

**M. Ahmadi\***

Department of Civil  
Engineering, Ayatollah  
Boroujerdi University,  
Boroujerd.

**e-mail:**  
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

**M. Ebadi-Jamkhaneh**

Department of Civil  
Engineering, School of  
Engineering, Damghan  
University.

**e-mail:** m.ebadi@du.ac.ir

**M. Komasi**

Department of Civil  
Engineering, Ayatollah  
Boroujerdi University,  
Boroujerd.

**e-mail:** komasi@abru.ac.ir

## **Effect of Steel Reinforcement Corrosion on Cyclic Behavior of Bridge Piers**

*Bridges in transportation networks are susceptible to damage from the aggressive environment. Steel reinforcement corrosion is one of the main causes of deficient behavior in the reinforced concrete (RC) bridge. The corrosion of steel rebar negatively affects the serviceability and seismic performance of many RC bridges. Climate change accelerates steel reinforcement corrosion and more severe damage is expected to occur in a short period of time in the future. When these bridges are located in high seismic regions, they may experience severe earthquake events along their service life. Therefore, their seismic performance must be carefully evaluated. In this study, an efficient three-dimensional nonlinear finite element analysis based on the explicit dynamic method for sound and corroded bridge piers was established to study the effect of corrosion levels of 10, 20, and 30% on the cyclic behavior of bridge piers. The used model considers the loss of bond strength and damaged material properties of concrete and steel for compression and tension response under cyclic loading. The model is validated through a comparison with the results of the experimental test. The results revealed that the proposed method provides a good estimate of the load-carrying capacity of bridge piers. Furthermore, the used nonlinear finite element model will help identify the bridges with the highest priority for retrofitting by examining all existing bridges.*

**Keywords:** Corrosion, Bridge Pier, Cyclic Loading, Ductility, Energy Dissipation.

---

\* Corresponding author

Received 18 November 2021, Revised 17 January 2022, Accepted 19 January 2022.

DOI: 10.22091/cer.2022.7589.1327

## مسعود احمدی\*

استادیار، دانشکده فنی مهندسی،  
دانشگاه آیت الله بروجردی (ره)،  
بروجرد، ایران.  
پست الکترونیک:  
masoud.ahmadi@abru.ac.ir

## مهدی عبادی جامخانه

استادیار، گروه مهندسی عمران،  
دانشکده فنی و مهندسی،  
دانشگاه دامغان.  
پست الکترونیک:  
m.ebadi@du.ac.ir

## مهدی کاماسی

دانشیار، دانشکده فنی مهندسی،  
دانشگاه آیت الله بروجردی (ره)،  
بروجرد، ایران.  
پست الکترونیک:  
komasi@abru.ac.ir

## اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه ای پایه پل های بتن آرمه

پل‌ها یکی از ارکان مهم در سیستم حمل و نقل بوده که می‌توانند تحت اثر محیط‌های مهاجم دچار زوال در عملکرد شوند. خوردگی آرماتورهای فولادی از جمله عوامل اصلی زوال عملکرد در پل‌های بتن آرمه است. تغییرات آب و هوایی خوردگی آرماتورها را تشدید کرده و قابل انتظار است که خرابی‌های بیشتری در یک بازه زمانی کوتاه ایجاد کنند. پل‌ها با اثر خوردگی آرماتورها که در مناطق لرزه‌خیزی بالا واقع شده اند، احتمالاً آسیب‌پذیری بالاتری را در طول زمان بهره‌برداری خود خواهند داشت. از این‌رو بایستی عملکرد لرزه‌ای آنها به دقت مورد ارزیابی قرار گیرد. در این مطالعه، یک تحلیل المان محدود غیرخطی سه‌بعدی کارآمد براساس روش دینامیکی صریح برای بررسی رفتار پایه‌های پل سالم (بدون خوردگی) و دارای خوردگی به‌کار گرفته شده است. در تحلیل‌های انجام شده، تأثیر سطوح ۱۰، ۲۰ و ۳۰٪ خوردگی بر رفتار چرخه‌ای پایه‌های پل مورد بررسی قرار گرفته است. پارامترهای در نظر گرفته شده در این مدل‌های عددی شامل کاهش تنش پیوستگی و خصوصیات مکانیکی اصلاح شده برای بتن و فولاد (کشش و فشار) تحت اثر بارگذاری چرخه‌ای می‌باشد. مدل عددی استفاده شده از طریق مقایسه با نتایج آزمایشگاهی راستی آزمایی شده است. نتایج نشان داد که رویکرد مورد استفاده تخمین مناسبی از عملکرد پایه پل‌ها تحت اثر بارهای چرخه‌ای ارائه می‌کند. همچنین کمک می‌کند تا بتوان با بررسی پل‌های موجود مواردی که اولویت بیشتری برای مقاوم سازی دارند را شناسایی کرد.

واژگان کلیدی: خوردگی، پایه پل، بارگذاری چرخه‌ای، شکل‌پذیری، اتلاف انرژی.

## ۱- مقدمه

گرفته‌اند، به طور اجتناب ناپذیری رفتار لرزه‌ای آنها تحت تأثیر این شرایط قرار گرفته و نمی‌توانند عملکرد مناسبی که برای آن طراحی شده‌اند را تأمین کنند [۳]. زوال ایجاد شده نه تنها سطح ایمنی بلکه طول عمر مفید بهره‌برداری سازه‌ها را نیز کاهش می‌دهد. از این‌رو نیاز به بررسی مدت زمان سرویس‌دهی این سازه‌ها بیش از گذشته احساس می‌شود. سازه‌های ساحلی در مناطق گرم و خورنده جزو آن دسته از سازه‌های بتن آرمه هستند که استفاد از آنها روز به روز در حال افزایش است. عمر مفید این سازه‌ها اهمیت زیادی دارد، زیرا پس از گذشت مدت زمان اندکی از بهره‌برداری، خوردگی می‌تواند هزینه‌های قابل توجهی به سازه وارد کند. خوردگی می‌تواند به طرق مختلف مانند کاهش مقطع آرماتور، کاهش مقاومت

سالانه هزینه‌های قابل توجهی توسط دولت‌ها صرف تعمیر، مقاوم‌سازی و جایگزینی سازه‌های بتن آرمه دارای ضعف در عملکرد می‌شود [۱]. خوردگی آرماتور یکی از دلایل اصلی زوال عملکرد در سازه‌های بتن آرمه بوده که بر عملکرد آنها تأثیرگذار می‌باشد [۲]. عموماً زیرساخت‌های عمرانی که در طول دوره بهره‌برداری طولانی مدت تحت شرایط محیطی خارجی نامساعد قرار

\* نویسنده مسئول

تاریخ: دریافت ۱۴۰۰/۰۸/۲۷، بازنگری ۱۴۰۰/۱۰/۲۷، پذیرش ۱۴۰۰/۱۰/۲۹.  
DOI: 10.22091/cer.2022.7589.1327 شناسه دیجیتال

فرآیندهای مخرب وجود داشته و از سوی دیگر عموماً با گذر زمان میزان ترافیک عبوری از پل نیز افزایش می‌یابد. عمر مفید این سازه‌ها اهمیت زیادی دارد، زیرا پس از گذشت مدت زمانی از بهره‌برداری خوردگی می‌تواند خسارات زیادی به اعضای سازه‌ای وارد کند و عموماً مقاوم‌سازی آن نیازمند صرف هزینه‌های قابل‌توجهی می‌باشد. بررسی زوال سازه‌ای ناشی از خوردگی فولاد و آسیب‌های لرزه‌ای، اخیراً در مطالعات زیادی مورد توجه قرار گرفته است [۶ و ۷]. چنین خرابی به ویژه هنگامی که خوردگی در نواحی مستعد مفاصل پلاستیک (نواحی که نیاز به مقاومت و شکل‌پذیری قابل ملاحظه‌ای دارند) در پایه‌های پل اتفاق می‌افتد نگرانی‌های زیادی را ایجاد می‌کند. مطالعات اوپو<sup>۲</sup> و همکاران نشان داده است که خوردگی سبب کاهش مقاومت اعضای بتن آرمه شده و همچنین به دلیل خوردگی آرماتور عرضی، حالت شکست از شکست خمشی شکل‌پذیر به شکست خمشی-برشی ترد تغییر می‌یابد [۸]. پژوهشگران، مدلی تحلیلی برای بررسی ظرفیت باربری محوری فشاری ستون‌های بتن آرمه دارای خوردگی را پیشنهاد کردند که اثرات ترک خوردگی و پوسته شدن بتن، زوال خواص مکانیکی آرماتورها و کمانش میلگرد را در نظر می‌گیرد [۹]. لی<sup>۳</sup> و همکاران رفتار محوری ستون‌های دارای خوردگی را با استفاده از تحلیل المان محدود مورد مطالعه قرار دادند. همچنین در مطالعه دیگری، اثرات خوردگی میلگرد را بر روی رفتار لرزه‌ای یک ستون بتن آرمه از طریق آزمایش بارگذاری چرخه‌ای بررسی کرده و نتایج نشان داد که بار نهایی و اتلاف انرژی یک نمونه با ۱۸/۴۵٪ افت جرم میلگرد به ترتیب ۲۱/۸۵ و ۴۰/۵٪ کاهش یافته است [۱۰] و [۱۱]. ژیو<sup>۴</sup> و همکاران و ویو<sup>۵</sup> و همکاران، آزمایش‌های بارگذاری چرخه‌ای برای مطالعه اثرات خوردگی میلگرد و

آرماتور خورده شده، کاهش سطح مقطع بتن به دلیل ترک خوردگی و پوسته شدن ناشی از خوردگی و کاهش تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد بر مقاومت و رفتار عضو بتن آرمه تأثیرگذار باشد.

به‌طور کلی پس از مرحله بتن ریزی به دلیل خاصیت قلیایی محیط بتن، لایه میکروسکوپی اکسید بر سطح آرماتورهای فولادی ایجاد می‌شود که در محیط قلیایی بتن پایدار بوده و از آرماتور در برابر خوردگی محافظت می‌نماید. قلیایی بودن محیط بتن به دلیل وجود هیدروکسید کلسیم ایجاد شده در اثر آب‌پوشی<sup>۱</sup> سیمان می‌باشد [۴]. خوردگی میلگرد در بتن یک فرآیند الکتروشیمیایی است که در آن نواحی آندی و کاتدی بر روی میلگرد فولادی تشکیل می‌شوند. در ناحیه آندی فلز آهن با از دست دادن الکترون اکسیده و به یون آهن تبدیل می‌شود. الکترون‌های آزاد شده در ناحیه آندی از درون میلگرد به سوی ناحیه کاتدی حرکت می‌کنند و در ناحیه کاتدی با احیا اکسیژن، یون هیدروکسیل پدید می‌آورند [۵].

پل‌ها که در زمان‌های عادی برای امور حمل و نقل مهم می‌باشند، در رخدادهای ویرانگر (تندباد و زلزله شدید) نقش ویژه‌ای در امدادسانی به مناطق آسیب دیده دارند. از این‌رو این سازه‌ها باید در این رخدادهای کمترین آسیب را متحمل شوند تا وقفه‌ای در بهره‌برداری و خدمت‌رسانی آنها ایجاد نشود. با توجه به زلزله خیز بودن ایران، مسائل مربوط به برقراری ایمنی در هنگام حوادث چون زلزله، دارای اهمیت ویژه‌ای می‌باشد. در شرایط بحرانی، عملکرد ایمن شریان‌های اصلی و عدم وقفه در بهره‌برداری از آنها که به‌طور غیرمستقیم موجب افزایش تلفات و خسارات می‌شود، بسیار حائز اهمیت است. در این بین، پل‌های ساخته‌شده در مسیر این گذرها مخصوصاً پل‌های ساخته‌شده بر روی رودخانه از اهمیت بالاتری برخوردار هستند. در این پل‌ها با مرور زمان امکان تشدید

2- Ou

3- Li

4- Guo

5- Vu

1- Hydration

در این بخش ابتدا رفتار فشاری و کششی بتن بدون اثرات خوردگی بیان می‌گردد و در ادامه برای در نظرگیری اثرات خوردگی اصلاحاتی انجام می‌گیرد.

