

Investigating the Lateral Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns by Soft Computing

Mohammad Ali Henduyan

MSc, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Seyed Rohollah Hoseini Vaez

Associate Professor, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran
hoseinivaez@qom.ac.ir

Mohammad Javad Haji Mazdarani

MSc, Department of Civil Engineering, Faculty of Engineering, University of Qom, Qom, Iran

Research paper

Abstract

The non-linear behavior of reinforced concrete columns under cyclic loads reduces the possibility of using classical analysis methods to check their deformation capacity. Mathematical-analytical models based on basic concepts and principles of structural mechanics or empirical-statistical models based on nonlinear regression generally lack sufficient accuracy and speed in answering such problems. The main goal of this research is to investigate the possibility of using soft computing in investigating the lateral deformation capacity of reinforced concrete columns using experimental data. For this purpose, four models are presented by using an adaptive neural fuzzy inference system and artificial neural networks. More than 100 samples of reinforced concrete columns from the PEER database were used for testing the models. The main geometric and mechanical variables affecting the lateral deformation of the column are defined as model inputs. The lateral displacements corresponding to the crushing of the concrete cover of the column and the 20% decrease in the lateral resistance of the column have been used as bending failures and output of the models. Two models are coded with the Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS) and two models are modeled with the Multi-Layer Perceptron (MLP) method. Comparing the error values of ANFIS models compared to MLP models shows the appropriate ability of ANFIS in predicting the behavior of reinforced concrete columns under cyclic lateral load.

Keywords: Soft Computing, Reinforced Concrete Column, Lateral Deformation Capacity, Multi-Layer Perceptron (MLP), Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System (ANFIS).

***Corresponding Author:** Seyed Rohollah Hoseini Vaez

Hendouyan, M. A., Hoseini Vaez, S. R., Haji Mazdarani, M. J. Investigating the Lateral Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns by Soft Computing. *Journal of Concrete Structures and Materials*, 2022; 7(2): 20-50. <http://doi.org/10.30478/jcsm.2022.353833.1287>

2538-5828/ © 2021 The Authors. Published by Iranian Concrete Society

This is an open access article under the CC BY license (<http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>).

بررسی ظرفیت تغییر شکل جانبی ستون‌های بتن آرمه به کمک محاسبات نرم

محمدعلی هندویان

کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

سیدروح الله حسینی واعظ

دانشیار، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی دانشگاه قم

hoseinivaez@qom.ac.ir

نویسنده مسئول

محمدجواد حاجی‌مزدارانی

کارشناس ارشد، گروه مهندسی عمران، دانشکده فنی و مهندسی، دانشگاه قم

نوع مقاله: مقاله پژوهشی

چکیده:

رفتار غیرخطی ستون‌های بتن آرمه تحت بارهای چرخه‌ای، سبب کاهش امکان استفاده از روش‌های تحلیل کلاسیک در بررسی ظرفیت تغییر شکل آن‌ها می‌گردد. مدل‌های ریاضی-تحلیلی مبتنی بر مفاهیم پایه و اصول مکانیک سازه و یا مدل‌های تجربی-آماری مبتنی بر رگرسیون غیرخطی، عموماً فاقد دقت و سرعت کافی در پاسخ‌گویی به این‌گونه مسائل می‌باشند. محاسبات نرم امکان پاسخ‌گویی به مسائل پیچیده در شرایط عدم قطعیت را با دقت قابل قبول دارد. هدف اصلی این تحقیق، بررسی امکان استفاده از محاسبات نرم در بررسی ظرفیت تغییر شکل ستون‌های بتن آرمه با استفاده از داده‌های آزمایشگاهی جمع‌آوری شده می‌باشد. به این منظور با استفاده از سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی و شبکه‌های عصبی مصنوعی، چهار مدل ارائه می‌گردد که مراحل آزمایش آن‌ها با استفاده از داده‌های بیش از ۱۰۰ نمونه ستون بتن آرمه که از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن انتخاب شده، صورت گرفته است. متغیرهای اصلی هندسی و مکانیکی موثر بر تغییر شکل جانبی ستون به عنوان ورودی‌های مدل تعریف گردیده‌اند. تغییر مکان‌های جانبی متناظر خرد شدن پوشش بتنی ستون و کاهش بیست درصدی مقاومت جانبی ستون به عنوان خرابی‌های خمشی و خروجی مدل‌ها مورد استفاده قرار گرفته‌اند. دو مدل با الگوریتم انفیس و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه کدنویسی شده‌اند. مقایسه‌ی مقادیر خطای دو مدل انفیس نسبت به دو مدل پرسپترون چندلایه نشان دهنده قابلیت مناسب انفیس در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

واژه‌های کلیدی: محاسبات نرم، ستون بتن آرمه، ظرفیت تغییر شکل جانبی، پرسپترون چندلایه، سیستم استنتاج فازی عصبی

ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه یکی از مؤلفه‌های کلیدی در طراحی سازه‌های مقاوم در برابر زلزله است که تأمین آن بدون شناخت کافی از رفتار ستون در شرایط مختلف بارگذاری و درک روابط حاکم بر متغیرهای هندسی و مکانیکی ستون امکان‌پذیر نمی‌باشد. حفظ پایداری و تداوم عملکرد مناسب سازه در شرایط لرزه‌ای، اهمیت توجه به شکل‌پذیری ستون را دو چندان می‌سازد؛ چرا که از یک سو به واسطه فشار زیاد ناشی از بار محوری طبقات به ویژه در سازه‌های بلند، ستون‌های بتن‌آرمه تمایل اندکی برای خروج از راستای قائم و پذیرش تغییرشکل جانبی از خود نشان می‌دهند، و از سوی دیگر تحمل تغییرشکل‌های زیاد ناشی از حرکات رفت و برگشتی پی‌درپی و شدید زمین در هنگام زلزله، مستلزم وجود ظرفیت کافی برای تغییرشکل‌های غیرارتجاعی در ستون‌های بتن‌آرمه می‌باشد. از این‌رو ظرفیت تغییرشکل اعضای بتن‌آرمه (به‌ویژه ستون‌ها) در برخی از مطالعات اخیر مورد توجه محققان قرار گرفته است [۱-۴]. تغییرشکل‌های احتمالی به ستون دلایل دیگری نیز می‌تواند داشته باشد؛ از جمله نشست‌های تکیه‌گاهی، تغییرات دمایی، انقباض بتن، و بازپخش لنگرهای ناشی از بار ثقلی که در تمام این موارد، حفظ ظرفیت باربری و ادامه عملکرد مناسب ستون، در صورت عدم کفایت ظرفیت تغییرشکل غیرارتجاعی با مشکل مواجه خواهد گردید.

به منظور اطمینان از عملکرد شکل‌پذیر ستون تحت خمش، برش و نیروی محوری، ضوابط خاصی در طراحی سازه‌های جدید و ارزیابی سازه‌های موجود پیش‌بینی شده و بر همین اساس لزوم استفاده از روابط دقیق و مطمئن در برآورد و کمی‌سازی ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه برحسب خصوصیات هندسی و مکانیکی آن‌ها کاملاً احساس می‌گردد. این ضرورت موجب استقبال پژوهش‌گران از روش‌های نوین محاسباتی گردیده است. از جمله این پژوهش‌ها می‌توان به بررسی کارایی فولاد عرضی مستطیلی شکل در محصور نمودن هسته بتنی ستون‌های بتن‌آرمه توسط تانگ^۱ و همکاران [۵]، برآورد تغییرشکل‌های ستون تحت شکست خمشی با استفاده از ۲۳۷ نمونه آزمایشگاهی توسط اینل^۲ [۶]، و ارائه یک رابطه توسط نادرپور و همکاران [۷] در خصوص رفتار ستون‌های محصورشده با کامپوزیت‌های FRP اشاره نمود.

سیستم استنتاج فازی عصبی تطبیقی، یکی دیگر از ابزارهای محاسبات نرم است که مورد توجه برخی از مطالعات در سال‌های اخیر قرار گرفته است [۸-۱۵]. این سیستم در سال ۲۰۱۱ توسط بیلگهان^۳ [۱۶] در زمینه تحلیل کماتر ستون‌های منشوری لاغر، در سال ۲۰۱۲ توسط امانی و معینی [۱۷] جهت تخمین مقاومت برشی تیرهای بتن‌آرمه و در سال ۲۰۱۳ توسط جلال و همکاران [۱۸] در زمینه افزایش مقاومت نمونه‌های استوانه‌ای بتنی محصورشده با CFRP مورد استفاده قرار گرفته است. لازم به ذکر است علاوه بر الگوریتم انفیس، در دو پژوهش اول از شبکه‌های عصبی مصنوعی و در تحقیق سوم از برنامه‌ریزی ژنتیک^۴ که یکی دیگر از تکنیک‌های محاسبات نرم محسوب می‌شود بهره‌گیری شده است. در سال ۲۰۱۴، ویوو^۵ و همکاران با تحلیل رفتار ستون بتن‌آرمه‌ی کم تقویت شده تحت بار جانبی، مدل تخمین تغییرمکان جانبی ستون در خرابی ناشی از بار محوری و یا بار جانبی را ارائه نمودند [۱۹].

باتوجه به مطالعات ذکر شده و همچنین اهمیت شکل‌پذیری در عملکرد سازه‌های بتن‌آرمه، پژوهش پیرامون ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه برحسب خصوصیات هندسی و مکانیکی با استفاده از روش‌های نوین ضروری به‌نظر

