

ارزیابی شکنندگی لرزه‌ای و حاشیه ایمنی فروریزش قاب‌های خمش‌ی بتن آرمه تحت اثر خوردگی آرماتورها

علی خدام^{۱*}، رضا کاملی^۲، محمد قانونی بقا^۳، محسنعلی شایانفر^۴

- ۱- استادیار، گروه عمران-نقشه برداری، دانشگاه صنعتی اراک، اراک، ایران
۲- کارشناسی ارشد مهندسی عمران گرایش زلزله، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران
۳- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد تهران شرق، دانشگاه آزاد اسلامی، تهران، ایران
۴- دانشیار، گروه عمران، دانشگاه علم و صنعت ایران، تهران، ایران

*khoddam@arakut.ac.ir

تاریخ دریافت: ۹۸/۸/۲۸ تاریخ پذیرش: ۹۸/۱۰/۱۰

چکیده

یکی از مهمترین اهداف طراحی و تعمیر و نگهداری سازه‌ها تامین ایمنی آنها در برابر حوادث و بحران‌های طبیعی مانند زلزله است، که نیازمند تامین مقاومت کافی و عملکرد مطلوب و مورد انتظار سازه‌ها است. عوامل مختلفی مانند خوردگی آرماتورها بر وقوع خرابی و میزان آسیب در سازه‌های بتن آرمه تاثیر می‌گذارند. عملکرد لرزه‌ای و قابلیت اعتماد سازه‌های موجود از شرایط محیطی و نقص‌هایی که در طول عمر سازه بوجود می‌آیند، تاثیر می‌پذیرد و در نتیجه این عملکرد متفاوت از عملکردی خواهد بود که در هنگام طراحی سازه فرض می‌شود. خوردگی آرماتور سازه‌های بتن آرمه یکی از عوامل اصلی افزایش آسیب‌پذیری این سازه‌ها است. در این مطالعه برای بررسی شکنندگی لرزه‌ای و آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت اثر خوردگی دو سازه قاب خمشی بتن آرمه ۳ و ۷ طبقه بر مبنای پلاستیسیتی متمرکز مدلسازی شده است و دو سناریوی خوردگی به صورت ۱۰٪ و ۲۰٪ کاهش سطح مقطع آرماتور و آثار منفی آنها به اعضای سازه‌ای این مدل‌ها اعمال شده است. سپس با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA) و استخراج منحنی‌های شکنندگی، عملکرد و شکنندگی لرزه‌ای این سازه‌ها بررسی شده است. نتایج نشان می‌دهد که در اثر خوردگی احتمال خرابی و شکنندگی لرزه‌ای سازه‌ها افزایش و حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها (CMR) کاهش یافته است به طوری که تحت سناریوی خوردگی ۲۰٪ احتمال خرابی سازه ۳ طبقه علیرغم افزایش همپنان زیر ۱۰٪ بوده ولی در سازه ۷ طبقه احتمال خرابی از مقدار مجاز آیین نامه‌ای (۱۰٪) فراتر می‌رود و نیاز به بهسازی دارد.

واژگان کلیدی: خوردگی سازه‌های بتن آرمه، تحلیل دینامیکی افزایشی (IDA)، منحنی شکنندگی، احتمال خرابی، حاشیه ایمنی فروریزش (CMR)

۱- مقدمه

عملکرد لرزه‌ای و قابلیت اعتماد سازه‌های موجود متأثر است از شرایط محیطی و نقص‌هایی که در طول عمر سازه بوجود می‌آیند. و این عملکرد متفاوت از عملکردی است که در هنگام طراحی سازه فرض می‌شود [1]. خوردگی آرماتورها مهم‌ترین عامل از بین رفتن دوام سازه بتن مسلح هستند و ممکن است باعث مشکلات جدی در عمر مفید سازه، تحت اتفاقات لرزه‌ای و یا حتی تحت بارهای بهره‌برداری شود [2]. خوردگی آرماتور بتن مسلح باعث کاهش مساحت و ظرفیت باربری آرماتورهای فولادی، افزایش حجم فولاد به دلیل تشکیل محصولات ناشی از خوردگی که خود باعث ایجاد ترک می‌شود، تخریب پوشش بتنی و همچنین کاهش مقاومت فشاری و مقاومت پیوستگی بین بتن و فولاد می‌شود و مجموع این عوامل منجر به کاهش ظرفیت و شکل پذیری سازه می‌شود [3]. غفلت از وقوع خوردگی و پیشرفت آن ممکن است سازه‌ها را قبل از پایان دوره طراحی و عمر مفید مقرر خود غیرقابل استفاده نموده و به از دست دادن منابع مالی ساخت و ساز و تعمیر و نگهداری منجر شود [4 و 5]. مبحث ارزیابی ایمنی برای سازه‌های جدید (آنان که در مرحله طراحی است) و نیز برای آنهایی که در حال خدمت هستند (سازه‌های موجود) از اهمیت بالایی برخوردار است. به عنوان نمونه، برای سازه‌های موجود ارزیابی ایمنی معمولاً به این لحاظ مفید است که تراز جاری ایمنی را ارزیابی می‌نماید و همچنین امکان ارائه سیاست‌های تعمیراتی بهینه را فراهم می‌آورد. این سیاست‌ها معمولاً عبارتند از برنامه‌ریزی بازرسی‌های دوره‌ای و نیز اقدامات تعمیراتی برای نگهداری سازه در سطح ایمنی قابل قبول [6]. بنابراین ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های بتن‌آرمه تحت خوردگی می‌تواند به عنوان ابزاری مفید برای مهندسین برای تخمین

