hazard maps for Spain, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 19(13) (2021) 5369-5389.
- [7] A.R. Taherian, A. Kalantari, Risk-targeted seismic design maps for Iran, *Journal of Seismology*, 23(6) (2019) 1299-1311.
- [8] D.-E. Choe, P. Gardoni, D. Rosowsky, T. Haukaas, Seismic fragility estimates for reinforced concrete bridges subject to corrosion, *Structural Safety*, 31(4) (2009) 275-283.
- [9] A. Alipour, B. Shafei, M. Shinozuka, Performance evaluation of deteriorating highway bridges located in high seismic areas, *Journal of Bridge Engineering*, 16(5) (2011) 597-611.
- [10] J. Ghosh, J.E. Padgett, Aging considerations in the development of time-dependent seismic fragility curves, *Journal of Structural Engineering*, 136(12) (2010) 1497-1511.
- [11] H. Yalcyn, M. Ergun, The prediction of corrosion rates of reinforcing steels in concrete, *Cement and concrete*

- [30] P. Ghoddousi, E. Ganjian, T. Parhizkar, A. Ramezaniapour, Concrete technology in the environmental conditions of Persian Gulf, BHRC Publication, No. B, 283 (1998).
- [31] M.G. Stewart, D.V. Rosowsky, Time-dependent reliability of deteriorating reinforced concrete bridge decks, *Structural safety*, 20(1) (1998) 91-109.
- [32] R. McGee, Modelling of durability performance of Tasmanian bridges, *ICASP8 applications of statistics and probability in civil engineering*, 1 (1999) 297-306.
- [33] A. A. Ramezaniapour, E. Jahangiri, F. Modi, B. Ahmadi, Evaluation and modification of the useful life estimation model provided by FIB for environmental conditions and materials of the Persian Gulf, *Journal of Oceanography*, 5 (17) (2014) 101-112. (In Persian)
- [34] M. Ghanoonibagha, M.A. Shayanfar, S. Asgarani, M. Zabihi Samani, Service-life prediction of reinforced concrete structures in tidal zone, *Journal Of Marine Engineering*, 12(24) (2017) 13-22. (In Persian)
- [35] J.S. Kong, A.N. Ababneh, D.M. Frangopol, Y. Xi, Reliability analysis of chloride penetration in saturated concrete, *Probabilistic Engineering Mechanics*, 17(3) (2002) 305-315.
- [36] C. Fang, K. Lundgren, L. Chen, C. Zhu, Corrosion influence on bond in reinforced concrete, *Cement and concrete research*, 34(11) (2004) 2159-2167.
- [37] K.A.T. Vu, M.G. Stewart, Structural reliability of concrete bridges including improved chloride-induced corrosion models, *Structural safety*, 22(4) (2000) 313-333.
- [38] Y. Du, L. Clark, A. Chan, Residual capacity of corroded reinforcing bars, *Magazine of Concrete Research*, 57(3) (2005) 135-147.
- [39] M. Saifullah, Effect of reinforced corrosion on bond strength in reinforced concrete, The University of Birmingham, 1994.
- [40] B.D. Scott, R. Park, M.J. Priestley, Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates, in: *Journal Proceedings*, 1982, for risk-based seismic design, *Australian Journal of Structural Engineering*, 21(4) (2020) 307-319.
- [21] M. Khademi, M. Mansoori, M. Hosseini, Risk-targeted seismic design of reinforced concrete moment-resisting-frame buildings, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings*, (2021) 1-14.
- [22] Building and Housing Research Center (BHRC), Iranian code of practice for seismic resistant design of buildings (standard no. 2800 (IS 2800-05)), 4th edition Tehran, Iran: BHRC (2008). (In Persian)
- [23] R.P. Kennedy, Performance-goal based (risk informed) approach for establishing the SSE site specific response spectrum for future nuclear power plants, *Nuclear Engineering and Design*, 241(3) (2011) 648-656.
- [24] American Society of Civil Engineers, Reston, VA. Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures (ASCE 7-10), ASCE (2010).
- [25] C.A. Goulet, C.B. Haselton, J. Mitrani-Reiser, J.L. Beck, G.G. Deierlein, K.A. Porter, J.P. Stewart, Evaluation of the seismic performance of a code-conforming reinforced-concrete frame building—from seismic hazard to collapse safety and economic losses, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(13) (2007) 1973-1997.
- [26] W. Duckett, Risk analysis and the acceptable probability of failure, *Structural Engineer*, 83(15) (2005).
- [27] P. Fajfar, M. Dolšek, A practice-oriented estimation of the failure probability of building structures, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(3) (2012) 531-547.
- [28] M. Erdik, K. Sesetyan, M. Demircioglu, C. Tuzun, D. Giardini, L. Gulen, S. Akkar, M. Zare, Assessment of seismic hazard in the Middle East and Caucasus: EMME (Earthquake Model of Middle East) project, in: *Proc. of 15th World Conference on Earthquake Engineering*, 2012.
- [29] D. Giardini, L. Danciu, M. Erdik, K. Şeşetyan, M.B. Demircioğlu Tümsa, S. Akkar, L. Gulen, M. Zare, Seismic hazard map of the Middle East, *Bulletin of Earthquake Engineering*, 16(8) (2018) 3567-3570.