¹ Tang

² Inel

³ Bilgehan

⁴ Genetic Programming

⁵ Wibowo

می‌رسد. پژوهش حاضر بر آن است تا با بهره‌گیری از قابلیت محاسبات نرم در مدل‌سازی و استخراج روابط حاکم بر پدیده‌های پیچیده، ارتباط ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه را با متغیرهای هندسی و مکانیکی ستون، تحت بارهای جانبی چرخه‌ای مورد بررسی قرار دهد. بدین منظور مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات پی‌یر و براساس مطالعات انجام شده، انتخاب گردید. دو مدل با الگوریتم انفیس و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه به عنوان مسئله مورد بررسی ایجاد گردید که ورودی‌های مدل شامل برخی مشخصات فولادهای عرضی، برخی مشخصات فولادهای طولی و مشخصات هندسی و مقاومتی مقطع ستون می‌باشد. همچنین، تغییرمکان جانبی متناظر شکست خمشی ناشی از خرد شدن پوشش بتنی ستون و تغییرمکان جانبی متناظر شکست خمشی ناشی از کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون به عنوان خروجی‌های مسئله مورد بررسی قرار گرفت. در انتها، نتایج حاصل از حل مسئله بیان گردیده و مورد بحث و بررسی قرار گرفت.

۲- معرفی داده‌ها و ساختار مدل‌ها

انتخاب روش مناسب در طراحی ستون‌های بتن‌آرمه و تعیین متغیرهای طراحی مستلزم شناخت تأثیر هر یک از متغیرها بر رفتار ستون و پیش‌بینی میزان تغییرشکل‌های احتمالی ستون در شرایط لرزه‌ای به منظور پرهیز از نزدیک شدن به محدوده‌ی حالت‌های مهم خرابی در هر یک از مودهای شکست می‌باشد. مدل‌های تعیین ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون که برای یک رفتار مشخص یا یکی از حالت‌های مختلف شکست ستون (برشی یا خمشی) توسعه یافته‌اند، هر یک کاربردها و محدودیت‌های خاص خود را دارا می‌باشند. هدف اصلی در این تحقیق بررسی امکان بهره‌گیری از محاسبات نرم در تخمین ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه‌ای است که شکست آن تحت مود خمشی اتفاق می‌افتد.

پس از معرفی منبع مورد استفاده جهت تأمین داده‌های آزمایشگاهی مورد نیاز در ساخت مدل‌های رفتار خمشی ستون بتن‌آرمه، نحوه‌ی تعیین داده‌های مناسب و محدوده‌ی قابل قبول برای متغیرهای هندسی، مکانیکی و بارگذاری نمونه‌های مورد استفاده معرفی می‌گردد. همچنین تعریف نسبت تغییرشکل نهایی (نسبت تغییرمکان جانبی ستون به دهانه برشی) در چند مرحله از خرابی‌های خمشی ستون به عنوان خروجی مدل، و روش ساخت ورودی‌ها با استفاده از ترکیب متغیرهای طراحی ستون ارائه می‌گردد.

۱-۲- بانک اطلاعاتی *UW-PEER* (داده‌های آزمایشگاهی)

کمیت و کیفیت داده‌های مورد استفاده به عنوان زیربنای ساخت مدل‌ها، نقش تعیین‌کننده‌ای در کیفیت نتایج تحقیق بر عهده دارد. از این رو در مرحله‌ی تحقیق و جستجو برای یافتن داده‌های مورد نیاز در این تحقیق، سخت‌گیری و محدودیت زیادی در انتخاب داده‌ها اعمال گردید که می‌توان به اهمیت دادن به اعتبار مرجع منتشر کننده-ی داده‌ها، کفایت تعداد نمونه‌ها، کامل بودن کلیه‌ی فیلدهای مربوط به متغیرهای ورودی و خروجی نمونه‌ها و کیفیت داده‌ها از حیث دقت در اندازه‌گیری‌ها و ثبت نتایج و نیز تناسب کامل جزئیات نمونه‌ها با اهداف تحقیق اشاره نمود.

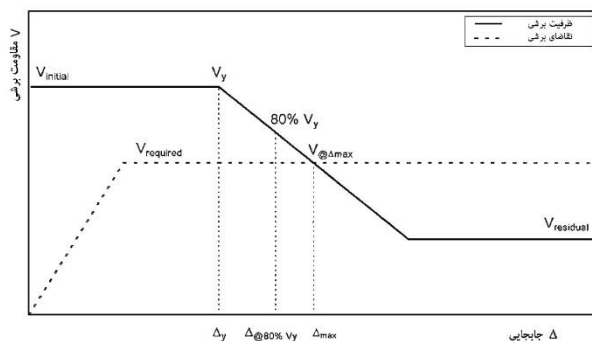
بانک اطلاعاتی پی‌یر (*PEER*)^۱، مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی شامل نتایج بارگذاری جانبی چرخه‌ای بر روی تعداد قابل توجهی نمونه ستون بتن‌آرمه است که توسط مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن منتشر گردیده است. این بانک اطلاعاتی به محققین امکان می‌دهد تا به منظور تعیین عدم قطعیت موجود در پیش‌بینی عملکرد ستون‌های بتن‌آرمه، نااطمینانی‌های موجود در روند طراحی، شناخت مصالح و خصوصیات هندسی ستون را مورد بررسی قرار دهند. این مجموعه شامل ۱۶۸ نمونه ستون گرد و ۳۰۱ نمونه ستون مستطیلی می‌باشد. برای هر نمونه ستون، اطلاعاتی از جمله ویژگی‌های هندسی، خصوصیات مصالح، نحوه‌ی تقویت، شرایط

^۱ Pacific Earthquake Engineering Research Center

بارگذاری نتایج آزمایش و یک کد شناسایی ارائه گردیده است. نتایج آزمایش‌ها شامل تاریخچه‌ی ارقامی نیرو- تغییرمکان و حداکثر تغییرمکان جانبی ثبت شده‌ی انتهای آزاد ستون پیش از شروع حالت‌های خاصی از خرابی ستون، Δ_{damage} می‌باشد.