زمان مقاوم‌سازی یا تعمیر استفاده شود. آسیب‌پذیری معمولاً با توابع شکنندگی بیان می‌شود که این توابع احتمال تجاوز خسارت از یک حد مشخص در محدوده‌ای از شدت زمین لرزه‌ها را نشان می‌دهد. در این مطالعه برای محاسبه میزان آسیب‌پذیری و احتمال خرابی سازه‌ها تحت شرایط مختلف خوردگی از منحنی‌های شکنندگی استفاده می‌شود. در گذشته پژوهشهایی در این زمینه صورت گرفته است برای نمونه یالکینرا و همکاران [2] در سال ۲۰۱۲ در مطالعه‌ای تحت عنوان ارزیابی عملکرد وابسته به زمان قاب یک درجه آزادی در معرض خوردگی، با در نظر گرفتن آثار خوردگی شامل کاهش سطح مقطع آرماتورها، کاهش مقاومت بتن و افزایش جابه‌جایی به دلیل لغزش آرماتورها درون بتن، یک سازه یک درجه آزادی را در زمان‌های ۰، ۲۵، ۵۰، ۷۵ و ۱۰۰ سال در معرض خوردگی، مورد مطالعه قرار دادند. رفتار غیرخطی لنگر - دوران اعضای سازه‌ای برای زمان و سناریوهای مختلف خوردگی به یک سیستم یک درجه آزادی اعمال شده و با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی غیرخطی فزاینده عملکرد سیستم موردنظر بررسی شده است. نتایج حاصل از پوش‌آور سازه، کاهش ظرفیت و کاهش جابه‌جایی نهایی سازه را نشان می‌دهد. همچنین در این مطالعه منحنی‌های شکنندگی سازه در زمان‌های مختلف استخراج شده است که نشان می‌دهد در اثر خوردگی احتمال خرابی سازه افزایش یافته است. کاراپترو و همکاران [7] نیز در سال ۲۰۱۷ مطالعه‌ای تحت عنوان آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های بتن‌آرمه تحت اثر سالخوردگی سازه، انجام داده‌اند. ایشان با در نظر گرفتن اثر نواقص و خسارت‌ها در زمان‌های مختلف به علت خوردگی آرماتورهای درون بتن به ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌های بتن‌آرمه پرداخته‌اند. منحنی‌های شکنندگی

و نفوذ یون کلر معمولاً باعث حملات محلی به سطح آرماتور شده که به اصطلاح به آن خوردگی حفره‌ای یا سوراخ شدگی می‌گویند [8, 9]. آثار منفی خوردگی و روابط ارائه شده برای محاسبه‌ی این آثار که در این مطالعه بکار گرفته شده است در ادامه معرفی شده‌اند:

۱-۲- تغییر مشخصات مکانیکی فولاد

شکل‌پذیری و تغییرشکل نهایی فولاد، با افزایش خوردگی کاهش پیدا می‌کند و رفتار ترد می‌شود [10]. لی و چو^۱ آزمایش چندین نمونه آزمایشگاهی مختلف یک مدل برای تعریف رابطه‌ای بین درصد خوردگی آرماتورها و مشخصات مکانیکی فولاد ارائه داده‌اند [11]. رابطه لی و چو برای محاسبه درصد کاهش مقاومت تسلیم و مدول الاستیسیته‌ی فولاد براساس درصد خوردگی آرماتورها در هر دو نوع خوردگی یکنواخت و سوراخ شدگی به ترتیب در رابطه‌ی ۱ و ۲ آمده است.

$$\begin{aligned}\sigma_{cy} &= \left(1 - 1.24 \frac{\Delta_w}{100}\right) \sigma_{sy} \\ E_{cs} &= \left(1 - 0.75 \frac{\Delta_w}{100}\right) E_{ss}\end{aligned}\quad (1)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{cy} &= \left(1 - 1.98 \frac{\Delta_w}{100}\right) \sigma_{sy} \\ E_{cs} &= \left(1 - 1.15 \frac{\Delta_w}{100}\right) E_{ss}\end{aligned}\quad (2)$$

که در این رابطه σ_{cy} و E_{cs} به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته‌ی آرماتورهای خسارت دیده σ_{sy} و E_{ss} به ترتیب تنش تسلیم و مدول الاستیسیته‌ی آرماتورهای بدون خوردگی هستند و Δ_w درصد خوردگی آرماتورها است.

۲-۲- کاهش سطح مقطع آرماتورها

برحسب نوع خوردگی ایجاد شده در سازه‌های بتن‌آرمه، روابط مختلفی برای قطر باقیمانده آرماتور پس از خوردگی ارائه شده است. رودریگوئز^۲ و همکاران [9] رابطه زیر را ارائه داده‌اند:

لرزه‌ای سازه‌ها تحت سناریوهای مختلف خوردگی براساس حالات حدی واژگونی (CP) و ایمنی جانی (LS) برای زمان‌های مختلف استخراج شده است. نتایج نشان می‌دهد در طول زمان در اثر نواقص و خسارت‌های ایجاد شده به جهت خوردگی، آسیب‌پذیری و احتمال خرابی افزایش یافته است. به دلیل کمبود پژوهش‌ها در زمینه ارزیابی آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت خوردگی همچنان لازم است به این موضوع پرداخته شود.

در این پژوهش ابتدا سازوکار خوردگی و آثار منفی آن بیان می‌شود سپس دو قاب خمشی بتن آرمه ۳ و ۷ طبقه مدلسازی شده و آثار منفی خوردگی به منحنی لنگر-دوران اعضای سازه‌ای آن اعمال می‌شود. سازه‌ها تحت تحلیل استاتیکی غیرخطی و تحلیل دینامیکی فزاینده قرار می‌گیرند و منحنی‌های شکست سازه تحت سناریوهای مختلف خوردگی استخراج شده و با حالت بدون خوردگی مقایسه می‌شود. همچنین با استخراج منحنی شکنندگی میزان افزایش احتمال خرابی سازه‌ها محاسبه می‌شود.

۲- خوردگی

محیط قلیایی بتن با میزان PH بالا (۱۲-۱۴) باعث ایجاد یک لایه انفعالی از جنس $\gamma - Fe_2O_3$ شده، که بلافاصله پس از آغاز هیدراته شدن سیمان، به سطح فولاد می‌چسبد. تا زمانی که این قشر اکسید وجود دارد، آرماتور درون بتن در برابر خوردگی محافظت می‌شود. اما در طول زمان با نفوذ عوامل مهاجم محیطی مانند Cl^- یا CO_2 ، PH بتن به حدود ۸ می‌رسد و قلیایی بودن بتن کاهش می‌یابد این پدیده باعث از بین رفتن لایه انفعالی دور آرماتور می‌شود و خوردگی آرماتورها آغاز می‌شود. خوردگی آرماتورها به دو صورت گسترده و حفره‌ای اتفاق می‌افتد. کربناسیون بتن منجر به حملات گسترده به کل سطح آرماتور می‌شود