- Exploring the impact of chloride-induced corrosion on seismic damage limit states and residual capacity of reinforced concrete structures, *Structure and Infrastructure Engineering*, 14(6) (2018) 714-729.
- [48] F. McKenna, OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation, *Computing in Science & Engineering*, 13(4) (2011) 58-66.
- [49] G. Stefanou, M. Fragiadakis, Nonlinear dynamic analysis of frames with stochastic non-Gaussian material properties, *Engineering structures*, 31(8) (2009) 1841-1850.
- [50] M.P. Berry, M.O. Eberhard, Performance modeling strategies for modern reinforced concrete bridge columns, 2006.
- [51] F.J. Vecchio, M.B. Emara, Shear deformations in reinforced concrete frames, *ACI Structural journal*, 89(1) (1992) 46-56.
- [52] A.T. Council, Quantification of building seismic performance factors, US Department of Homeland Security, FEMA, 2009.
- [53] H.-M. MR, Earthquake loss estimation methodology, Technical and user's manual. Department of Homeland Security, Federal Emergency Management Agency, Mitigation Division. Washington, DC, (2010).
- pp. 13-27.
- [41] J.S. Pugh, L.N. Lowes, D.E. Lehman, Nonlinear line-element modeling of flexural reinforced concrete walls, *Engineering Structures*, 104 (2015) 174-192.
- [42] M.R. Salami, Seismic performance of buildings considering mainshock-aftershocks: improvement in record selection and advanced nonlinear beam-column model for RC framed structures, University of Bristol, 2017.
- [43] National Institute of Standards and Technology (NIST), Guidelines for nonlinear structural analysis and design of buildings, part IIb reinforced concrete moment frames. Commerce Department, NIST grant contract report; 17-917-46v3 (2017).
- [44] W.M. Ghannoum, J.P. Moehle, Dynamic collapse analysis of a concrete frame sustaining column axial failures, *ACI Structural journal*, 109(3) (2012) 403.
- [45] K.J. Elwood, M.O. Eberhard, Effective stiffness of reinforced concrete columns, *ACI Structural Journal*, 106(4) (2009) 476.
- [46] E. Spacone, F.C. Filippou, F.F. Taucer, Fibre beam-column model for non-linear analysis of R/C frames: Part I. Formulation, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(7) (1996) 711-725.
- [47] E. Afsar Dizaj, R. Madandoust, M.M. Kashani,

چگونه به این مقاله ارجاع دهیم

M. Khademi, M. R. Mansoori, M. H. Hosseini, Probabilistic seismic vulnerability assessment of reinforced concrete moment frames exposed to corrosion, *Amirkabir J. Civil Eng.*, 54(12) (2023) 4677-4696.

DOI: 10.22060/ceej.2022.21080.7612