به منظور رفع نقایص موجود در داده‌های خام و فاقد پردازش در مجموعه‌ی پی‌یر و تفسیر نتایج و ارائه جزئیات بیشتر، تاکنون پژوهش‌هایی توسط برخی محققین از جمله پریش^۱ [۲۰] و کاماریلو^۲ [۲۱] بر روی داده‌های فوق به انجام رسیده که از جمله می‌توان به تعیین مود شکست برای ۲۳۰ نمونه از ۳۰۱ نمونه ستون مستطیلی و محاسبه-ی تغییرمکان تسلیم و تغییرمکان جانبی مربوط به ۸۰٪ ماکزیمم نیروی جانبی مؤثر ستون ۸۰٪ Δ توسط کاماریلو اشاره نمود. در تحقیق کاماریلو، حداکثر نیروی جانبی مؤثر (V_{eff}) از تقسیم لنگر ماکزیمم بر دهانه برشی با در نظر گرفتن اثر $P-\Delta$ محاسبه گردید.

شکل ۱ مدل مفهومی مقاومت برشی ستون‌های بتن‌آرمه را که در سال ۱۹۸۱ توسط انجمن فن‌آوری‌های کاربردی^۳ ارائه گردیده نشان می‌دهد که تاکنون مورد پذیرش اغلب محققین قرار گرفته است. در این مدل فرض می‌شود که مقاومت برشی با افزایش تغییرشکل ستون به صورت خطی کاهش می‌یابد. تقاضای برش تحت اثر خمش ستون تا سطح مشخصی به صورت خطی افزایش یافته و پس از آن با افزایش تغییرشکل ستون ثابت می‌ماند. بر اساس این مدل، نقطه‌ی تلاقی مقاومت برش باقی‌مانده و تقاضای برش موجود، تغییرشکل جانبی نهایی ستون Δ_{max} را تشکیل می‌دهد. بنابراین پذیرش تغییرشکل ستون در ۸۰٪ برش ماکزیمم به عنوان حداکثر تغییرشکل جانبی مجاز از ضریب اطمینان قابل قبولی برخوردار است [۲۲].



شکل ۱- ارتباط مقاومت برشی با تغییرمکان جانبی در ستون‌های بتن‌آرمه [۲۲]

در سال ۲۰۰۳ بری و ابرهارد^۴ [۲۳] در تحقیق خود در زمینه عملکرد ستون‌های بتن‌آرمه در شکست خمشی، در مجموع تعداد ۱۸۷ نمونه ستون مستطیلی از مجموعه‌ی پی‌یر را به همراه مقادیر تغییرمکان آن‌ها در شروع سه نوع از خرابی‌های خمشی یعنی خرد شدن پوشش بتنی^۵ (Δ_c)، کماتور آرماتور طولی^۶ (Δ_b) و کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون ($\Delta_{20\%}$) مورد استفاده قرار دادند. آن‌ها برای تغییرمکان مربوط به ۸۰٪ ماکزیمم نیروی جانبی ستون از نتایج پژوهش کاماریلو استفاده نمودند. معیار اصلی مورد نظر آن‌ها در انتخاب داده‌ها، علاوه بر تعریف ستون به عنوان شکست خمشی در دسته‌بندی ارائه شده توسط کاماریلو، دارا بودن نسبت دهانه به عمق برشی بیش‌تر از

¹ Parrish

² Camarillo

³ Applied Technology Council

⁴ Berry and Eberhard

⁵ Cover Spalling

⁶ Longitudinal Reinforcement Buckling

۱/۹۵ و عدم قطع آرماتور طولی در ستون ذکر گردیده که در تحقیق حاضر نیز این معیارها مورد نظر قرار گرفته است.

جدول ۱ تعداد داده‌های مربوط به هر یک از سه نوع خرابی خمشی را به تفکیک نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که برای برخی نمونه‌ها ممکن است تنها مقدار تغییر مکان مربوط به یکی از انواع خرابی ارائه شده باشد و برای برخی دیگر از داده‌ها مقادیر مربوط به تغییر مکان، دو یا سه نوع خرابی وجود داشته باشد. در پژوهش منتشر شده توسط بری و ابرهارد، تنها مقادیر تغییر شکل‌های ستون‌ها ارائه گردیده و متغیرهای مربوط به خصوصیات هندسی، مکانیکی و بارگذاری ستون‌ها در بانک اطلاعاتی پی‌یر قابل مشاهده است [۲۳].