۲-۱-۱- منحنی تنش- کرنش بتن غیرمحصور در فشار و کشش (بدون اثرات خوردگی)

در شکل ۱، رفتار بتن در کشش و فشار نشان داده شده است. بتن در فشار در ابتدا دارای رفتار خطی است و سپس وارد ناحیه غیرخطی می‌شود. در ناحیه خطی پس از باربرداری تغییرشکل دائمی در مصالح باقی نمی‌ماند ولی در ناحیه غیرخطی پس از باربرداری مقداری تغییرشکل دائمی در بتن وجود خواهد داشت. برای بتن تحت فشار سه ناحیه از نمودار در نظر گرفته شده است. اولین قسمت از نمودار تا تنش حدی متناسب با آن الاستیک فرض می‌شود. مقدار این تنش حدی برابر  $0.4f'_c$  در نظر گرفته می‌شود که در آن  $f'_c$  مقاومت فشاری بتن می‌باشد. کرنش  $\epsilon_{c0}$  مربوط به این تنش و برابر با  $0.002$  در نظر گرفته شده است. نسبت پواسون هم برابر  $0.2$  فرض می‌شود. دومین قسمت از نمودار که شکل سهموی دارد از نقطه با تنش  $0.4f'_c$  شروع شده و تا رسیدن به بالاترین مقاومت فشاری بتن ( $f'_c$ ) ادامه می‌یابد. این قسمت از نمودار توسط رابطه (۱) تعیین می‌شود:

$$\frac{\sigma_c}{f'_c} = \left( \frac{kn - n^2}{1 + (k - 2)n} \right) \quad (1)$$

که در آن  $\sigma_c$ ، تنش فشاری بتن و ضرایب  $n$  و  $k$  به ترتیب از روابط (۲) و (۳) به دست می‌آیند:

$$n = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c0}} \quad (2)$$

$$k = 1.05E_c \frac{\epsilon_{c1}}{f'_c} \quad (3)$$

که در روابط فوق،  $\epsilon_c$  و  $E_c$  به ترتیب بیانگر کرنش بتن در ناحیه دوم و ضریب کشسانی بتن می‌باشند.

خاموت‌ها بر عملکرد لرزه‌ای ستون‌های بتن آرمه انجام دادند [۱۲ و ۱۳]. نتایج مطالعات نشان داد که بار نهایی یک نمونه با  $15/24$  درصد افت جرم میلگرد و  $30/19$  درصد افت جرم خاموت به میزان  $24/92$  درصد کاهش یافته است [۱۲]. محققان یک المان بتن مسلح سه بعدی را برای در نظر گرفتن اثر خوردگی یکنواخت و حفره‌ای بر روی یک پل قوسی توسعه دادند. این المان قادر به در نظرگیری پارامترهای اثرگذاری همچون زوال در مقاومت پیوستگی بتن و آرماتور و زوال باند- لغزش نمی‌باشد [۱۴].

هدف اصلی مقاله حاضر، تهیه یک مدل عددی برای یک پایه پل بتن آرمه است که تا حد ممکن بتواند اثرات ایجاد شده توسط خوردگی بر رفتار فشاری بتن کاور و هسته، رفتار فشاری و کششی آرماتور و عملکرد تنش پیوستگی- لغزش را در نظر بگیرد. روند مدل‌سازی مورد استفاده با یک نمونه آزمایشگاهی مورد راستی‌آزمایی قرار گرفته است. مقایسه نتایج راستی‌آزمایی با استفاده از نتایج رفتار چرخه‌ای مدل اجزای محدود در ستون بدون خوردگی و همچنین با خوردگی به صورت مجزا انجام شده است. در انتها نیز اثرات درجات مختلف خوردگی بر عملکرد پایه پل بتن آرمه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد بررسی دقیق قرار گرفته است.

## ۲- مدل‌سازی عددی

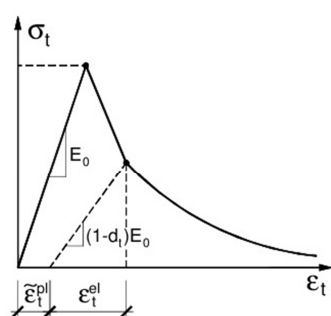
جهت بررسی رفتار اعضای بتن آرمه که دچار پدیده خوردگی شده‌اند بایستی تأثیر زوال مصالح بر رفتار غیرخطی این اعضا مورد توجه ویژه‌ای قرار گیرد. از این‌رو، به منظور مدل‌سازی رفتار غیرارتجاعی نیاز به رویکردی کارآمد جهت مدل‌سازی این اعضا می‌باشد. بر این اساس، در این بخش به بیان روش مدل‌سازی مورد استفاده برای بتن و فولاد در نرم افزار آباکوس پرداخته شده است [۱۵].

### ۲-۱- مدل‌سازی رفتار بتن

$$\varepsilon_{in} = \varepsilon_t - \varepsilon_{el} \quad (۴)$$

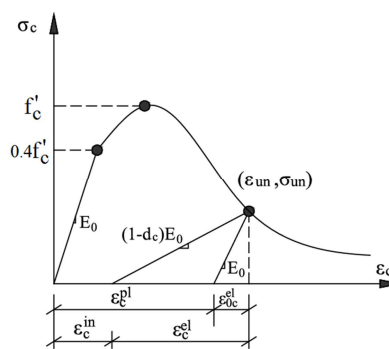
$$\varepsilon_{el} = \frac{\sigma}{E} \quad (۵)$$

در روابط فوق،  $\varepsilon_t$ : کرنش کل،  $\varepsilon_{el}$ : کرنش الاستیک و  $\varepsilon_{in}$ : کرنش غیرالاستیک می‌باشند.



(ب)

سومین قسمت نمودار تنش-کرنش قسمت نزولی نمودار از  $f'_c$  به  $0.4f'_c$  است که در این مطالعه، فاکتور کاهش  $r$  برابر با  $0.85$  فرض شده است. همچنین کرنش نهایی بتن در گسیختگی مربوط به تنش  $f'_c$  برابر با  $0.0065$  می‌باشد. در نرم افزار آباکوس، منحنی تنش-کرنش باید به صورت تنش-کرنش غیرالاستیک متناظر معرفی شود. کرنش غیرالاستیک برابر با اختلاف کرنش کل و کرنش الاستیک است، که از روابط (۴) و (۵) محاسبه می‌شود:



(الف)

شکل ۱- رفتار بتن در (الف) فشار و (ب) کشش [۱۶]

مدل اسکات<sup>۶</sup> و همکاران استفاده شده است [۱۸]. این مدل حالت اصلاح شده‌ای از مدل ارائه شده توسط کنت و پارک<sup>۷</sup> است. تفاوت عمده این دو مدل مربوط به مقدار حداکثر تنش است که در مدل اسکات با استفاده از یک ضریب افزایش یافته است. روابط پیشنهادی در این مدل برای دو بازه کرنش تعرف گردیده که در ادامه ذکر شده است:

$$\text{در حالت } \varepsilon_c \leq k \varepsilon_{c0}$$

$$f_c = f_{cc} \left[ \frac{2\varepsilon_c}{k \varepsilon_{c0}} - \left( \frac{\varepsilon_c}{k \varepsilon_{c0}} \right)^2 \right] \quad (۶)$$

$$\text{در حالت } \varepsilon_c > k \varepsilon_{c0}$$

$$f_c = f_{cc} \left[ 1 - Z_m (\varepsilon_c - k \varepsilon_{c0}) \right] \quad (۷)$$

مقاومت کششی بتن حدود ۷ تا ۱۵ درصد مقاومت نهایی فشاری بتن است در صورتی که نتایج آزمایشگاهی در دسترس نباشد می‌توان از رابطه پیشنهادی آیین نامه ACI 318 (رابطه ۱-۲-۱۹) استفاده نمود [۱۷]. در راهنمای نرم‌افزار آباکوس توصیه شده است که تنش در کرنش حدود ۱۰ برابر کرنش ترک‌خوردگی برابر صفر در نظر گرفته شود [۱۶]. هرچقدر مقدار این کرنش کمتر در نظر گرفته شود مشکلات همگرایی بیشتر شده و احتمال واگرایی حل در مرحله اول بیشتر می‌شود. با توجه به بررسی‌های انجام شده حداقل مقدار قابل استفاده در این مطالعه ۰/۰۰۱ به‌دست آمده و از همین مقدار در تمام تحلیل‌ها استفاده شده است.

۲-۱-۲- منحنی تنش-کرنش بتن محصور در فشار

تاکنون مدل‌های مختلفی برای رابطه تنش-کرنش فشاری بتن محصور معرفی شده است. در این مطالعه از

<sup>۶</sup>- Scott

<sup>۷</sup>- Kent and Park

که در روابط فوق، پارامترهای  $k$ ،  $f'_{cc}$  و  $Z_m$  از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

که در روابط فوق، پارامترهای  $k$ ،  $f'_{cc}$  و  $Z_m$  از روابط زیر محاسبه می‌شوند:

$$K = 1 + \frac{\rho_s f_{yh}}{f'_c} \quad (۸)$$

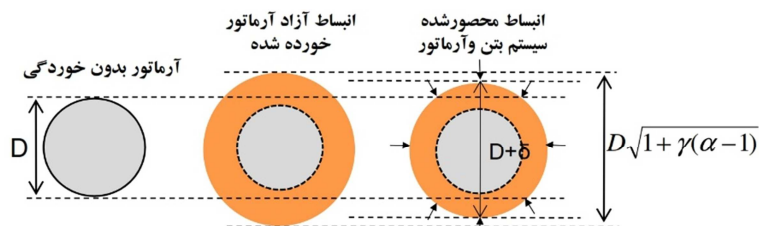
$$f'_{cc} = K f'_c \quad (۹)$$

$$z_m = \frac{0.5}{\frac{3 + 0.29 f'_c}{145 f'_c - 1000} + \frac{3}{4} \rho_s \sqrt{\frac{h''}{s}} - k \epsilon_{c0}} \quad (۱۰)$$

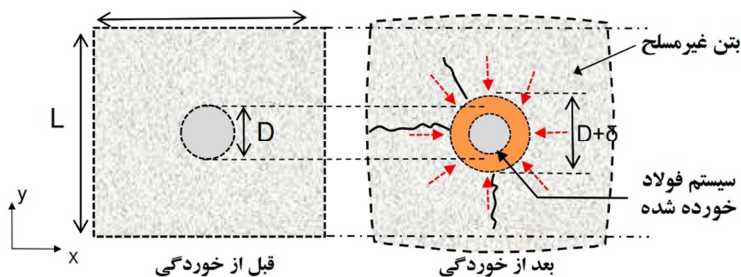
در رابطه فوق مقادیر نسبت حجمی میلگردهای عرضی و تنش تسلیم آنها به ترتیب با مقادیر  $\rho_s$  و  $f_{yh}$  نشان داده می‌شود.