1. Lee and Cho
1. Rodriguez

دال، دیوارهای داخلی و دیوارهای خارجی به ترتیب ۱۵۰، ۱۵۰ و ۲۰۰ میلی‌متر است. مطابق ATC318-14 بار زنده طبقات و بام به ترتیب برابر ۲،۴ و ۰،۹۶ کیلونیوتن بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بتن با وزن مخصوص ۲۲/۵۶ کیلونیوتن بر مترمکعب و مقاومت فشاری ۳۰ مگاپاسکال و میلگرد با تنش تسلیم ۴۱۴ مگاپاسکال با مدول الاستیسته ۲۰۰ گیگاپاسکال در این سازه‌ها بکار رفته است. گرافیک مدل‌ها در شکل (۱) نشان داده شده است و همچنین مشخصات کلی این سازه‌ها در جدول (۱) آمده است. در این مطالعه مدلسازی المان‌های سازه‌ای براساس پلاستیسته متمرکز انجام می‌شود. شکل (۲) چگونگی مدلسازی المان‌های سازه‌ای را نشان می‌دهد، هر عضو به صورت نشان‌داده شده در شکل با استفاده از المان تیر-ستون الاستیک و دو فنر دورانی غیرخطی در انتهای آن که به صورت سری عمل می‌کنند، مدلسازی می‌شود. رفتار فنرهای غیرخطی در انتهای عضو با تعریف مفاصلی با طول صفر به کمک پارامترهای منحنی لنگر - دوران انجام می‌شود. پارامترهای منحنی لنگر-دوران سه خطی عبارتند از: سختی مؤثر، مقاومت خمشی، ظرفیت چرخش پلاستیک، ظرفیت چرخش بعد از تسلیم، سخت شدگی بعد از نقطه تسلیم و ظرفیت اتلاف انرژی چرخه‌ای، که این پارامترها براساس روابط هستون^۱ [13] محاسبه می‌شود و به عنوان ورودی برای مدل ایبارا^۲ [14] در نرم افزار اپنسیس^۳ استفاده می‌شوند. آثار منفی خوردگی از جمله کاهش مساحت آرماتورها، تغییر مشخصات مکانیکی فولاد و کاهش مقاومت فشاری بتن که در بخش ۲ به آن پرداخته شد، به منحنی لنگر-دوران اعضای سازه‌ای اعمال می‌شود.

$$\phi_t = \phi_o - \alpha P_x \quad (3)$$

در این رابطه ϕ_o و ϕ_t به ترتیب قطر میلگرد در زمان t و زمان اولیه است و همچنین ضریب α مربوط به نوع حمله و خوردگی است که می‌تواند بین ۰ تا ۱۰۰ (برای خوردگی یکنواخت) تا ۱۰ (برای خوردگی حفره‌ای) باشد. P_x عمق میانگین نفوذ خوردگی است.

۳-۲- کاهش مقاومت فشاری بتن

عمدتاً کاهش مقاومت فشاری به دلیل کاهش محصور شدگی بتن است که در پی خوردگی خاموت‌های برشی بوجود می‌آید. قانونی‌بقا و شایانفر [4] در پژوهش خود متوجه شدند که یک رابطه مستقیم بین کاهش مقاومت فشاری و درجه خوردگی وجود دارد. ایشان رابطه زیر را برای در نظر گرفتن اثر خوردگی بر مقاومت فشاری بتن ارائه داده‌اند:

$$\lambda = 2.288C_w - 1.733 \quad (4)$$

که در این رابطه C_w درصد خوردگی آرماتور و λ درصد کاهش مقاومت فشاری بتن است.

۳- مطالعه موردی

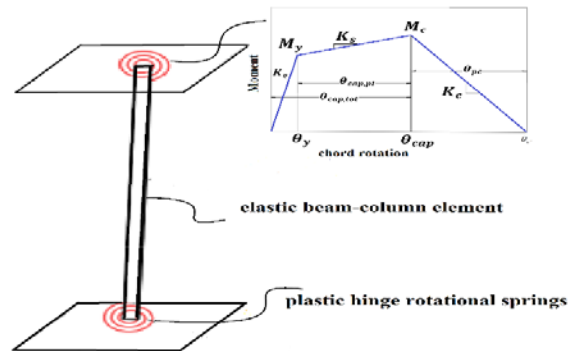
۳-۱- مشخصات مدل‌های سازه‌ای

در این مطالعه برای ارزیابی عملکرد لرزه‌ای و آسیب‌پذیری سازه‌ها تحت خوردگی، دو سازه بتنی ۳ و ۷ طبقه که براساس ASCE7-05 طراحی شده‌اند، بررسی است [12]. قاب‌ها به عنوان قاب خمشی متوسط در نظر گرفته شده‌اند ($R=5$). بارهای ثقیلی مرده و زنده مطابق دستورالعمل ACI318-14 در نظر گرفته شده‌اند. بارهای مرده شامل وزن خود تیرها، ستون‌ها، دال‌ها و دیوارها هستند. ضخامت

1. Haselton
2. Ibarra
3. OpenSees

[illegible]

شکل ۲. مدل سازی غیر خطی ~~المان~~ **المان** ها



جدول ۱. مشخصات کلی سازه های ۳ و ۷ طبقه

model	T(sec)	W(ton)	V_{design} (KN)	R	Ω
3 Story	0.49	89.99	88.2	5	3
7 Story	0.99	234	127.6	5	3

γo

۲-۳- سناریوهای خوردگی مفروض

مقاومت فشاری بتن تحت اثر خوردگی طبق روابط ارائه شده در

بخش ۲ محاسبه شده است. جدول (۲) خلاصه آثار منفی

خوردگی بر اعضای سازه‌ای بتن آرمه را نشان می‌دهد.

در این مطالعه سه سناریوی خوردگی یکنواخت به صورت ۰٪،

۱۰٪ و ۲۰٪ کاهش مساحت آرماتورها در نظر گرفته شده است و

آثار منفی دیگر مانند تغییر مشخصات مکانیکی فولاد و کاهش

جدول ۲. سناریوهای خوردگی و آثار منفی آن

Corrosion scenario	percentage reduction in cross-sectional area	percentage reduction in f_y	percentage reduction in E_s	percentage reduction in concrete compressive strength
1	0%	0%	0%	0%
2	10%	12.4%	7.5%	21.15%
3	20%	24.8%	15%	44%

Table.2. corrosion scenarios and its negative effects.

۳-۳- شتاب‌نگاشت‌های انتخابی

بر اساس شدت شتاب طیفی رکوردهای زلزله در زمان

تناوب متناظر با زمان تناوب اصلی سازه موردنظر ($S_a(T_1)$)

مقیاس می‌شوند و در تحلیل IDA تا زمانی که فروریزش

سازه از طریق معیار (معیارهای) مشخصی مشاهده شود،

افزایش می‌یابند. مشخصات شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

در این پژوهش در جدول (۳) آمده است.