جدول ۱- تعداد داده‌های آزمایشگاهی متناظر سه نوع خرابی خمشی [۲۳]

نوع ستون	خرد شدن پوشش بتنی	کمانش آرماتور طولی	کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی
مستطیلی	۱۰۲	۶۲	۱۶۲
گرد	۴۰	۴۲	۵۸

ارتباط مستقیم کیفیت نتایج مدل‌سازی با استفاده از الگوریتم‌های شبیه‌سازی بویژه انفیس که در مرحله اول به خوشه‌بندی داده‌ها می‌پردازد، با کیفیت و کمیت داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش و آزمایش مدل‌ها، موجب عدم امکان استفاده از نمونه‌های ستون گرد به دلیل تعداد کم آن‌ها می‌گردد. لذا با تمرکز بر استفاده از داده‌های مربوط به ستون‌های مستطیلی، گام اول بررسی کیفیت داده‌ها و استخراج نمونه‌های قابل قبول می‌باشد.

بررسی دقیق داده‌های مربوط به نمونه‌های مستطیلی حاکی از ضرورت حذف برخی نمونه‌ها به دلایل زیر می‌باشد:

* عدم ثبت برخی متغیرهای ورودی نمونه‌ها در آزمایشگاه.

* ناسازگاری داخلی متغیرهای یک نمونه با یکدیگر.

* خارج از محدوده بودن مقادیر متغیرها.

* تکراری بودن نمونه‌ها.

جدول شماره ۲، تعداد داده‌های قابل استفاده پس از حذف نمونه‌های فاقد کیفیت لازم را نشان می‌دهد. از ارائه داده‌های مربوط به خرابی ناشی از کمانش آرماتور طولی به دلیل کیفیت کم آن‌ها صرف نظر شده است.

جدول ۲- تعداد کل نمونه‌های مورد استفاده در مدل محاسبات نرم

نوع ستون	خرد شدن پوشش بتنی	کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی
مستطیلی	۶۸	۱۰۳

۲-۲- متغیرهای تغییر شکل جانبی ستون

متغیرهای مرتبط با تغییر شکل جانبی ستون را می‌توان بر اساس نوع مواد و خصوصیات هندسی به شکل زیر تقسیم‌بندی نمود:

۱-۲-۲- مقاومت فشاری بتن (f'_c)

برای ظرفیت محوری، مقاومت فشاری بتن تعیین کننده‌ی حداکثر تنش فشاری قابل تحمل توسط ستون می‌باشد. با ترکیب حداکثر تنش فشاری و یک سطح مقطع داده شده می‌توان حداکثر نیروی فشاری عضو ستونی را محاسبه نمود. در خصوص ظرفیت خمشی، با در اختیار داشتن حداکثر نیروی فشاری قابل تحمل توسط ستون، می‌توان لنگر خمشی اسمی مقطع را محاسبه نمود. مقاومت فشاری بتن با ظرفیت برشی مقطع نیز مرتبط است و به شکل

تابعی از مقاومت کششی بتن بیان می‌گردد. مقاومت کششی بتن به صورت سهمی از ریشه‌ی دوم مقاومت فشاری بتن بدست می‌آید. با مشخص شدن ارتباط مقاومت فشاری بتن با ظرفیت‌های مختلف ستون، تأثیر قابل ملاحظه‌ی آن بر ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون مشخص می‌گردد.

۲-۲-۲- تقویت عرضی مقطع (S, f_{yt}, ρ_t)

متغیرهای مربوط به تقویت عرضی ستون از تأثیر زیادی بر عملکرد شکل‌پذیر ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای برخوردار می‌باشند. این تأثیر از طریق تأمین ظرفیت برشی و محصورشدگی مناسب ستون ناشی می‌شود. در بارگذاری استاتیکی، تقویت عرضی عمدتاً نقش ممانعت از تشکیل ترک‌های برشی در مقطع را بر عهده دارد. در بارگذاری چرخه‌ای، محصور نمودن هسته‌ی بتنی نقش مؤثرتری بر عهده دارد. ترکیب بارگذاری چرخه‌ای و نیروی محوری با افزایش تنش در هسته‌ی بتنی موجب تمایل بتن به افزایش حجم می‌گردد. فشرده نگاه داشتن بتن در هسته و جلوگیری از کمانش آرماتورهای طولی فشاری مهمترین دلایل ضرورت وجود تقویت عرضی در ستون می‌باشد. تقویت عرضی ستون بتن‌آرمه با سه متغیر نسبت فولاد عرضی ρ_t ، مقاومت تسلیم فولاد عرضی f_{yt} و فاصله‌ی تنگ‌ها S تعیین می‌گردد.