۲-۱-۳- پارامترهای آسیب در کشش و فشار

یکی از موارد تأثیرگذار در رفتار کلی سازه شیب باربرداری است. معمولاً شیب باربرداری برابر با همان ضریب کشسانی اولیه در نظر گرفته می‌شود. این فرض برای موادی مانند فولاد صحیح است، اما برای بتن بدلیل آسیب‌های وارده بر اثر ترک‌خوردگی و خردشدگی، این شیب از مقدار اولیه کمتر خواهد بود. این قابلیت در نرم‌افزار آباکوس گنجانده شده که می‌توان به وسیله معرفی پارامترهای  $d_t$  و  $d_c$  کاهش سختی باربرداری را در محاسبات وارد کرد. سختی باربرداری در فشار از ضرب



ضریب انبساط ماده حاصل از خوردگی:  $\alpha$ ، نسبت کاهش جرم:  $\gamma$ ، قطر اولیه آرماتور:  $D$



شکل ۲- شمای کلی انبساط فولاد خورده شده در بتن مسلح و ترک‌های ناشی از آن [۱۹]

المان Solid از بهترین المان‌هایی است که می‌تواند برای مدل‌سازی بتن استفاده شود. در این مطالعه از المان Solid هشت گره‌ای سه‌بعدی (C3D8) استفاده شده است. برای تعریف رفتار بتن در مدل اجزای محدود، دیگرام تنش- کرنش برای بتن غیرمحصور و بتن محصور شده تحت بارگذاری فشاری در مدل مورد استفاده قرار گرفته است.

۲-۱-۵- اصلاح رفتار بتن کاور (با در نظر گرفتن خوردگی)

در شکل ۲، دیگرام شماتیک برای هندسه انبساط یافته آرماتور و بتن نشان داده شده است. در صورتی که هیچگونه قیدی از طرف بتن به آرماتور وارد نگردد، مواد خوردگی می‌توانند به راحتی و بدون ایجاد تنش انبساط پیدا کنند. با توجه به شکل ۲ می‌توان میزان کاهش حجم آرماتور و قطر آرماتور باقیمانده و همچنین حجم مواد حاصل از خوردگی و در نتیجه کرنش حاصل از این انبساط حجم را به دست آورد.

خوردگی) می‌باشند. تعداد میلگردهای مقطع و عرض کلی ترک برای درصد معین خوردگی ( $X$ ) به ترتیب با پارامترهای  $n_{bars}$  و  $W_{cr}$  نشان داده می‌شود.

برای اصلاح منحنی کششی از مطالعات انجام شده توسط محققان و براساس فرضیات ماکزیمم مقاومت کششی برابر با  $1/48$  مگاپاسکال و انرژی شکست برابر با  $0.124$  نیوتن بر میلیمتر استفاده شده است [۲۱ و ۲۲]. پهنای نوار ترک براساس مطالعات چای<sup>۹</sup> برابر با ریشه سوم حجم المان مش در نظر گرفته شده است [۲۳].

۲-۱-۵- اصلاح رفتار بتن هسته (با در نظر گرفتن خوردگی)

مطالعات اسکات و همکاران نشان داده است که مقاومت فشاری بتن محصور در هسته بتن تابعی از تنش تسلیم آرماتورهای عرضی و همچنین نسبت حجمی آنها می‌باشد [۱۸]. برای اصلاح منحنی نیاز به محاسبه ضریب  $K$  (معادله (۸)) می‌باشد. اگر نتوان از خوردگی آرماتورهای عرضی جلوگیری نمود بایستی به دلیل کاهش سطح مقطع این آرماتورها، نسبت حجمی آنها را در رابطه (۸) کاهش داد. از سوی دیگر، خوردگی سبب کاهش تنش تسلیم آرماتورهای عرضی نیز خواهد شد. قابل ذکر است اطلاعات کامل‌تر این موضوع در بخش اصلاح رفتار آرماتورها بیان می‌گردد. می‌توان از روابط پیشنهادی زیر جهت کاهش قطر و تنش تسلیم آرماتورهای عرضی استفاده نمود [۲۴-۲۶]. این روابط براساس درصد کاهش جرم تعریف گردیده‌اند:

$$D_{Corr} = D [1 - 0.01\psi]^{0.5} \quad (15)$$

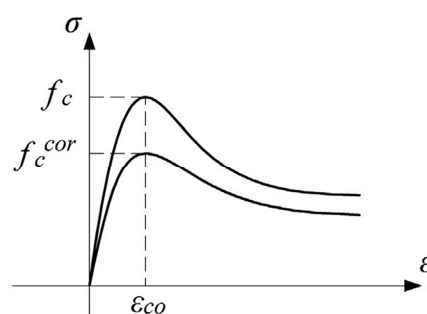
$$f_{yh,Corr} = f_{yh} [1 - 0.005\psi] \quad (16)$$

در روابط فوق، مقادیر  $D_{Corr}$  و  $f_{yh,Corr}$  به ترتیب نشان‌دهنده قطر و تنش تسلیم آرماتورهای عرضی در حالت خوردگی می‌باشند. قطر و تنش تسلیم متناظر با حالت بدون خوردگی نیز با  $D$  و  $f_{yh}$  نشان داده می‌شود.

در این مطالعه از رویکرد پیشنهادی توسط کرونی و گمبارووا<sup>۸</sup> برای اصلاح رفتار فشاری بتن مطابق شکل ۳ استفاده شده است [۲۰]. رابطه زیر براساس این مطالعه پیشنهاد شده است:

$$f_c^{cor} = \frac{f_c}{1 + K \frac{\epsilon_1}{\epsilon_{c0}}} \quad (11)$$

که در این رابطه پارامترهای  $f_c$  و  $f_c^{cor}$  به ترتیب بیانگر مقاومت فشاری بتن کاور در دو حالت با و بدون خوردگی می‌باشند.



شکل ۳- اصلاح رفتار فشاری بتن تحت اثر خوردگی آرماتور [۲۰]

اثرات نوع سطح خارجی و قطر میلگرد به کمک پارامتر  $K$  در نظر گرفته شده است که می‌توان آن را برای آرماتور آبدار و قطرهای معمول آرماتور برابر با  $0.1$  در نظر گرفت. همچنین پارامترهای  $\epsilon_1$  و  $\epsilon_{c0}$  به ترتیب کرنش متناظر با ماکزیمم تنش قابل تحمل بتن و کرنش کششی متوسط در بتن ترک‌خورده می‌باشند. پارامتر  $\epsilon_1$  را می‌توان به کمک روابط زیر محاسبه نمود:

$$\epsilon_1 = \frac{P_{corr} - P_0}{P_0} \quad (12)$$

$$P_{corr} - P_0 = n_{bars} W_{cr} \quad (13)$$

$$W_{cr} = 2\pi (v_{nust} - 1) X \quad (14)$$

در روابط فوق،  $P_0$  و  $P_{corr}$  به ترتیب بیانگر محیط ستون در حالت بدون ترک و محیط در حالت با ترک (ناشی از

<sup>9</sup>- Chai

<sup>8</sup>- Coronelli and Gambarova

۶- زوال در مقاومت کمانشی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای (BUCKDEG) و

۷- زوال در مقاومت کششی به دلیل بارگذاری چرخه‌ای/خستگی کم چرخه (FATDEG).

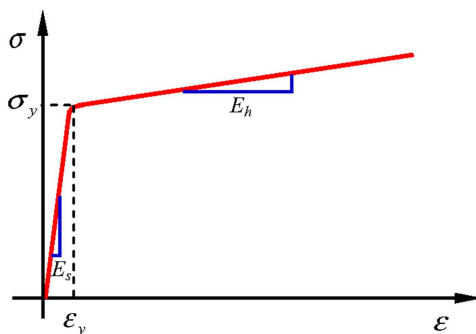
در این مطالعه از در نظر گیری اثرات IURC و FATDEG صرف نظر شده است.

۲-۲-۲- مدل سازی رفتار کششی (TE)

تاکنون مدل‌های متنوعی برای پوش کششی آرماتورهای ارائه شده است [۲۷-۲۹]. مدل ارائه شده توسط بالان<sup>۱۵</sup> و همکاران یک تابع پیوسته با انتقالی ملایم از ناحیه خطی به ناحیه سخت شوندگی کرنش می‌باشد [۳۰]. این مدل در شکل ۴ و رابطه آن در معادله (۱۷) نشان داده شده است:

$$\sigma = \frac{\sigma_y}{2} \left[ \left( 1 - \frac{E_h}{E_s} \right) + \left( 1 + \frac{E_h}{E_s} \right) \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} - \left( 1 - \frac{E_h}{E_s} \right) \right] \times \sqrt{\left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_y} \right)^2 + \delta} \quad (17)$$

که در معادله فوق،  $E_h$ ،  $E_s$ ،  $\sigma_y$ ،  $\varepsilon_y$  و  $\delta$  به ترتیب بیانگر شیب ناحیه سخت‌شوندگی کرنش، ضریب کشسانی فولاد، تنش تسلیم، کرنش متناظر با تنش تسلیم و پارامتر شکل ۴ می‌باشند. در این مطالعه پارامتر  $\delta$  برابر صفر در نظر گرفته شده است.



شکل ۴- پوش کششی پیشنهادی در مرجع [۲۶]

پارامتر  $\psi$  بیانگر درصد کاهش جرم آرماتور در اثر خوردگی می‌باشد.

۲-۲-۲- مدل سازی رفتار آرماتورهای فولادی

به طور کلی دو روش برای مدل‌سازی فولادهای مسلح‌کننده سازه‌های بتن آرمه به روش المان محدود وجود دارد. در روش اول میلگرد به صورت المان‌های مجزا مدل شده و بعد از آن درجات آزادی بتن بسته می‌شود. در روش دوم بجای مدل‌سازی با استفاده از المان‌های مستقل، اثرات میلگرد در سختی المان‌های بتن در نظر گرفته می‌شود. امکان مدل‌سازی به هر دو روش در نرم‌افزار وجود دارد. در این مطالعه از روش اول استفاده شده است. به علت اینکه میلگردهای خمشی معمولاً نسبت به بتن مقطع، مساحت نسبتاً کمی دارند، معمولاً توزیع تنش در آنها یکنواخت است و در نتیجه می‌توان رفتار آن‌ها را به وسیله المان‌های یک بعدی با تئوری تنش یک محوره (خرپا) مدل‌سازی کرد.

۲-۲-۱- منحنی تنش-کرنش فولاد

مدل مورد استفاده برای منحنی تنش-کرنش فولاد در این بخش برگرفته از نتایج بررسی‌های کاشانی و همکاران می‌باشد [۲۶]. این مدل شامل هفت بخش می‌باشد:

- ۱- بخش پوش کششی ( $TE^{10}$ ),
- ۲- بخش پوش فشاری ( $CE^{11}$ ),
- ۳- رفتار باربرداری- بارگذاری مجدد با انتقال از ناحیه کششی به ناحیه فشاری ( $URCT^{12}$ ),
- ۴- رفتار باربرداری- بارگذاری مجدد با انتقال از ناحیه فشاری به ناحیه کششی ( $URTC^{13}$ ),
- ۵- چرخه‌های باربرداری- بارگذاری مجدد ناقص ( $IURC^{14}$ ),

<sup>10</sup>- Tension Envelope

<sup>11</sup>- Compression Envelope

<sup>12</sup>- Unload-Reload response for Compression to Tension

<sup>13</sup>- Unload-Reload response for Tension to Compression

<sup>14</sup>- Incomplete Unload-Reload Cycles

<sup>15</sup>- Balan



اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه‌ای پایه پل‌های بتن آرمه

اهمیت است. این عوامل باعث کاهش ظرفیت کمانشی میلگردهای خورده شده می‌شوند.