در این مطالعه از جفت رکورد استانداردسازی شده دور از

گسل که در دستورالعمل FEMA-P695 [15] پیشنهاد

شده است، برای تحلیل‌های دینامیکی غیرخطی فزاینده (IDA)

استفاده می‌شود. برای تحلیل دینامیکی مدل‌های سازه‌ای از

مولفه قوی‌تر هر رکورد استفاده شده است. شتاب‌نگاشت‌ها

جدول ۳. شتاب‌نگاشت‌های استفاده شده

ID. No	Earthquake			Record station
	M	year	Name	
1	6.7	1994	Northridge	Beverly Hills-Mulhol
2	6.7	1994	Northridge	Canyon Country-WLC
3	7.1	1999	Duzce, Turkey	Bolu
4	7.1	1999	Hector Mine	Hector
5	6.5	1979	Imperial Valley	Delta
6	6.5	1979	Imperial Valley	El Centro Array #11
7	6.9	1995	Kobe, Japan	Nishi-Akashi
8	6.9	1995	Kobe, Japan	Shin-Osaka
9	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Duzce
10	7.5	1999	Kocaeli, Turkey	Arcelik
11	7.3	1992	Landers	Yermo Fire Station
12	7.3	1992	Landers	Coolwater
13	6.9	1989	Loma Prieta	Capitola
14	6.9	1989	Loma Prieta	Gilroy Array #3
15	7.4	1990	Manjil, Iran	Abbar
16	6.5	1987	Superstition Hills	El Centro Imp.Co
17	6.5	1987	Superstition Hills	Poe Road(temp)
18	7	1992	Cape Mendocino	Rio Dell Overpass
19	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	CHY101
20	7.6	1999	Chi-Chi, Taiwan	TCU045
21	6.6	1971	San Fernando	LA-Hollywood Stor
22	6.5	1976	Friuli, Italy	Tolmezzo

Table.3. Ground motion records

شکل ۴. منحنی ظرفیت سازه ۷ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

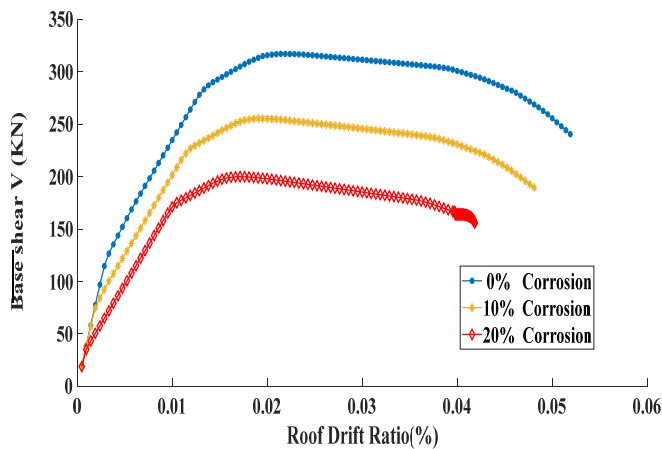


Fig.4. Capacity curve for 3-storey structure under different corrosion scenarios.

۴-۲- تحلیل IDA

تحلیل دینامیکی افزایشی مهمترین ابزار در تخمین تقاضا (EDP) و ظرفیت لرزه‌ای سازه‌ها (IM) است. در این مطالعه معیار تقاضا برای تحلیل IDA، بیشینه دررفت بین طبقه‌ای و معیار شدت نیز شتاب طیفی در پریرود اصلی سازه‌ها در نظر گرفته شده است. در تحلیل IDA، یک مجموعه از زمین‌لرزه‌ها انتخاب و به سازه اعمال می‌شود و تا زمانی که فروریزش سازه از طریق معیارهای مشخصی مشاهده شود، افزایش می‌یابند. با توجه به افزایشی بودن تحلیل‌های دینامیکی، این تحلیل‌ها سرانجام به فروریزش سازه منجر می‌شوند. برای به دست آوردن شتاب فروریزش در یک سازه ابتدا باید معیارهایی در فرآیند تحلیل تعریف نمود تا به هنگام رسیدن به آن معیار، آنالیز IDA قطع شده و شتاب نهایی به عنوان سطح فروریزش معرفی شود. در این مطالعه دو معیار برای شناسایی شدت طیفی حد فروریزش سازه‌ها برای هر رکورد استفاده شده است. این دو معیار عبارتند از: شدت متناظر با جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای ۱۰ درصد روی منحنی IDA و شدت متناظر با افقی شدن منحنی IDA (کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰ درصد شیب اولیه). نتایج تحلیل IDA سازه ۷ و ۳ طبقه تحت ۲۲ شتابنگاشت

۴- مطالعه موردی

۴-۱- تحلیل استاتیکی غیرخطی سازه ۳ و ۷ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

طبق نشریه FEMA-P695، سازه‌ها به هنگام پوش تحت اثر ترکیب بارثقلی به صورت $1.05D + 0.25L$ (D بار مرده و L بار زنده) قرار می‌گیرند. توزیع نیروهای جانبی در ارتفاع سازه باید بر اساس شکل مود اصلی در راستای مورد نظر باشد. در تحلیل بار افزون طبق توصیه FEMA-P695 مرکز جرم بام به عنوان نقطه‌ی کنترل تحلیل انتخاب می‌شود. پوش سازه تا جایی ادامه پیدا می‌کند که سازه به حالت ناپایداری کلی در شاخه نزولی رفتار رسیده باشد.

شکل (۳ و ۴) منحنی ظرفیت سازه ۳ و ۷ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی را نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که ظرفیت بیشینه سازه با افزایش درصد خوردگی کاهش می‌یابد. همچنین با افزایش درصد خوردگی، سازه در درصد دررفت‌های کمتری به ناپایداری کلی در شاخه‌ی نزولی می‌رسد. ($0.8V_{max}$)

شکل ۳. منحنی ظرفیت سازه ۳ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

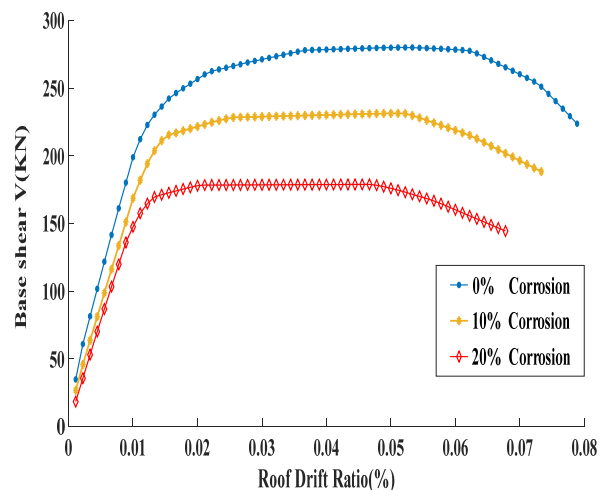


Fig.3. Capacity curve for 3-storey structure under different corrosion scenarios.