۲-۲-۳- تقویت طولی مقطع (f_{yl}, ρ_l)

تقویت طولی ستون بتن‌آرمه با متغیرهای نسبت فولاد طولی ρ_l و مقاومت تسلیم فولاد طولی f_{yl} تعیین می‌گردد. نسبت فولاد طولی ρ_l ، به صورت نسبت کل سطح مقطع فولاد طولی به سطح مقطع ستون تعریف گردیده و برای تأمین ظرفیت مقاومت خمشی مناسب ستون مورد استفاده قرار می‌گیرد. همچنین فولاد طولی مطابق آئین‌نامه‌ی *ACI 318-19* [۲۴] در افزایش مقاومت برشی مقطع نیز نقش ایفا می‌نماید. در خصوص مقاومت تسلیم آرماتور طولی می‌توان تصور نمود که به دلیل انتخاب نمونه‌های تحت شکست خمشی، آرماتورهای طولی در زمان شکست ستون تسلیم شده و تنش حداکثر آن‌ها همان تنش تسلیم می‌باشد.

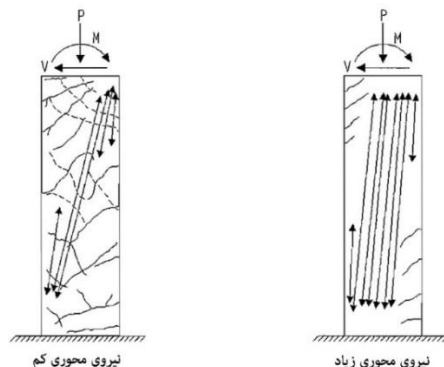
۲-۲-۴- نسبت ابعاد ستون (a/d)

نسبت ابعاد از متغیرهای مهم و تأثیرگذار بر ظرفیت تغییرشکل ستون است که به صورت نسبت دهانه‌ی برشی (a) به عمق مؤثر ستون (d) تعریف می‌گردد. ستون‌ها معمولاً با توجه به نسبت ابعادشان به دو دسته کلی طبقه‌بندی می‌شوند. ستون‌های دارای نسبت ابعاد زیر ۲ به عنوان ستون‌های عمیق شناخته می‌شوند و ستون‌های دارای نسبت ابعاد ۲ و بیش‌تر به عنوان ستون‌های تحت کنترل شکست خمشی محسوب می‌گردند [۲۲]. تفاوت این دو دسته در واقع به نوع رفتار آن‌ها با در نظر گرفتن ظرفیت برشی و مسائل خمشی مربوط می‌شود. به دلیل تمرکز این تحقیق بر پیش‌بینی ظرفیت تغییرشکل ستون‌های بتن‌آرمه با شکست خمشی، نمونه‌های دارای نسبت ابعاد ۲ و کمتر که دارای شکست ترد برشی می‌باشند در مدل‌سازی مورد استفاده قرار نمی‌گیرند.

۲-۲-۵- نسبت بار محوری $(P/A_g f'_c)$

نسبت بار محوری که به صورت نسبت تقاضای محوری به ظرفیت محوری تعریف می‌شود، از تأثیر قابل توجهی بر ظرفیت برشی و خمشی مقطع ستون‌ها برخوردار می‌باشد. اعمال بار جانبی رفت و برگشتی بر نمونه‌های ستونی موجب تنش کششی در بتن می‌گردد. با عبور میزان تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن، در هر جهت بارگذاری، ترک‌های قطری در سمت کششی مقطع تشکیل می‌گردد. بار محوری فشاری بر روی مقطع، بتن را از ابتدا تحت تنش فشاری قرار می‌دهد. بارگذاری چرخه‌ای روی نمونه‌ها ابتدا موجب کاهش اثر این تنش فشاری در عضو می‌گردد، تا جایی که پس از عبور تنش کششی در بتن از مقاومت کششی آن، ترک‌ها ایجاد می‌گردد. از این مرحله به بعد نیروی فشاری تأثیر خود را در بسته شدن ترک‌های باز شده در جهت قبلی بارگذاری جانبی اعمال می‌نماید.

شکل ۲ تنش فشاری را در یک ستون تحت بار محوری کم و زیاد نشان می‌دهد. مشاهده می‌شود که زاویه‌ی نیروی فشاری نسبت به محور ستون با افزایش نیروی محوری کاهش می‌یابد. بنابراین انتظار می‌رود ستون‌های بتن‌آرمه‌ای که تحت نیروی فشاری زیاد قرار می‌گیرند، علاوه بر افزایش ظرفیت تغییرشکل جانبی تحت بارگذاری چرخه‌ای، ظرفیت برشی اولیه‌ی بیش‌تری نسبت به ستون‌های تحت بار محوری کم‌تر از خود نشان دهند.