پارامترهای مورد استفاده برای نمودار بدون خوردگی در ادامه آمده است:

$$\varepsilon_{2,0} = \begin{cases} 7\varepsilon_{yc,0} & \varepsilon_{2,0} \leq 7\varepsilon_{yc,0} \\ \varepsilon_{yc,0} [55 - 2.3\lambda_p] & \varepsilon_{2,0} > 7\varepsilon_{yc,0} \end{cases} \quad (21)$$

$$\sigma_{2,0} = \begin{cases} 0.2\sigma_{yc} & \sigma_{2,0} \leq 0.2\sigma_{yc} \\ \phi [\sigma_{yc} + (\varepsilon_1 - \varepsilon_{yc}) E_{sh}] [1.1 - 0.016\lambda_p] & \sigma_{2,0} > 0.2\sigma_{yc} \end{cases} \quad (22)$$

$$\sigma_{2,0} = 0.2\sigma_{yc} \quad (23)$$

$$\varepsilon_{3,0} = \frac{\sigma_{2,0} - \sigma_{3,0}}{0.02E_s} = +0.02E_s \varepsilon_{2,0} \quad (24)$$

همچنین برای در نظرگیری اثر خوردگی می‌توان منحنی پوش فشاری را مطابق روابط زیر اصلاح نمود:

$$\sigma_{yc,corr} = \begin{cases} \sigma_{yc} (1 - 0.005\psi) & L/D \leq 6 \\ \sigma_{yc} (1 - 0.0065\psi) & 6 < L/D < 10 \\ \sigma_{yc} (1 - 0.0125\psi) & L/D > 10 \end{cases} \quad (25)$$

$$\varepsilon_{yc,corr} = \frac{\sigma_{yc,corr}}{E_s} \quad (26)$$

$$D_{Corr} = D [1 - 0.01\psi]^{0.5} \quad (27)$$

$$\lambda_{p,corr} = \sqrt{\frac{\sigma_{yc,corr}}{100}} \frac{L}{D_{Corr}} \quad (28)$$

با توجه به پارامترهای محاسبه شده در روابط (۲۵) تا (۲۸) و جایگزینی مقادیر آنها در روابط (۲۱) تا (۲۴) می‌توان نمودار پوش اصلاحی در برگیرنده خوردگی آرماتور را تعیین نمود.

تحقیقات قبلی نشان می‌دهد که تحت بارگذاری چرخه‌ای مقاومت کمانش و پاسخ باربرداری - بارگذاری مجدد از ناحیه کششی به ناحیه فشاری تابعی از تاریخچه کرنش است. داده‌های آزمایشگاهی نشان داده است که مقاومت کمانش آرماتورها تابعی از تاریخچه کرنش

تأثیر خوردگی بر خواص مکانیکی آرماتورها توسط محققین مختلفی مورد بررسی قرار گرفته است [۳۱] و [۳۲]. در این مطالعه برای اصلاح رفتار کششی فولاد تحت اثر خوردگی تنش تسلیم و کرنش نهایی مورد اصلاح قرار گرفته است. مقادیر اصلاحی تنش تسلیم، کرنش نهایی و تنش نهایی از روابط زیر محاسبه می‌گردند:

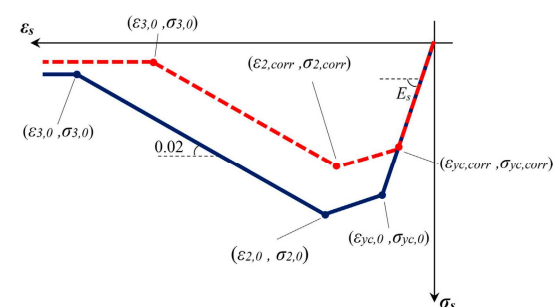
$$\sigma_{y,Corr} = \sigma_y [1 - 0.005\psi] \quad (18)$$

$$\varepsilon_{u,Corr} = \varepsilon_u [1 - 0.05\psi] \quad (19)$$

$$\sigma_{u,Corr} = \sigma_u [1 - 0.005\psi] \quad (20)$$

۳-۲-۲- مدل‌سازی رفتار فشاری (CE)

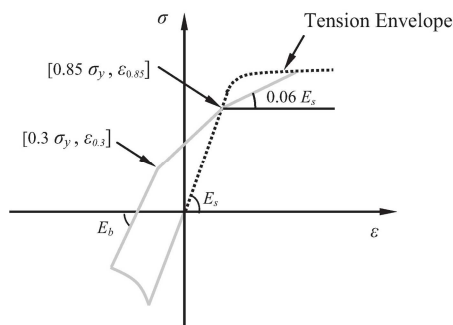
برای مدل‌سازی رفتار فشاری از پوش ارائه شده در شکل ۵ استفاده گردیده است [۳۳]. نمودار آبی رنگ مربوط به پوش فشاری با در نظرگیری کمانش آرماتورها در حالت بدون خوردگی و نمودار قرمز رنگ (خط چین) مربوط به حالت با خوردگی می‌باشد. تأثیر خوردگی بر رفتار کمانش غیرالاستیک میلگردهای خورده شده به صورت آزمایشگاهی و محاسباتی توسط کاشانی و همکاران بررسی گردیده است [۱ و ۳۴].



شکل ۵- پوش فشاری آرماتور [۳۳]

مطالعات عددی آنها نشان داد که سه پارامتر اساسی، رفتار کمانشی میلگردهای خورده شده را تحت تأثیر قرار می‌دهند. این سه پارامتر عبارتند از: کاهش غیریکنواخت سطح مقطع و ممان اینرسی در طول میلگرد، جابه‌جایی مرکز سطح میلگرد در طول میلگرد که باعث ایجاد خروج از مرکزیت می‌شود و شکل سطح مقطع میلگرد که در رابطه با کمانش غیرالاستیک بسیار حائز

دهد از منحنی سه خطی که در شکل ۷ نشان داده شده استفاده می‌گردد.



شکل ۷- مدل چند خطی باربرداری کششی و بارگذاری فشاری در نرخ کم کرنش [۲۶]

اگر باربرداری در کرنش بالا ( $\epsilon > 9\epsilon_y$ ) رخ دهد بایستی از مدل ارائه شده در شکل ۸ استفاده شود. سختی اولیه باربرداری ( $E_b$ ) در این شکل از معادله زیر محاسبه می‌گردد:

$$E_b = E_s \left( \frac{\sigma_{min}}{\sigma_{t,min}} \right)^{1.5} \quad (33)$$

که  $\sigma_{min}$  کمینه مقاومت فشاری در باربرداری و  $\sigma_{t,min}$  تنش در پوش کششی متناظر با کرنش در  $\sigma_{min}$  می‌باشد. همچنین ناحیه بین  $0.15\sigma_y$  و  $0.85\sigma_y$  توسط معادلات زیر قابل تعیین می‌باشد:

$$\sigma_h = \frac{\epsilon_h}{\eta_1 + \eta_2 \epsilon_h} \quad (34)$$

$$\eta_1 = \begin{cases} \frac{1}{0.03E_s} & \lambda_p \leq 45 \\ \frac{1}{0.015E_s} & \lambda_p > 45 \end{cases} \quad (35)$$

$$\eta_2 = \frac{1}{0.15\sigma_y - 0.85\sigma_y} - \frac{\eta_1}{\epsilon_{0.15} - \epsilon_{0.85}} \quad (36)$$

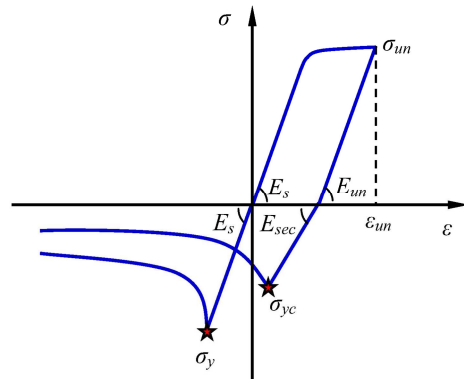
$$\epsilon_{0.85} = \epsilon_{um} - \frac{\sigma_{um} - 0.85\sigma_y}{E_{um}} \quad (37)$$

$$\sigma = \sigma_h + 0.15\sigma_y \quad (38)$$

$$\epsilon = \epsilon_h + \epsilon_{0.15} \quad (39)$$

کششی پلاستیک و همچنین نسبت لاغری آنها می‌باشد [۳۵].

در این مطالعه از مدل ارائه شده توسط کاشانی و همکاران برای در نظرگیری زوال سختی چرخه‌ای در باربرداری کششی و بارگذاری فشاری (URTC) استفاده شده است. این مدل در شکل ۶ نشان داده شده است [۲۶].



شکل ۶- زوال سختی چرخه‌ای در باربرداری کششی و بارگذاری فشاری [۲۶]

پارامترهای  $\sigma_{yc}$ ،  $E_{um}$  و  $E_{sec}$  در شکل ۶ از معادله‌های (۲۹) تا (۳۲) محاسبه می‌گردند:

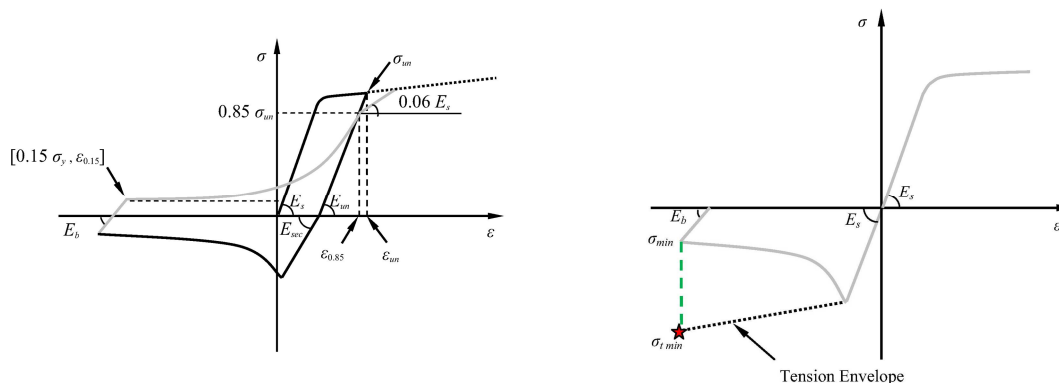
$$\sigma_{yc} = \sigma_y \frac{1}{1 + 0.7\epsilon_p \lambda_p} \quad (29)$$

$$\epsilon_p = \epsilon_{um} - \epsilon_y \quad (30)$$

$$E_{um} = E_s \left( 0.82 + \frac{1}{5.55 + 1000\epsilon_p} \right) \quad (31)$$

$$E_{sec} = E_s \frac{1}{1 + \left( \frac{\epsilon_p}{0.005} \right)^{0.5}} \quad (32)$$

از سوی دیگر، بررسی‌های محققان نشان داده است که برای  $\frac{L}{D} \geq 8$ ، باربرداری- بارگذاری از ناحیه فشاری به کششی (URCT) با افزایش تقاضای کرنش به طور قابل توجهی تحت تأثیر قرار می‌گیرد [۱ و ۳۶]. در این مطالعه، دو نوع منحنی در کرنش کم و زیاد مورد استفاده قرار می‌گیرد. اگر باربرداری در کرنش کم ( $\epsilon \leq 9\epsilon_y$ ) رخ



(ب) قواعد باربرداری-بارگذاری

(الف) تعریف سختی اولیه باربرداری ( $E_b$ )

شکل ۸- مدل پیشنهادی برای باربرداری کششی و بارگذاری فشاری در نرخ بالای کرنش [۲۶]

### ۲-۳- عملکرد تنش پیوستگی- لغزش

برای شبیه‌سازی تماس بین میلگرد و بتن از المان Bond-Link استفاده شده که هیچ‌گونه بعد فیزیکی ندارد و دو گره با مختصات یکسان را با فنرهای غیرخطی به هم وصل می‌کند. با اختصاص منحنی نیرو- تغییرمکان به این فنرها، می‌توان چسبندگی- لغزش بین بتن و میلگرد مجاور را شبیه‌سازی کرد که نیروی هر فنر از حاصل ضرب تنش چسبندگی در سطح بارگیر فنر به‌دست می‌آید. دقت این شبیه‌سازی بستگی به تعداد فنرها دارد، در صورتی که از فنرهای زیاد با فاصله کم استفاده شود، شبیه‌سازی از دقت بالایی برخوردار خواهد شد.