ترتیب ۲،۹۵g، ۲،۶۵g و ۲،۴۵g می‌باشد. و شکل (۶) نمودار IDA و صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ مدل هفت طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای سناریوهای خوردگی ۰٪، ۱۰٪ و ۲۰٪، میانه شتاب طیفی فروریش سازه هفت طبقه به ترتیب ۱،۵g و ۱،۴g است.

شکل ۶. نمودار IDA و صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ سازه ۷ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

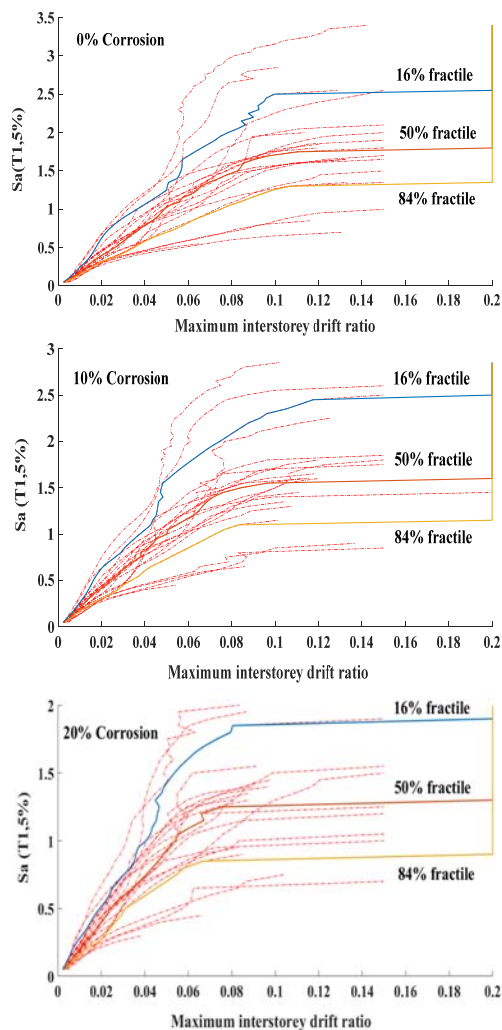


Fig. 6. IDA curves and 16%, 50% and 84% fractile for 7-storey structure under different corrosion scenarios.

پیشنهادی دور از گسل FEMA-P695 برای سناریوهای مختلف خوردگی در شکل (۵ و ۶) دیده می‌شود.

شکل ۵. نمودار IDA و صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ سازه ۳ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

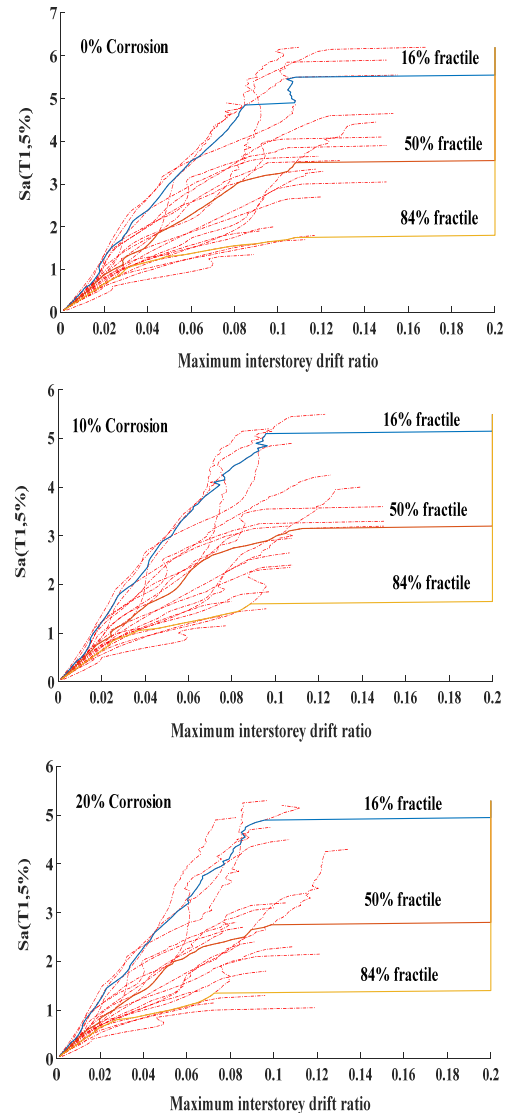


Fig. 5. IDA curves and 16%, 50% and 84% fractile for 3-storey structure under different corrosion scenarios.

شکل (۵) نمودار IDA و صدک‌های ۱۶٪، ۵۰٪ و ۸۴٪ مدل سه طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی را نشان می‌دهد. همان‌گونه که مشاهده می‌شود برای سناریوهای خوردگی ۰٪، ۱۰٪ و ۲۰٪، میانه شتاب طیفی فروریش سازه سه طبقه به