شکل ۲- تأثیر میزان نیروی محوری بر تنش فشاری و ترک‌خوردگی ستون [۲۲]

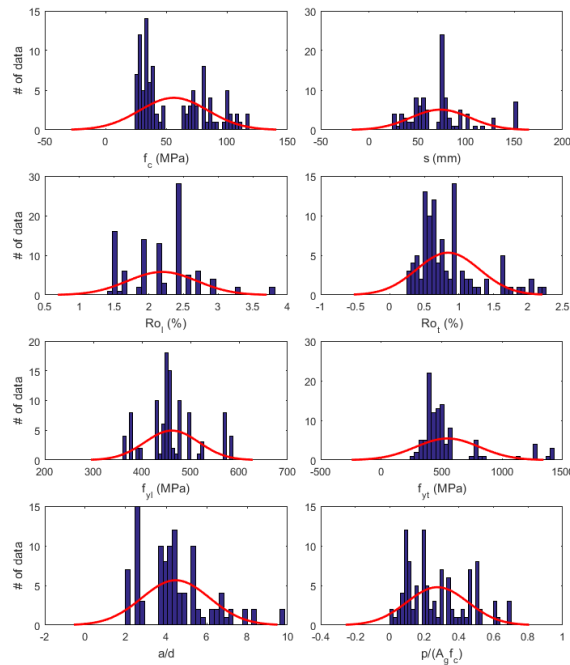
نیروی محوری زیاد با افزایش تنش فشاری در هسته‌ی بتنی موجب افزایش تمایل بتن به منبسط شدن (اثر پواسون) و در نتیجه جاری شدن تقویت عرضی می‌گردد. همچنین، بر خلاف تأثیر نیروی محوری در افزایش ظرفیت تغییرشکل مقطع، ترکیب نیروی محوری و افزایش تغییرشکل جانبی، یک لنگر خمشی اضافی در مقطع ایجاد می‌نماید که با نام $P-\Delta$ شناخته شده و موجب افزایش تنش کششی و نیاز مقطع به شکل‌پذیری می‌گردد.

۳-۲- دامنه‌ی متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون

دامنه‌ی متغیرهای مؤثر بر تغییرشکل جانبی ستون در مجموعه‌ی داده‌های مورد استفاده در این تحقیق در جدول ۳ و توزیع داده‌ها در دامنه‌ی تعریف شده در شکل ۳ نشان داده شده است.

نام متغیر	علامت	حداقل	حداکثر	واحد
مقاومت فشاری بتن	f'_c	21.4	118	MPa
نسبت تقویت طولی	ρ_l	1.25%	3.8%	-
تنش تسلیم آرماتور طولی	f_{yl}	362	587	MPa
نسبت تقویت عرضی	ρ_t	0.27%	2.24%	-
تنش تسلیم آرماتور عرضی	f_{yt}	255	1424	MPa
فاصله‌ی تنگ‌ها	s	25.4	152	mm
نسبت ابعاد ستون	a/d	2.0	10.0	-
نسبت بار محوری	$P/A_g f'_c$	0	0.7%	-

جدول ۳- دامنه‌ی متغیرهای مؤثر بر ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون بتن‌آرمه



شکل ۳- دامنه‌ی متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون در نمونه‌های جمع‌آوری شده

۲-۴- پیش‌پردازش و نرمال‌سازی داده‌ها

پیش‌پردازش داده‌ها موجب بهبود عملکرد مدل از طریق افزایش سرعت آموزش و کاهش خطای شبکه می‌گردد. شناسایی و اصلاح یا حذف داده‌های خارج از محدوده، تکراری، ناسازگار، فاقد مقدار و همراه با نویز^{۱۳} از جمله مراحل پیش‌پردازش داده‌ها محسوب می‌گردد. در اغلب موارد از جمله در این تحقیق، استخراج داده‌های مناسب جهت مدل‌سازی بدون به‌کارگیری تعدادی از این روش‌ها نتایج قابل قبولی به همراه ندارد.

یکی از روش‌های پیش‌پردازش، نرمال‌سازی داده‌هاست که طی آن دامنه‌ی داده‌های مورد استفاده در ساخت مدل‌ها یکسان‌سازی می‌گردند. هدف از این فرایند پیش‌گیری از اختصاص وزن‌های بیش‌تر در مرحله‌ی آموزش به یک یا چند ویژگی از یک نمونه است که مقادیر آن‌ها در دامنه‌های بزرگ‌تری قرار گرفته است. روش‌هایی مانند نگاشت خطی داده‌ها بر روی یک بازه کوچک مانند $[0, 1]$ ، نگاشت غیرخطی از طریق استخراج ویژگی خاصی از داده‌ها مانند لگاریتم، کاهش بعد داده‌ها یا تقسیم آن‌ها به بزرگ‌ترین مقدار متناظرشان از جمله روش‌های نرمال‌سازی یا هم-مقیاس‌سازی محسوب می‌شوند.

داده‌های مورد استفاده در این تحقیق به روش حداقل - حداکثر نرمالیزه شده‌اند. در این روش یک تبدیل خطی بر روی داده‌های اصلی انجام می‌گیرد. به این صورت که اگر max_A و min_A مقادیر حداکثر و حداقل ویژگی A از یک نمونه باشند، مقدار v از بازه‌ی اصلی A با استفاده از رابطه‌ی (۱) به مقدار v' در بازه‌ی نرمال‌سازی شده‌ی $[min'_A, max'_A]$ محاسبه و نگاشت می‌گردد:

$$v' = \frac{v - \min_A}{\max_A - \min_A} (\max'_A - \min'_A) + \min'_A \quad (1)$$