برای در نظرگیری عملکرد تنش پیوستگی بین بتن و میلگرد از مطالعه انجام شده توسط کاشانی و همکاران استفاده شده است. در این مطالعه، معادله (۴۰) پیشنهاد گردیده است [۳۷]:

$$S = \begin{cases} \frac{2\tau_e l_{\sigma_s}^2}{Ed_b} & \sigma_s < \sigma_y \\ 2\frac{\tau_e l_e^2}{Ed_b} + \frac{\sigma_y l_y}{E} + \frac{\tau_y l_y^2}{E_h d_b} & \sigma_s > \sigma_y \end{cases} \quad (40)$$

نحوه محاسبه پارامترهای مورد استفاده در رابطه فوق در ادامه آمده است:

$$l_{\sigma_s} = \frac{\sigma_s A_b}{\tau_e \pi d_b} \quad (41)$$

$$l_e = \frac{\sigma_y A_b}{\tau_e \pi d_b} \quad (42)$$

$$l_y = \frac{\sigma_s - \sigma_y}{\tau_y} \frac{A_b}{\pi d_b} \quad (43)$$

$$\tau_e = 0.9\sqrt{f_c} \quad (44)$$

$$\tau_y = 0.45\sqrt{f_c} \quad (45)$$

همچنین مقدار  $E_h$  را می‌توان یک دهم  $E$  در نظر گرفت.

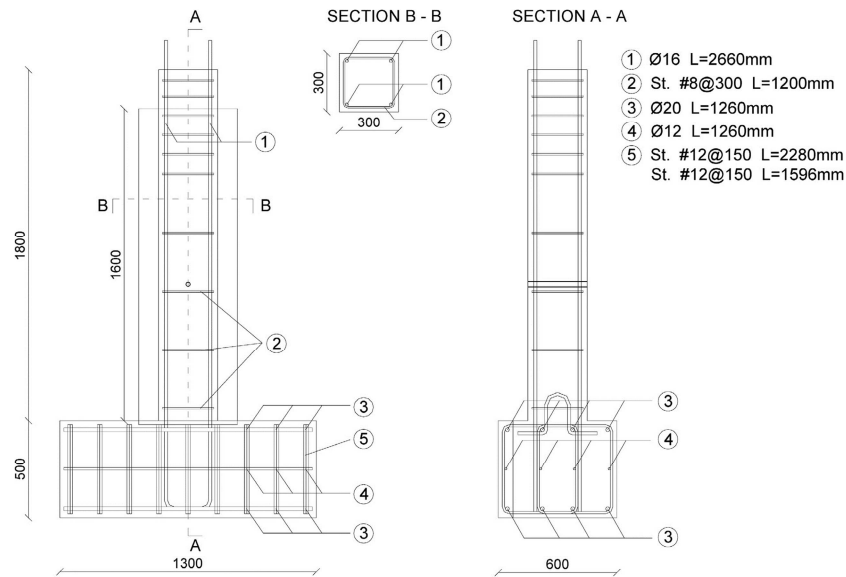
### ۳- راستی آزمایشی چارچوب پیشنهادی

برای ارزیابی مدل عددی تهیه شده، از یک ستون که در آزمایشگاه تحت بارگذاری چرخه‌ای مورد آزمایش قرار گرفته استفاده شده است [۳۸]. طول ستون برابر ۱/۸ متر و سطح مقطع آن به‌صورت مربعی و با بعد ۳۰۰ میلیمتر می‌باشد. از ۴ آرماتور طولی به قطر ۱۶ میلیمتر و از ۴ آرماتور عرضی به قطر ۸ میلیمتر و با فاصله ۳۰۰ میلیمتر برای آرماتورگذاری استفاده شده است. در پایین ستون از یک فونداسیون با ابعاد ۱۳۰۰×۶۰۰×۵۰۰ میلیمتر اجرا شده است. مقاومت فشاری مشخصه بتن برابر با ۱۹ مگاپاسکال و کاور ۳۰ میلیمتر می‌باشد. مقاومت تسلیم و نهایی آرماتورها به ترتیب برابر با ۵۲۰ و ۶۲۰ مگاپاسکال گزارش شده است. در نمونه مرجع هیچ‌گونه خوردگی اعمال نشده است و در نمونه تحت مطالعه ۲۰ درصد کاهش جرم فقط در میلگردهای طولی ایجاد شده است. میزان ارتفاع آرماتورهای طولی که دچار خوردگی شده‌اند برابر با ۱/۵ متر می‌باشد. جزئیات

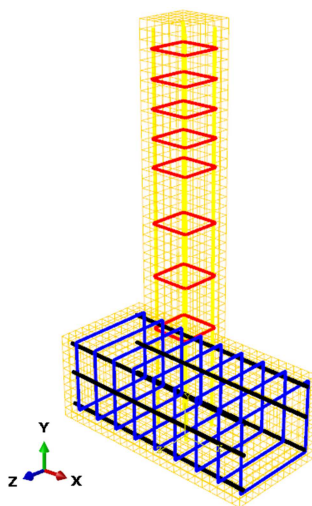
۰/۳۵، ۰/۴۰، ۰/۵۰، ۰/۶۰، ۰/۷۵، ۱، ۱/۲۵، ۱/۵۰، ۱/۷۵، ۲/۵۰، ۳/۵۰ و ۵ درصد می‌باشند.

مدل‌سازی انجام شده در نرم افزار آباکوس برای آرماتورها و بتن در شکل ۱۰ ارائه شده است. سعی شده است مدل‌سازی تا حد ممکن منطبق بر مشخصات ارائه شده در مرجع [۳۸] باشد.

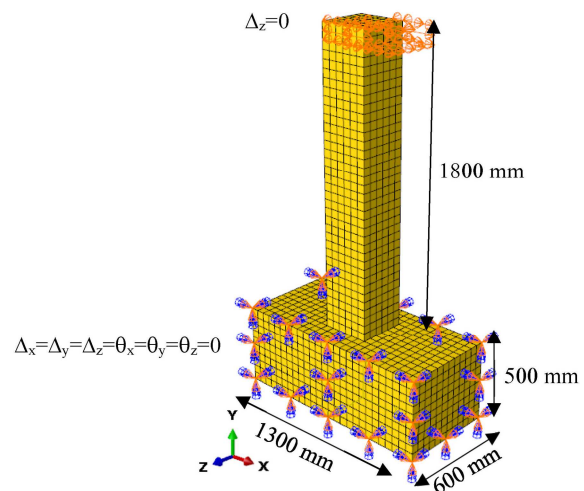
آرماتوربندی و هندسه ستون در شکل ۹ نشان داده شده است. بارگذاری در ۱۴ سیکل که با نسبت‌های مختلف دریافت انجام شده است. هر نسبت دریافت به تعداد سه سیکل تکرار شده و شروع بارگذاری با نسبت دریافت ۰/۲۵ درصد است. نسبت‌های دریافت بارگذاری بعدی شامل



شکل ۹- جزئیات آرماتوربندی و هندسه ستون [۳۸]



(ب) مدل مش‌بندی شده عددی به همراه قرارگیری میلگردهای مدفون در عضو بتنی



(الف) مشخصات هندسی مدل اعتبارسنجی به همراه شرایط مرزی نیرویی و تکیه‌گاهی.

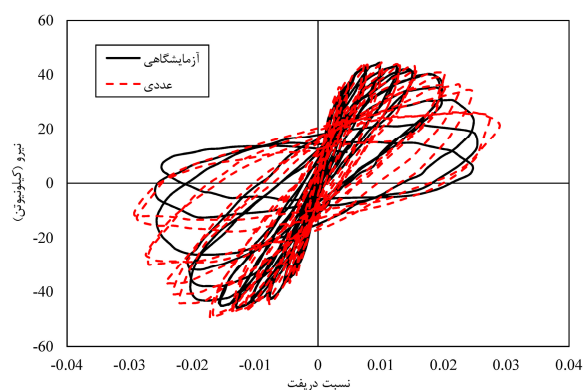
شکل ۱۰- هندسه مدل عددی

بالای ستون اعمال و سپس بارگذاری چرخه‌ای مطابق پروتکل اشاره شده، در بالای ستون اعمال می‌گردد. مقایسه نتایج صحت سنجی رفتار چرخه‌ای مدل اجزاء محدود پیشنهادی در ستون بدون خوردگی با منحنی

یک تحلیل حساسیت برای کنترل ابعاد مناسب مش انجام گرفته و ستون با استفاده از مش مکعبی به ابعاد ۵۰ میلی‌متر مش‌بندی شده است. در مرحله اول بارگذاری ابتدا بارگذاری ثقلی به میزان ۴۰۰ کیلونیوتن در

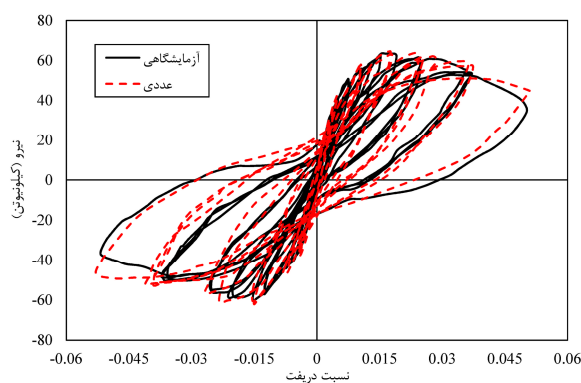
توانایی پیش بینی رفتار چرخه ای مدل آزمایشگاهی را دارد.

برای بررسی دقیق تر مدل پیشنهادی، توزیع خسارت کششی در نمونه بدون آسیب برای نسبت دریافت یک درصد و دو درصد در شکل ۱۲ نشان داده شده است. نتایج مدل سازی عددی نشان داده است که اولین ترک خوردگی در جابه‌جایی حدود  $4/35$  میلی‌متر (دریافت حدود  $0/3$  درصد) ایجاد شده و ترک‌ها بعد از این دریافت شروع به باز شدن می‌کنند. نتایج به دست آمده با نتایج گزارش شده در نمونه آزمایشگاهی تطابق مناسبی دارد [۲۸]. همچنین توزیع خسارت کششی در نمونه آسیب دیده در شکل ۱۳ نشان داده شده است.



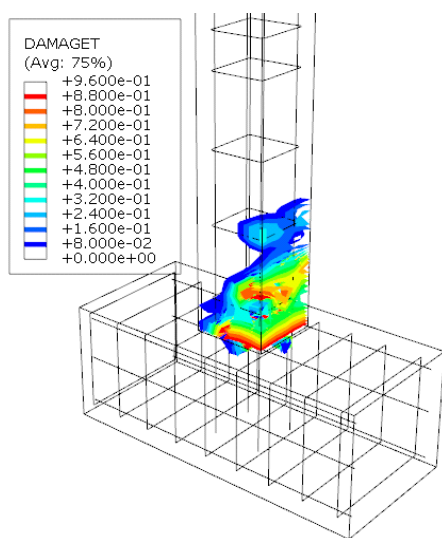
(ب) ستون با خوردگی

چرخه ای نمونه آزمایشگاهی در شکل ۱۱-الف نشان داده شده است. همان گونه که در این شکل مشخص است، مدل عددی پیشنهادی، رفتار چرخه‌ای مدل آزمایشگاهی را به خوبی شبیه‌سازی می‌نماید. این مدل هم به لحاظ تطابق در ظرفیت باربری ستون و هم مدل سازی کاهش سختی ستون با افزایش دریافت، تطابق بسیار خوبی با رفتار چرخه‌ای ستون آزمایش شده نشان می‌دهد. در شکل ۱۱-ب، مقایسه نتایج صحت سنجی رفتار چرخه ای مدل اجزاء محدود پیشنهادی در ستون با خوردگی ۲۰ درصد با منحنی چرخه‌ای نمونه آزمایشگاهی متناظر آن نشان داده شده است. نتایج نشان داده است که اصلاحات انجام شده بر مشخصات مصالح بدلیل خوردگی به خوبی

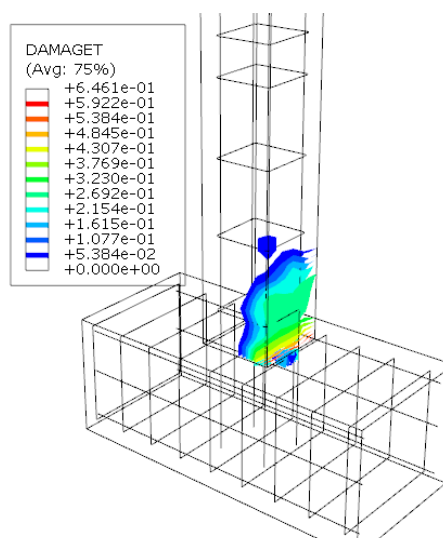


(الف) ستون بدون خوردگی.