شکل ۷. منحنی‌های شکنندگی سازه ۳ طبقه تحت سناریوهای مختلف

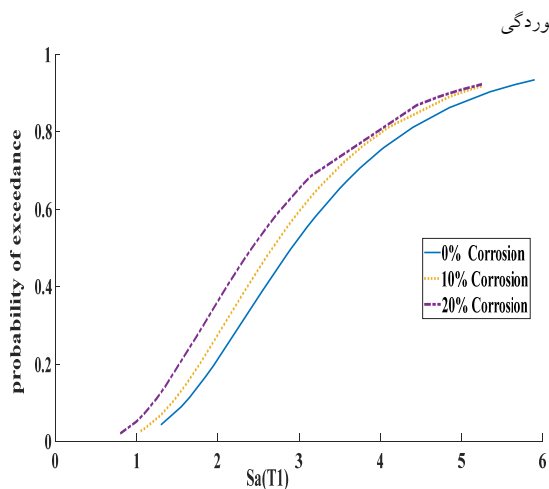


Fig. 7. Fragility curves for 3-storey structure under different

شکل ۸. منحنی‌های شکنندگی سازه ۷ طبقه تحت سناریوهای مختلف خوردگی

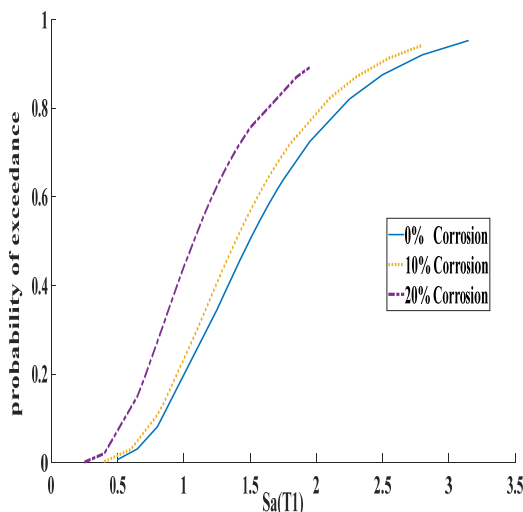


Fig. 8. Fragility curves for 7-storey structure under different corrosion scenarios.

در این مقاله، تعریف حاشیه ایمنی فروریزش مبتنی بر تعریف ارائه شده در FEMA-P695 است [15]. نسبت شدت میانه فروریزش به شدت زلزله سطح خطر MCE، ضریب حاشیه فروریزش (CMR) نامیده می‌شود که پارامتر اولیه برای تعیین ایمنی سازه‌ها در برابر فروریزش است. با داشتن شدت‌های طیفی متناظر با فروریزش

۳-۴- منحنی‌های شکنندگی

منحنی‌های شکنندگی یکی از ابزارهای کلیدی در ارزیابی خطر لرزه‌ای سازه‌ها است. منحنی‌های شکنندگی لرزه‌ای احتمال خرابی یا تجاوز پاسخ لرزه‌ای سازه از حالات حدی عملکردی خاص را در مقابل شدت زمین لرزه نشان می‌دهد [16].

$$p_f(\alpha) = p(DM > DS | IM = \alpha) \quad (5)$$

که در این رابطه DM پارامتر تقاضای مهندسی است که از تحلیل دینامیکی غیرخطی بدست می‌آید، DS حالت حدی مشخص خسارت و α شدت زلزله است. منحنی‌های شکنندگی معمولاً با تابع توزیع لگ‌نرمال بیان می‌شوند که در این کار ظرفیت سازه (۲۲ عدد مجزا برای ۲۲ شتاب‌نگاشت انتخابی) به صورت توزیع لگ‌نرمال با میانگین A_m و انحراف معیار استاندارد لگاریتمی β فرض می‌شود و این باعث می‌شود که منحنی‌های شکنندگی به صورت تابع توزیع تجمعی CDF به صورت رابطه ۶ نوشته شود.

$$p_f(\alpha) = \Phi\left(\frac{\ln \alpha - \ln A_m}{\beta}\right) \quad (6)$$

در این مطالعه معیار خسارت برای به دست آوردن منحنی‌های شکنندگی بیشینه دریفت بین طبقه‌ای و معیار شدت نیز شتاب طیفی در پریود اصلی سازه‌ها در نظر گرفته شده است. منحنی‌های شکست سازه ۳ و ۷ طبقه برای حالت‌های حدی خرابی تعریف شده در تحلیل IDA (بیشینه دریفت بین طبقه‌ای ۱۰٪ و کاهش شیب نمودار IDA به ۲۰٪ شیب اولیه) تحت سناریوهای مختلف خوردگی به ترتیب در شکل (۷ و ۸) آمده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود با افزایش درصد خوردگی این منحنی‌ها بالاتر قرار می‌گیرند و شاهد افزایش احتمال خرابی هستیم.

شکل (۹) برای سناریوی خوردگی ۰٪ و ۲۰٪ آمده است. محور افقی این منحنی‌ها نسبت شتاب طیفی فروریزش در پریود اصلی سازه به شتاب طیفی زلزله MCE سازه را نشان می‌دهد. که در دستورالعمل FEMA-P695 نسبت میان شتاب طیفی فروریزش به شتاب طیفی زلزله MCE به عنوان ضریب حاشیه ایمنی (CMR) سازه معرفی شده است. با توجه به این نکته و شکل (۹) می‌توان گفت:

۱- حاشیه ایمنی فروریزش سازه‌ها در اثر خوردگی کاهش یافته است. برای نمونه در سازه ۳ طبقه از مقدار ۲٫۴۶ در حالت بدون خوردگی به مقدار ۲٫۰۵ در حالت خوردگی ۲۰٪ تقلیل یافته است. و همچنین در سازه ۷ طبقه حاشیه ایمنی از مقدار ۲٫۶۳ در حالت بدون خوردگی به مقدار ۱٫۸۹ در حالت خوردگی ۲۰٪ کاهش یافته است.

سازه‌ها بر اساس معیارهای مشخص می‌توان میان آنها را محاسبه کرده و با استفاده از رابطه ۷ حاشیه ایمنی فروریزش (CMR) برای هر ساختمان را محاسبه نمود.

$$CMR = \frac{\hat{S}_{CT}}{S_{MT}} \quad (7)$$

در رابطه بالا $\hat{S}_{CT}$ میان شدة های طیفی متناظر با ظرفیت فروریزش سازه و S_{MT} شدة زلزله سطح خطر MCE در زمان تناوب اصلی سازه است که از طیف خطر زلزله سطح MCE در پریود اصلی سازه بدست می‌آید. این مقدار برای سازه‌های ۳ و ۷ طبقه به ترتیب برابر با ۱٫۱۸g و ۰٫۵۷g است. برای بررسی بیشتر مفهوم این منحنی‌ها، محور افقی منحنی شکنندگی سازه‌ها به شتاب طیفی زلزله MCE در پریود اصلی سازه‌ها (S_{MT}) تقسیم شده است و نتایج آن در

شکل ۹. نمایش میزان تغییرات احتمال خرابی و حاشیه ایمنی سازه ۳ و ۷ طبقه تحت سناریوی خوردگی ۲۰٪ در منحنی‌های شکنندگی