شکل ۱۱- مقایسه منحنی‌های چرخه‌ای مدل عددی و آزمایشگاهی برای ستون سالم و ستون با خوردگی

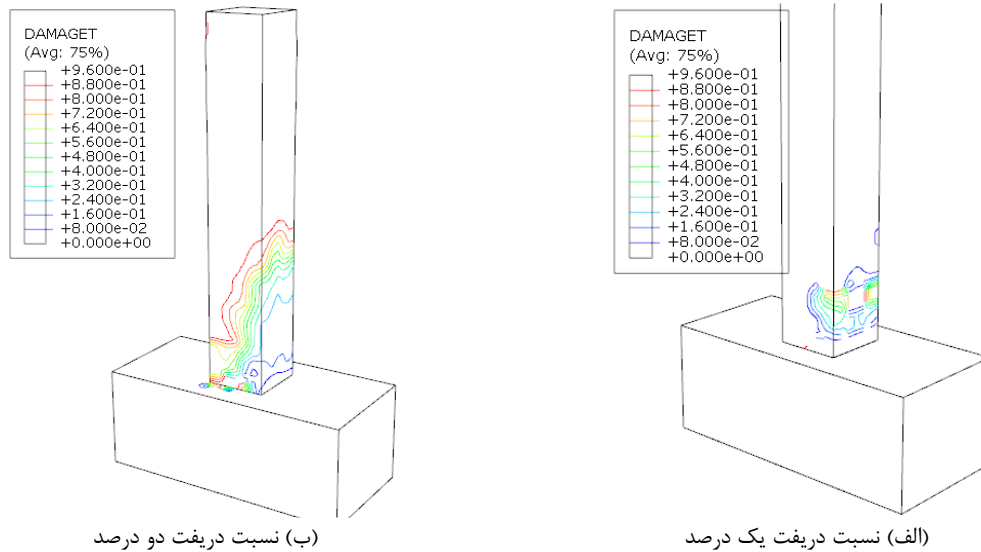


(ب) نسبت دریافت دو درصد



(الف) نسبت دریافت یک درصد

شکل ۱۲- توزیع خسارت کششی در نمونه بدون آسیب



شکل ۱۳- توزیع خسارت کششی در نمونه آسیب دیده

#### ۴- معرفی مدل‌های عددی

پس از اعتبارسنجی رویکرد پیشنهادی، مدل‌های عددی برای مطالعات پارامتریک بسط داده شده است. مشخصات تمامی نمونه‌ها مشابه نمونه مورد استفاده در بخش صحت‌سنجی در نظر گرفته شده است. قابل ذکر است که درصد خوردگی به‌عنوان متغیر در نظر گرفته شده است. درصدهای خوردگی مورد استفاده در این مطالعه به ترتیب برابر با صفر، ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد می‌باشند. مدل‌های اشاره شده دقیقاً مطابق با روند اشاره شده در بخش ۲ ایجاد شده‌اند. هدف اصلی در کلیه حالات بررسی میزان اثر بخشی پارامتر میزان خوردگی بر رفتار چرخه‌ای (منحنی هیستریزیس)، پوش نمودارهای چرخه‌ای، تغییرات سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری می‌باشد.

#### ۵- نتایج

در این بخش نتایج آنالیزهای انجام شده بر روی نمونه سالم و نمونه‌های با ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد خوردگی ارائه شده است.

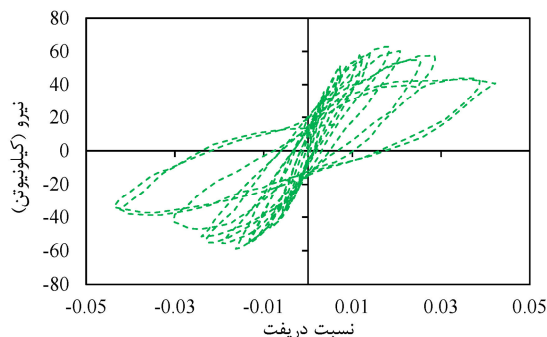
##### ۵-۱- منحنی هیستریزیس

با استفاده از منحنی‌های هیستریزیس، بسیاری از پارامترهای لرزه‌ای مربوط به المان سازه‌ای نظیر جذب انرژی، شکل‌پذیری و تغییرات سختی قابل تعیین می‌باشند. بدین منظور در شکل ۱۴، منحنی هیستریزیس مربوط به نمونه سالم و سه نمونه آسیب دیده نشان داده شده است. با توجه به نمودارهای ارائه شده مشخص می‌شود که نمونه سالم دارای حداکثر ظرفیت  $65/3$  کیلونیوتن است که در نسبت دررفت  $1/8$  درصد اتفاق می‌افتد. در صورت ایجاد خوردگی به میزان ۱۰ درصد، مقدار حداکثر ظرفیت باربری با کاهش تقریباً ۴ درصدی به  $63$  کیلونیوتن می‌رسد که در همان نسبت دررفت  $1/8$  درصد رخ می‌دهد. با افزایش درصد خوردگی از ۱۰ درصد به ۲۰ درصد، حداکثر ظرفیت باربری برابر با  $50/1$  کیلونیوتن در نسبت دررفت  $1/7$  درصد رخ می‌دهد که کاهش ۲۳ درصدی را تجربه می‌کند. با افزایش بیشتر میزان خوردگی به ۳۰ درصد، حداکثر ظرفیت باربری با کاهش ۳۴ درصدی نسبت به نمونه سالم به مقدار  $43/3$  کیلونیوتن در نسبت دررفت  $1/1$  درصد می‌رسد. با توجه به توضیحات می‌توان دریافت که افزایش میزان خوردگی موجب کاهش ظرفیت باربری و همچنین کاهش نسبت دررفت قابل تحمل توسط نمونه می‌شود. نکته قابل توجه دیگر این است که با افزایش میزان خوردگی، تغییرمکان

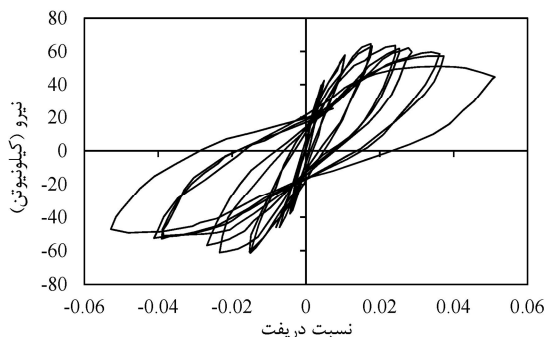
اثر خوردگی آرماتورها بر رفتار چرخه‌ای پایه پل‌های بتن آرمه

مدل‌های عددی دارای خوردگی بیشتر مشخص است و ظرفیت جذب انرژی در مقایسه با نمونه سالم به شدت کاهش یافت.

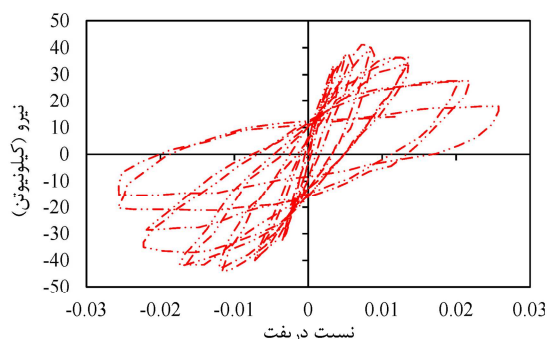
تسلیم مدل‌های دارای خوردگی کاهش یافت و نیروی جانبی پس از تسلیم با شدت بیشتری کاهش یافت. با توجه به شکل ۱۴، باریک‌شدگی منحنی هیستریزس در



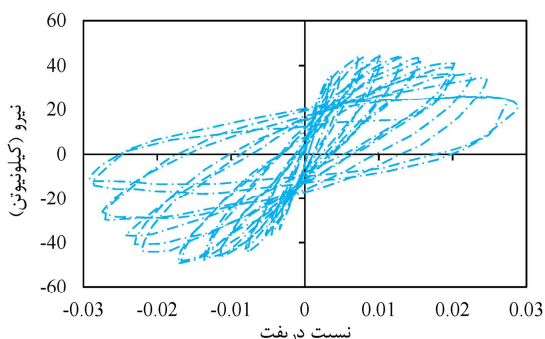
(ب)



(الف)



(ت)



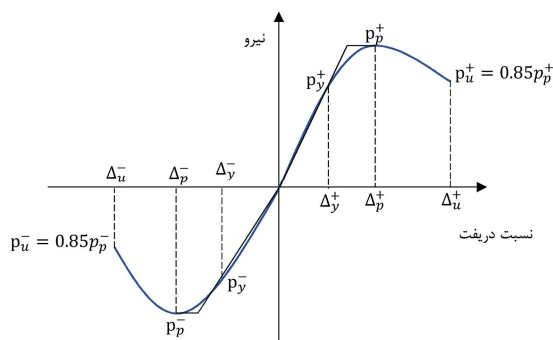
(پ)

شکل ۱۴- نتایج منحنی‌های هیستریزس نمونه‌ها، (الف) نمونه بدون خوردگی، (ب) نمونه با ۱۰ درصد خوردگی، (پ) نمونه با ۲۰ درصد خوردگی و (ت) نمونه با ۳۰ درصد خوردگی

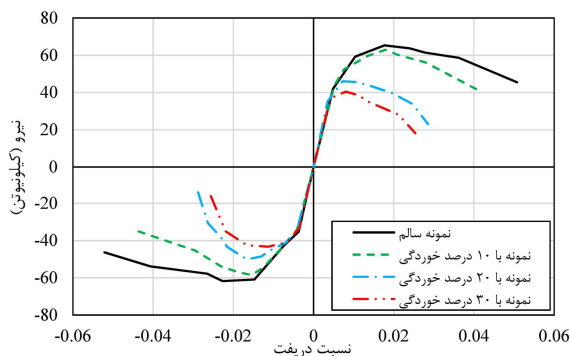
نقاط اصلی در منحنی‌های پوش که بیانگر مقاومت سازه‌ای و شکل‌پذیری هستند در شکل ۱۶ نشان داده شده‌اند. مطابق با شکل ۱۶، نقطه تسلیم با استفاده از روش تقریبی دو خطی به دست می‌آید که این روش مبتنی بر مساوی قرار دادن سطح محصور بین دو منحنی می‌باشد.

### ۵-۲- منحنی پوش و شکل‌پذیری

شکل ۱۵ منحنی پوش نیروی جانبی- تغییرمکان تمام مدل‌ها را نشان می‌دهد. در مقایسه با نمونه سالم، کاهش چشمگیری در ظرفیت باربری و سختی مدل‌های دارای خوردگی مشاهده می‌شود.



شکل ۱۶- تعریف نقاط مشخصه منحنی پوش



شکل ۱۵- نتایج منحنی پوش نمونه‌ها

مقدار میانگین هر پارامتر محاسبه و در داخل پراکنش ارائه شد. با توجه به جدول ۱، میانگین تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان متناظر با بار بیشینه برای مدل دارای خوردگی به میزان ۱۰ درصد نسبت به نمونه سالم دارای افت ناچیزی به میزان ۳/۴ و ۱۳/۴ درصد می‌باشد. با افزایش بیشتر خوردگی به میزان ۲۰ و ۳۰ درصد، افت در مقدار تغییرمکان تسلیم نسبت به نمونه سالم به میزان ۱۶ و ۳۷ درصد بود.