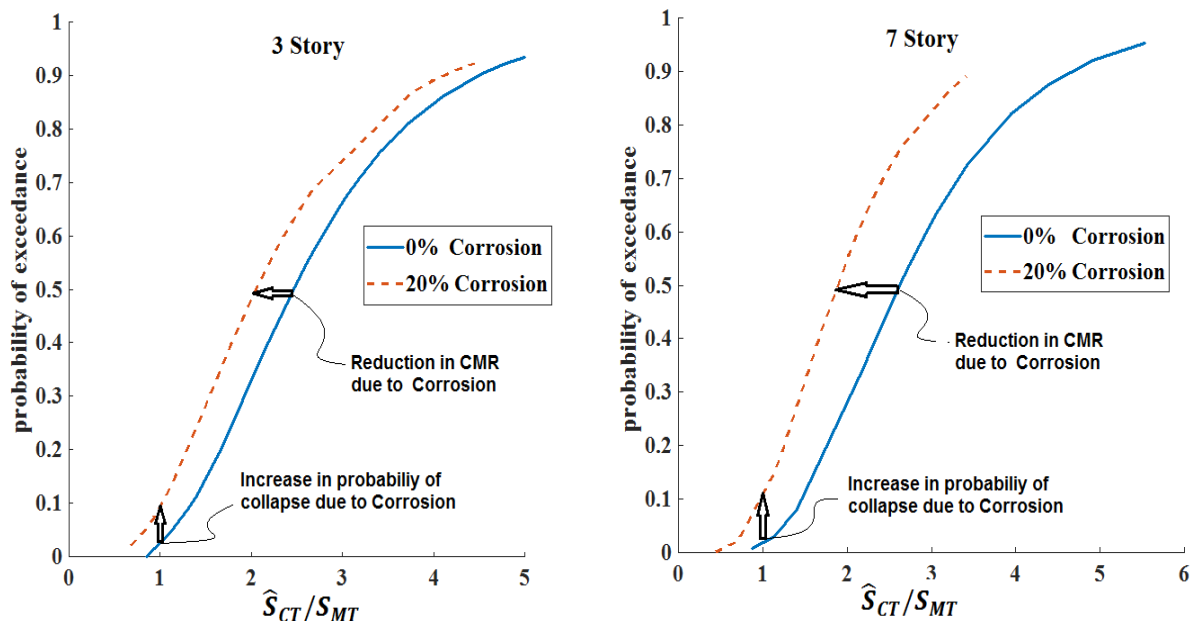


Fig. 9. Demonstration of probability failure and collapse margin ratio changes of 3 and 7-storey structures under 20% corrosion scenario in fragility curves.

ایمنی سازه سه طبقه ۱۶,۵٪ و حاشیه ایمنی سازه هفت طبقه ۲۸٪ کاهش یافته است.

۳- احتمال خرابی سازه ۳ طبقه در شدت MCE از ۳٪ در حالت بدون خوردگی به ۹,۵٪ در حالت خوردگی ۲۰٪ رسیده است ولی همچنان این احتمال خرابی کمتر از مقدار مجاز آیین نامه‌ای (۱۰٪) است. اما در سازه ۷ طبقه احتمال خرابی در شدت MCE تحت ۲۰٪ خوردگی از مقدار ۲٪ به ۱۲٪ افزایش یافته است. بنابراین احتمال خرابی این سازه بیشتر از مقدار مجاز آیین نامه‌ای (۱۰٪) شده است و سازه در این شرایط غیرایمن می‌باشد و نیاز به بهسازی دارد.

۲- با افزایش خوردگی احتمال خرابی سازه‌ها افزایش یافته است. برای نمونه در سازه ۳ طبقه در حالت بدون خوردگی احتمال خرابی ۳٪ و در حالت خوردگی ۲۰٪ احتمال خرابی ۹,۵٪ است و برای سازه ۷ طبقه این مقادیر به ترتیب ۲٪ و ۱۲٪ می‌باشد. بنابراین در سازه سه طبقه با افزایش خوردگی تا ۲۰٪، همچنان احتمال خرابی زیر ۱۰٪ بوده و با توجه به محدوده مجاز آیین‌نامه‌ای (۱۰٪ در ۵۰ سال)، سازه ایمن باقی می‌ماند. اما در سازه ۷ طبقه با افزایش خوردگی احتمال خرابی از ۱۰٪ فراتر می‌رود و محدوده مجاز آیین‌نامه‌ای رعایت نمی‌شود.

۶- مراجع

- [1] Li, Q., Wang, C. and Ellingwood, B.R., 2015. Time-dependent reliability of aging structures in the presence of non-stationary loads and degradation. *Structural Safety*, 52, pp.132-141.
- [2] Yalciner, H., Sensoy, S. and Eren, O., 2012. Time-dependent seismic performance assessment of a single-degree-of-freedom frame subject to corrosion. *Engineering Failure Analysis*, 19, pp.109-122.
- [3] Malumbela, G., Alexander, M. and Moyo, P., 2009. Steel corrosion on RC structures under sustained service loads—A critical review. *Engineering Structures*, 31(11), pp.2518-2525.
- [4] Ghanooni-Bagha, M., Shayanfar, M.A., Shirzadi-Javid, A.A. and Ziaadiny, H., 2016. Corrosion-induced reduction in compressive strength of self-compacting concretes containing mineral admixtures. *Construction and Building Materials*, 113, pp.221-228.
- [5] Shayanfar, M.A., Ghanooni-bagha, M., Asgarani, S. 2017. Influence of effective parameters variations on chloride corrosion initiation. *Journal of Modares Civil Engineering*, 17 (3), 69-76. (In Persian)
- [6] Moarefzadeh, M.R., 2016. Reliability of Marine Steel Structures Against Corrosion. *Modares Civil Engineering journal*, 16(3), pp.203-215. (In Persian)
- [7] Karapetrou, S.T., Fotopoulou, S.D. and Pitilakis, K.D., 2017. Seismic Vulnerability of