جدول ۱- خلاصه نتایج منحنی پوش و مقادیر شکل‌پذیری (واحد تغییرمکان و نیرو به ترتیب برحسب میلی‌متر و کیلونیوتن می‌باشد).

نمونه	$\Delta_y^+ / \Delta_y^- (\Delta_y)$	$\Delta_p^+ / \Delta_p^- (\Delta_p)$	$\Delta_u^+ / \Delta_u^- (\Delta_u)$	$\mu^+ / \mu^- (\mu)$	$P_y^+ / P_y^- (P_y)$	$P_p^+ / P_p^- (P_p)$	$P_u^+ / P_u^- (P_u)$
سالم	۱۱/۳-۱۱/۹ (۱۱/۶)	۳۲/۴-۳۲/۲ (۳۲/۳)	۷۲/۱-۷۳/۴ (۷۲/۷۵)	۶/۴-۶/۲ (۶/۳)	۵۱/۱-۵۲/۳ (۵۱/۷)	۶۵/۳-۶۱/۸ (۶۳/۶)	۵۵/۵-۵۲/۵ (۵۴)
خوردگی ۱۰ درصد	۱۱/۱-۱۱/۲ (۱۱/۲)	۳۳/۳-۳۲/۸ (۳۳/۱)	۶۳/۳-۶۲/۷ (۶۳)	۵/۷-۵/۶ (۵/۷)	۵۰/۶-۴۹/۸ (۵۰/۲)	۶۳/۰-۵۸/۵ (۶۰/۸)	۵۲/۶-۴۹/۷ (۵۱/۷)
خوردگی ۲۰ درصد	۹/۹-۹/۶ (۹/۸)	۳۰/۶-۲۹/۵ (۳۰/۱)	۴۸/۲-۴۳/۶ (۴۵/۹)	۴/۸-۴/۵ (۴/۷)	۳۳/۷-۳۲/۸ (۳۳/۳)	۴۶/۱-۵۰/۱ (۴۸/۱)	۳۹/۲-۴۲/۶ (۴۰/۹)
خوردگی ۳۰ درصد	۷/۳-۷/۲ (۷/۳)	۱۹/۸-۱۸/۵ (۱۹/۲)	۳۲/۱-۳۰/۶ (۳۱/۴)	۴/۴-۴/۳ (۴/۴)	۲۹/۵-۲۸/۹ (۲۹/۲)	۴۰/۵-۴۳/۳ (۴۱/۹)	۳۴/۴-۳۶/۸ (۳۵/۶)

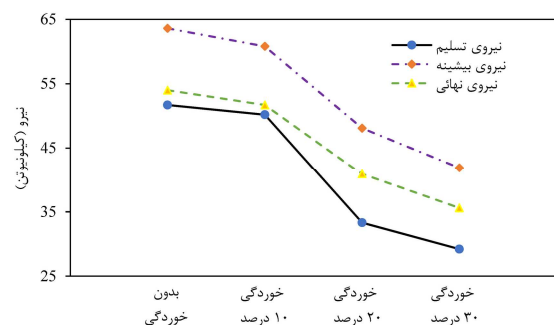
در جدول ۲ مقادیر مربوط به انرژی جذب شده در هر سیکل بارگذاری برای هر چهار مدل عددی ارائه شده است. مطابق با نتایج به‌دست آمده، تا نسبت دریافت ۱ درصد (تغییرمکان ۱۸ میلی‌متر) مقدار جذب انرژی تمام مدل‌ها تقریباً مشابه است. این پدیده به دلیل تغییر شکل غیرخطی محدود است که در این مرحله خوردگی بر عملکرد لرزه‌ای سازه تأثیر ناچیزی دارد. بعد از آن، کاهش در ظرفیت جذب انرژی با افزایش میزان خوردگی مشهود است. همان‌طور که ملاحظه می‌شود در نسبت دریافت ۲ درصد، جذب انرژی مدل‌های دارای خوردگی ۱۰، ۲۰ و ۳۰ درصد نسبت به نمونه سالم به میزان ۸/۴، ۱۱/۹ و ۲۱/۷٪ کاهش یافته است.

با توجه به روش معمول، نسبت میرایی و شک‌سانی (ویسکوز) معادل،  $\xi_{eq}$ ، از رابطه (۴۶) تعریف می‌شود:

$$\xi_{eq} = \frac{1}{2\pi} \frac{E_D}{E_S} \quad (46)$$

نقطه نهایی در قسمت نزولی منحنی پس از بار بیشینه محاسبه می‌شود. این نقطه در مقاومتی که ۱۵ درصد کمتر از بار بیشینه است، به‌دست می‌آید. این نقطه، همچنین ظرفیت تغییرمکان پلاستیک سازه‌ای را بیان می‌کند و در تعریف شکل‌پذیری که برابر با نسبت تغییرمکان نهایی به تغییرمکان تسلیم است، به‌کار می‌رود. در جدول ۱ خلاصه نتایج برای هر دو جهت مثبت و منفی بارگذاری ارائه شده است. به منظور بررسی عملکرد کلی،

در شکل ۱۷ تغییرات روند مقاومت تسلیم، بیشینه و نهایی نشان داده شده است. مطابق با شکل مشاهده می‌شود که با افزایش میزان خوردگی از ۱۰ درصد به ۲۰ درصد، افت شدیدی در مقدار مقاومت جانبی ایجاد می‌شود؛ به طوری که بیشترین نرخ کاهش مقاومت مربوط به مقاومت تسلیم می‌گردد.



شکل ۱۷- تغییرات روند مقاومت تسلیم، بیشینه و نهایی در درصدهای مختلف خوردگی

### ۵-۳- جذب انرژی و نسبت میرایی ویسکوز معادل

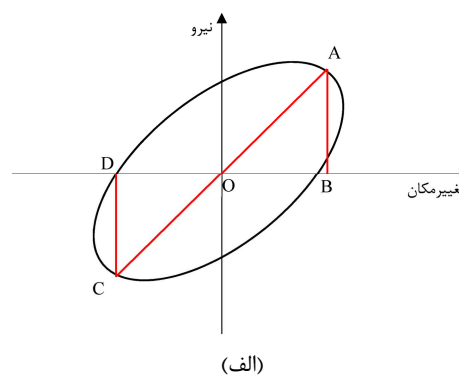
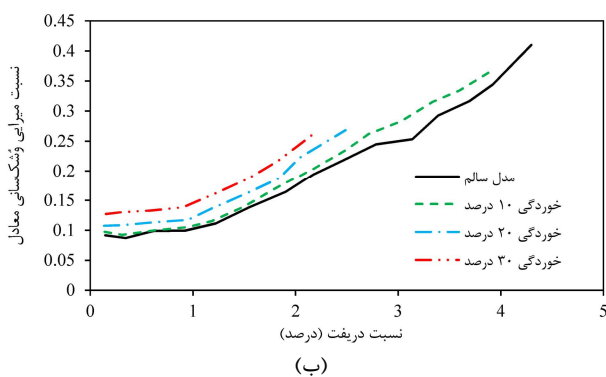


میرایی ویسکوز بین دو مدل سالم و با خوردگی ۱۰ درصد مشاهده نشد. با این وجود، روند افزایش کلی برای پارامتر مذکور در مابقی مدل‌ها نیز مشاهده می‌شود که برخلاف دیدگاه اولیه است. در واقع، وقتی خوردگی در ستون‌ها اتفاق می‌افتد، هر دو انرژی استهلاکی و انرژی الاستیک در یک تغییرمکان مشخص نسبت به نمونه سالم کاهش پیدا می‌کنند. به دلیل اینکه انرژی الاستیک با شدت بیشتری کاهش می‌یابد و از آنجاکه در رابطه (۴۲) در مخرج کسر قرار دارد، نسبت میرایی ویسکوز معادل کاهش نمی‌یابد، بلکه بزرگ‌تر نیز می‌شود.

در این رابطه،  $E_D$  انرژی جذب شده در نسبت دریافت تعیین شده و  $E_S$  حداکثر انرژی کشسانی است. مقدار  $E_D$  برابر با مساحت حلقه هیستریزس ( $S_{AC}$ ) و مقدار  $E_S$  با جمع دو سطح مثلثی ( $S_{OAB}, S_{OCD}$ ) به دست می‌آید (شکل ۱۸- الف). با توجه به منحنی‌های هیستریزس، شکل ۱۸- ب نسبت میرایی ویسکوز معادل مدل‌ها در مقابل نسبت دریافت نشان داده شده است. همان‌طور که در شکل مشخص است، نسبت‌های میرایی ویسکوز معادل در تمام مدل‌ها با افزایش تغییرمکان، به طور کلی افزایش می‌یابند. هیچ تغییر مشهودی در نسبت

جدول ۲- مقادیر انرژی جذب شده در هر سیکل برحسب کیلوژول

نسبت دریافت (%)	نمونه سالم	نمونه با ۱۰ درصد خوردگی	نمونه با ۲۰ درصد خوردگی	نمونه با ۳۰ درصد خوردگی
۰/۱۵	۱/۷	۱/۷	۱/۷	۱/۴۵
۰/۲۰	۱/۹	۱/۹	۱/۸	۱/۷۵
۰/۲۵	۲/۱	۲/۰	۱/۹	۱/۸
۰/۳۰	۲/۴	۲/۳	۲/۱۵	۲/۰۵
۰/۴۰	۲/۶	۲/۴	۲/۳۵	۲/۱۵
۰/۵۰	۲/۹	۲/۷۵	۲/۵۵	۲/۳۷
۰/۸۰	۳/۱	۳/۰	۲/۸	۲/۶۴
۱/۰۰	۳/۴	۳/۲	۳/۱۵	۳/۰۳
۱/۲۵	۴/۶	۴/۱۵	۴/۰۵	۳/۹۷
۱/۵۰	۶/۲	۶/۰	۵/۸	۴/۶۴
۲/۰۰	۱۱/۳	۱۰/۳۵	۹/۹۵	۸/۸۵
۲/۵۰	۱۶/۴	۱۵/۲	۱۵/۰	-
۳/۵۰	۲۷/۲	۲۵/۵	-	-
۵/۰۰	۴۸/۸	-	-	-



شکل ۱۸- (الف) معرفی نواحی مربوط به انرژی جذبی و انرژی کشسانی و (ب) تغییرات نسبت میرایی و شکسانی معادل

۴-۵ تغییرات سختی در شکل ۱۹ تغییرات سختی در نسبت‌های دریافت مختلف مربوط به چهار مدل عددی نشان داده شده است. مقدار سختی اولیه برای نمونه با خوردگی ۱۰ درصد نسبت به مدل سالم تقریباً ۳ درصد کاهش یافت. در حالی

که با افزایش میزان خوردگی به ۲۰ و ۳۰ درصد، مقدار کاهش سختی اولیه برابر با ۵ و ۷ درصد بود. اما به تدریج با افزایش بارگذاری و اعمال تغییرشکل‌های غیرالاستیک به مدل‌های عددی، اختلاف سختی جانبی بیشتر می‌شود. در نسبت دریافت ۲ درصد، سختی جانبی مدل با خوردگی

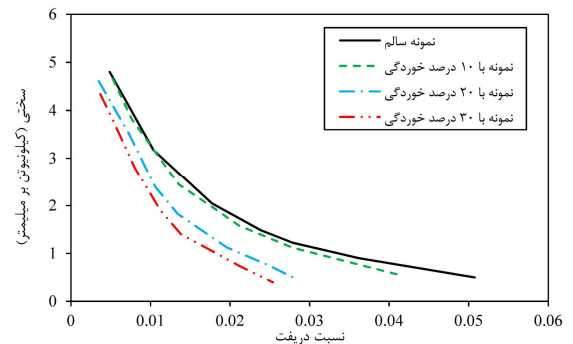
سالم چندان محسوس نبود و اختلاف تقریباً ۴ درصدی داشت. اما با افزایش بیشتر میزان خوردگی به ۲۰ و ۳۰ درصد، کاهش ظرفیت باربری بیشتر می‌شود و به ۲۳ و ۳۴٪ می‌رسد. همچنین با افزایش میزان خوردگی، شیب افت نیروی جانبی پس از بار بیشینه شدت بیشتری پیدا می‌کند.