۵- نتیجه‌گیری

در این مطالعه با هدف ارزیابی شکنندگی و آسیب‌پذیری لرزه‌ای سازه‌های قاب خمشی بتن‌آرمه تحت اثر خوردگی، ابتدا سازوکار و انواع خوردگی توضیح داده شد. سپس آثار منفی خوردگی و روابط آزمایشگاهی موجود برای محاسبه این آثار معرفی شد. برای بررسی اثر خوردگی بر آسیب‌پذیری سازه‌ها، دو سازه‌ی قاب خمشی بتن‌آرمه ۳ و ۷ طبقه براساس پلاستیسیت متمرکز مدلسازی شده است و آثار منفی خوردگی بر منحنی لنگر - دوران اعضای سازه‌ای به مفصل تعریف شده اختصاص داده شد. سازه‌های مدل شده با سناریوهای خوردگی ۰٪، ۱۰٪ و ۲۰٪ با روش دینامیکی افزایشی (IDA) تحلیل و سپس منحنی شکنندگی سازه‌ها استخراج شد. نتایج این پژوهش به صورت زیر خلاصه می‌شود:

۱- در تحلیل IDA شتاب طیفی فروریزش سازه‌ها تحت خوردگی کاهش یافته است. برای نمونه در سازه سه طبقه سالم میانه شتاب طیفی فروریزش ۲,۹۵g است که در اثر سناریوی خوردگی ۲۰٪ به مقدار ۲,۴۵g می‌رسد. و در سازه هفت طبقه از مقدار ۱,۵g در حالت بدون خوردگی به مقدار ۱,۰۵g در حالت خوردگی ۲۰٪ می‌رسد.

۲- حاشیه ایمنی فروریزش سازه ۳ و ۷ طبقه در اثر خوردگی کاهش یافته است. برای نمونه در اثر خوردگی ۲۰٪ حاشیه

- reinforcement corrosion. *International journal of fracture*, 157(1-2), pp.81-88.
- [12] Hosseinpour, F. and Abdelnaby, A.E., 2017. Fragility curves for RC frames under multiple earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 98, pp.222-234.
- [13] Haselton, C.B. and Pacific Earthquake Engineering Research Center, 2008. *Beam-column element model calibrated for predicting flexural response leading to global collapse of RC frame buildings*. Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- [14] Ibarra, L.F., Medina, R.A. and Krawinkler, H., 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake engineering & structural dynamics*, 34(12), pp.1489-1511.
- [15] ATC, FEMA- P695, 2009, Quantification of Building Seismic Performance Factors.
- [16] Zentner, I., Gündel, M. and Bonfils, N., 2017. Fragility analysis methods: Review of existing approaches and application. *Nuclear Engineering and Design*, 323, pp.245-258
- RC Buildings under the Effect of Aging. *Procedia environmental sciences*, 38, pp.461-468.
- [8] Torgal, F.P., Miraldo, S., Labrincha, J.A. and De Brito, J., 2012. An overview on concrete carbonation in the context of eco-efficient construction: Evaluation, use of SCMs and/or RAC. *Construction and Building Materials*, 36, pp.141-150.
- [9] Rodriguez, J., Ortega, L.M. and Casal, J., 1994, June. Corrosion of reinforcing bars and service life of reinforced concrete structures: corrosion and bond deterioration. In *International conference on concrete across borders*, Odense, Denmark (Vol. 2, pp. 315-326).
- [10] Simioni, P., 2009. *Seismic response of reinforced concrete structures affected by reinforcement corrosion* (Doctoral dissertation, Technische Universität Braunschweig).
- [11] Lee, H.S. and Cho, Y.S., 2009. Evaluation of the mechanical properties of steel reinforcement embedded in concrete specimen as a function of the degree of

Evaluation of Seismic Fragility and Collapse Margin Ratio of Reinforced Concrete Moment Resisting Frame under Steel Reinforcement Corrosion

Ali Khodam^{1*}, Reza Kameli², Mohammad Ghanooni-Bagha³, Mohsenali Shayanfar⁴

1. Assistant Professor, Department of Civil and Geomatics Engineering, Arak University of Technology

2. Graduate Student, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

3. Assistant Professor, Department of Civil Engineering, East Tehran Branch, Islamic Azad University

4. Associate Professor, School of Civil Engineering, Iran University of Science and Technology

Abstract

One of the most concerns about design and maintenance of structures in civil engineering is the safety of structures in the events of natural disasters, including earthquakes, which requires adequate resistance and providing expected performance of structures. Different factors can have an impact on the occurrence of damage and the damage content in structures and, consequently, the loss of economic assets as well as human health and life safety during earthquakes. Normally, high alkaline property of concrete, PH about 13, forms a protective oxide layer on the reinforcement steel surface. The Carbon dioxide in the atmosphere or the chloride ion in the concrete environment especially in the coastal zone, along with the moisture and the oxygen can penetrate through the concrete pores and micro-cracks and can reach the rebar surface. Then, they cause rebar corrosion inside the concrete by destroying the protective oxide layer on the steel surface. Chloride ions reach the passive layer according to the explained pattern and they begin to react in the passive layer when the amount of chloride ions exceed the critical value and cause the perforation corrosion. Therefore, the performance of deteriorating structures can be different from the desirable performance of pristine structures. Corrosion of steel reinforcement in reinforced concrete (RC) structures is one of the main factors in increasing the vulnerability of RC structures. Due to corrosion, mechanical properties of steel involving yield and ultimate stresses, their corresponding strains, and elasticity modulus of steel will be changed. Also the cross-sectional area of steel reinforcement decreases. Furthermore, after cracking, the mechanical properties of concrete will change. In this study, in order to investigate the seismic fragility and vulnerability of RC structures due to steel reinforcement corrosion, two buildings involving a 3-storey and a 7-storey RC moment frame are modeled based on the lumped plasticity model for considering nonlinearity. Two corrosion scenarios of 10 and 20 percent reduction of steel reinforcement cross section and their effects applied to the structural members of these RC frames. Then, seismic performance and the fragility of these two RC frames are investigated using nonlinear static analysis (pushover analysis) and incremental dynamic analysis. Fragility analysis results show that the probability of failure and seismic fragility of RC structures increased due to reinforcement corrosion. Therefore, fragility curves shifted to the left due to corrosion, illustrating the increase in the probability of damage at different spectral accelerations. The safety margin of the collapse of the 3 and 7-storey structures also decreased due to corrosion. For example, as a result of 20 percent corrosion scenario, safety margin of three-storey structure decreased by 16.5 percent and the safety margin of seven-story structure decreased by 28 percent. Results also illustrate that the collapse margin ratios of both structures (CMR) are reduced for 10 percent corrosion scenario. Although the probability of failure increased for 3-storey RC frame, it remains below 10 percent. However, for 7-storey RC frame, the probability of failure exceeds 10% (allowable failure probability adopted by the code) and the frame needs to be rehabilitated.