۳- با افزایش در میزان خوردگی آرماتور ستون‌ها، شکل‌پذیری به طور محسوسی کاهش پیدا می‌کند. به طوری که با ایجاد شدن خوردگی به میزان ۳۰ درصد، شکل‌پذیری تقریباً ۳۰ درصد نسبت به مدل سالم کاهش می‌یابد. علاوه بر این، خوردگی تأثیر منفی بر روی تعداد سیکل‌های بارگذاری قابل تحمل توسط نمونه می‌گذارد به طوری که در مدل با ۳۰ درصد خوردگی، تغییرمکان نهایی نسبت به نمونه سالم تقریباً ۵۷ درصد کمتر می‌شود.

۴- در نسبت‌های دررفت پایین‌تر از ۱ درصد، تقریباً تمام مدل‌ها جذب انرژی مشابهی را تجربه می‌کنند. اما به تدریج با افزایش میزان خوردگی، جذب انرژی نمونه‌ها کاهش می‌یابد؛ به طوری که در نسبت دررفت ۲ درصد، جذب انرژی مدل عددی با ۳۰ درصد خوردگی تقریباً ۲۲ درصد کمتر از مقدار جذب انرژی در مدل سالم است.

۵- سختی اولیه در تمام مدل‌ها تقریباً با یکدیگر مشابه است و حداکثر اختلاف ۷ درصد بین سختی اولیه مدل عددی با ۳۰ درصد خوردگی و مدل سالم مشاهده شد. اما به تدریج با افزایش بارگذاری و اعمال تغییرشکل‌های غیرالاستیک اختلاف مقادیر سختی بین مدل‌های عددی (به خصوص در مدل با درصد خوردگی ۲۰ و ۳۰ درصد) نسبت به نمونه سالم بیشتر می‌شود به طوری که این اختلاف در نسبت دررفت ۲/۵

۳۰ درصد نسبت به نمونه سالم، ۶۳ درصد کاهش یافته است.



شکل ۱۹- تغییرات سختی در دررفت‌های مختلف

## ۶- نتیجه‌گیری

در این تحقیق رفتار ستون‌های بتنی با میزان مختلف خوردگی آرماتور تحت بارگذاری چرخه‌ای به کمک روش المان محدود در برنامه آباکوس مورد بررسی قرار گرفت. یک مدل عددی از نمونه سالم و سه مدل عددی شامل نمونه‌های با ۱۰، ۲۰ و ۳۰٪ خوردگی در تحلیل‌های عددی در نظر گرفته شدند. رفتار مدل‌های عددی در قالب منحنی‌های هیستریزس-نسبت دررفت، تغییرات سختی، جذب انرژی و شکل‌پذیری بررسی شد. در ادامه، خلاصه مهم‌ترین یافته‌های تحقیق ارائه شده است.

۱- مدل عددی با دو نمونه آزمایشگاهی ستون بدون و با خوردگی صحت‌سنجی شد. در هر دو نمونه آزمایشگاهی، مدل عددی تهیه شده توانسته است به نحو مناسبی نتایج آزمایشگاهی را شبیه‌سازی کند. نتایج راستی‌آزمایی نمونه با خوردگی نشان می‌دهد که اصلاحات انجام شده بر روی مشخصات مصالح به دلیل خوردگی به نحو مناسبی انجام گرفته است.

۲- با افزایش میزان خوردگی، منحنی هیستریزس کمی دچار باریک‌شدگی می‌شود و ظرفیت باربری کاهش می‌یابد. کاهش ظرفیت باربری در مدل عددی با ۱۰ درصد خوردگی نسبت به نمونه

درصد بین مدل سالم و مدل با ۳۰ درصد

خوردگی به ۷۳ درصد می‌رسد.

## مراجع

- [1] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2014). "Finite element investigation of the influence of corrosion pattern on inelastic buckling and cyclic response of corroded reinforcing bars", *Engineering Structures*, 75, 113-125.
- [2] Amirabadi, R., Arbabi, H., Arezoumand, A., & Saleh, M. (2019). "Evaluation of the Seismic Vulnerability of Piles and Metal Decks Due to the Aging of the Structure", *Civil Infrastructure Researches*, 4(2), 71-79.
- [3] Yuan, W., Guo, A., Yuan, W., & Li, H. (2018). "Shaking table tests of coastal bridge piers with different levels of corrosion damage caused by chloride penetration", *Construction and Building Materials*, 173, 160-171.
- [4] Hewlett, P., & Liska, M. (2019). *Lea's chemistry of cement and concrete*, Butterworth-Heinemann.
- [5] Rodrigues, R., Gaboreau, S., Gance, J., Ignatiadis, I., & Betelu, S. (2021). "Reinforced concrete structures: A review of corrosion mechanisms and advances in electrical methods for corrosion monitoring", *Construction and Building Materials*, 269, 121240.
- [6] Sung, Y.-C., & Su, C.-K. (2011). "Time-dependent seismic fragility curves on optimal retrofitting of neutralised reinforced concrete bridges", *Structure and Infrastructure Engineering*, 7(10), 797-805.
- [7] Cheng, H., Wang, D.-S., Li, H.-N., Zou, Y., & Zhu, K.-N. (2021). "Investigation on Ultimate Lateral Displacements of Coastal Bridge Piers with Different Corrosion Levels along Height", *Journal of Bridge Engineering*, 26(4), 4021015.
- [8] Ou, Y., Tsai, L., & Chen, H. (2012). "Cyclic performance of large-scale corroded reinforced concrete beams", *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 41(4), 593-604.
- [9] Campione, G., Cannella, F., & Minafo, G. (2016). "A simple model for the calculation of the axial load-carrying capacity of corroded RC columns", *Materials and Structures*, 49(5), 1935-1945.
- [10] Li, J., Markeset, G., & Kioumars, M. (2017). "Nonlinear FEM Simulation of Structural Performance of Corroded RC Columns subjected to Axial Compression", *Nordic Concrete Research*, 57.
- [11] Li, D., Wei, R., Xing, F., Sui, L., Zhou, Y., & Wang, W. (2018). "Influence of Non-uniform corrosion of steel bars on the seismic behavior of reinforced concrete columns", *Construction and Building Materials*, 167, 20-32.
- [12] Guo, A., Li, H., Ba, X., Guan, X., & Li, H. (2015). "Experimental investigation on the cyclic performance of reinforced concrete piers with chloride-induced corrosion in marine environment", *Engineering Structures*, 105, 1-11.
- [13] Vu, N. S., & Li, B. (2018). "Seismic performance assessment of corroded reinforced concrete short columns", *Journal of Structural Engineering*, 144(4), 4018018.
- [14] Biondini, F., & Vergani, M. (2015). "Deteriorating beam finite element for nonlinear analysis of concrete structures under corrosion", *Structure and Infrastructure Engineering*, 11(4), 519-532.
- [15] Simulia (2010). *Abaqus analysis user's manual*, Dassault Systemes, Pawtucket, USA.
- [16] Abaqus FEA. (2016). *ABAQUS/CAE 2016: Analysis user's guide*, Dassault Systemes Simulia Corporation: Johnston, RI, USA.
- [17] ACI Committee 318. (2019). *Building Code Requirements for Structural Concrete*, American Concrete Institute.
- [18] Scott, B. D., Park, R., & Priestley, M. J. N. (1982). "Stress-strain behavior of concrete confined by overlapping hoops at low and high strain rates", *ACI J Proc*, 79(1), 13-27.
- [19] Atefi, M. (2013). *Probabilistic Seismic Analysis of RC Members Considering Rebars Corrosion and Time Dependency of Material Behaviour*. Master Degree. Tarbiat Modares University.
- [20] Coronelli, D., & Gambarova, P. (2004). "Structural assessment of corroded reinforced concrete beams: modeling guidelines", *Journal of structural engineering*, 130(8), 1214-1224.
- [21] Hordijk, D. A. (1991). *Local approach to fatigue of concrete*, PhD thesis, Delft University of Technology.
- [22] Cornelissen, H., Hordijk, D., & Reinhardt, H. (1986). "Experimental determination of crack softening characteristics of normalweight and lightweight", *Heron*, 31(2), 45-46.
- [23] Chai, S. (2020). *Finite Element Analysis for Civil Engineering with DIANA Software*, Springer Nature.
- [24] Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). "Residual capacity of corroded reinforcing bars", *Magazine of Concrete Research*, 57(3), 135-147.
- [25] Du, Y. G., Clark, L. A., & Chan, A. H. C. (2005). "Effect of corrosion on ductility of reinforcing bars", *Magazine of Concrete Research*, 57(7), 407-419.
- [26] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2015). "Phenomenological hysteretic model for corroded reinforcing bars including inelastic buckling and low-cycle fatigue degradation", *Computers & Structures*, 156, 58-71.
- [27] Hoehler, M. S., & Stanton, J. F. (2006). "Simple phenomenological model for reinforcing steel under

- arbitrary load”, *Journal of Structural Engineering*, 132(7), 1061-1069.
- [28] Dodd, L. L., & Restrepo-Posada, J. I. (1995). “Model for predicting cyclic behavior of reinforcing steel”, *Journal of structural engineering*, 121(3), 433-445.
- [29] Kunnath, S. K., Heo, Y., & Mohle, J. F. (2009). “Nonlinear uniaxial material model for reinforcing steel bars”, *Journal of Structural Engineering*, 135(4), 335-343.
- [30] Balan, T. A., Filippou, F. C., & Popov, E. P. (1998). “Hysteretic model of ordinary and high-strength reinforcing steel”, *Journal of Structural Engineering*, 124(3), 288-297.
- [31] Cairns, J., Plizzari, G. A., Du, Y., Law, D. W., & Franzoni, C. (2005). “Mechanical properties of corrosion-damaged reinforcement”, *ACI Materials Journal*, 102(4), 256.
- [32] Apostolopoulos, C. A., Papadopoulos, M. P., & Pantelakis, S. G. (2006). “Tensile behavior of corroded reinforcing steel bars BSt 500s”, *Construction and building Materials*, 20(9), 782-789.
- [33] Afsar Dizaj, E., & Kashani, M. M. (2021). “Nonlinear structural performance and seismic fragility of corroded reinforced concrete structures: modelling guidelines”, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 1-30.
- [34] Kashani, M. M., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2013). “Nonlinear stress–strain behaviour of corrosion-damaged reinforcing bars including inelastic buckling”, *Engineering Structures*, 48, 417-429.
- [35] Prota, A., De Cicco, F., & Cosenza, E. (2009). “Cyclic behavior of smooth steel reinforcing bars: experimental analysis and modeling issues”, *Journal of Earthquake Engineering*, 13(4), 500-519.
- [36] Menegotto, M. (1973). “Method of analysis for cyclically loaded RC plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending”, In *Proc. of IABSE symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads*, 15-22.
- [37] Kashani, M. M., Lowes, L. N., Crewe, A. J., & Alexander, N. A. (2016). “Nonlinear fibre element modelling of RC bridge piers considering inelastic buckling of reinforcement”, *Engineering Structures*, 116, 163-177.
- [38] Meda, A., Mostosi, S., Rinaldi, Z., & Riva, P. (2014). “Experimental evaluation of the corrosion influence on the cyclic behaviour of RC columns”, *Engineering Structures*, 76, 112-123.