¹³ Noise

نرمال سازی حداکثر - حداقل ارتباط بین مقادیر اولیه را حفظ می‌نماید. بازگرداندن داده‌های نرمال شده به داده‌های اصلی از طریق رابطه‌ی (۲) صورت می‌گیرد. شکل ۴ دامنه‌ی متغیرهای ورودی در مدل‌ها را قبل و بعد از نرمال‌سازی نشان می‌دهد.

$$v = \frac{v' - \min'_A}{\max'_A} (\max_A - \min_A) + \min_A \quad (2)$$

۵-۲- انتخاب ورودی‌های مدل

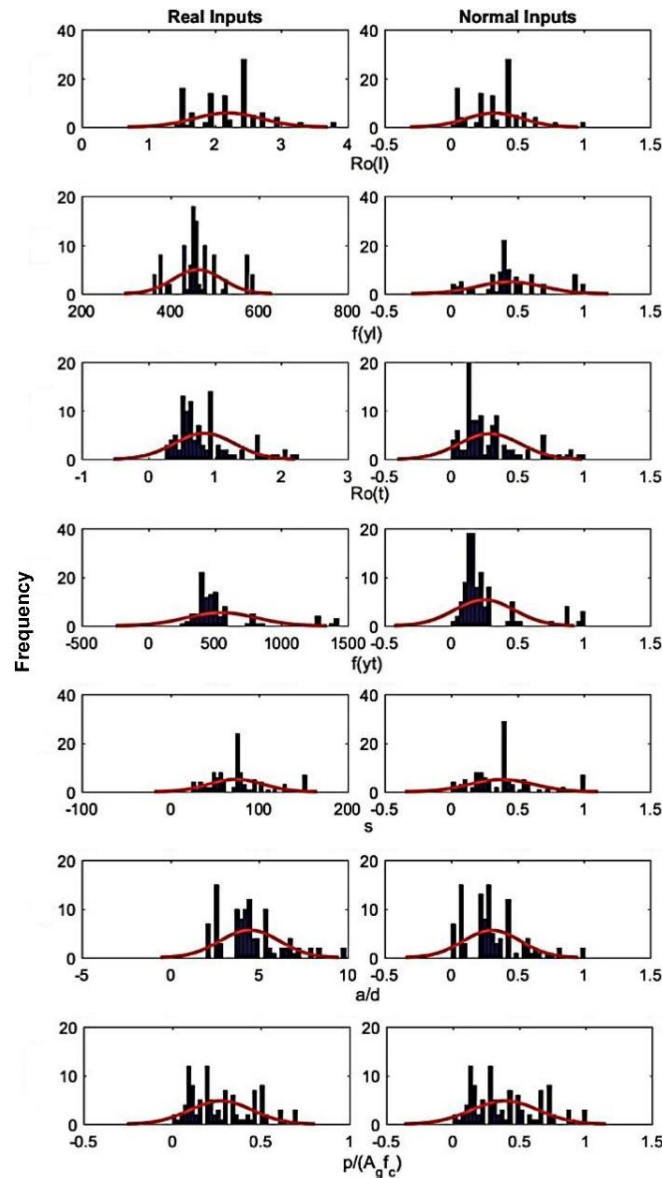
انتخاب ورودی‌ها در روش‌های گوناگون مدل‌سازی از جمله در محاسبات نرم از بیش‌ترین اهمیت برخوردار می‌باشد. به این منظور توجه به نکات زیر می‌تواند کیفیت نتایج مدل را به طور قابل ملاحظه‌ای افزایش دهد:

- * شناسایی و انتخاب کلیه‌ی متغیرهای مؤثر بر خروجی مسئله در ورودی‌ها مدل.
- * انتخاب بهینه‌ی تعداد ورودی‌ها و پیش‌گیری از پیچیدگی بیش از حد سیستم.
- * توجه به عدم همبستگی ورودی‌ها و پرهیز از تکرار یک متغیر در چند ورودی.
- * نرمال‌سازی ورودی‌ها به خصوص در روش‌های مبتنی بر خوشه‌بندی.

در الگوریتم انفیس، پاسخ‌ها در نتیجه‌ی بهینه‌سازی متغیرهای خطی و غیرخطی ایجاد شده در مرحله خوشه‌بندی به دست می‌آیند. تعداد این متغیرهای قابل تنظیم بسته به نوع تابع خوشه‌بندی و تعداد خوشه‌ها متفاوت است. تعداد ورودی‌های مدل نیز می‌تواند از طریق تأثیر بر چگونگی خوشه‌بندی، بر تعداد این متغیرها تأثیر نماید. پدیده‌ی نامطلوب بیش‌برازش^{۱۴} که در اثر افزایش تعداد مجهولات مسئله نسبت به معلومات آن یعنی تعداد متغیرهای قابل تنظیم نسبت به تعداد داده‌های آموزش به وجود می‌آید، با کاهش توان یادگیری شبکه، سبب کاهش قابلیت تعمیم^{۱۵} مدل می‌گردد. از این رو در مسائلی مانند موضوع این تحقیق که دسترسی به نمونه‌های آزمایشگاهی با کیفیت با محدودیت مواجه است، انتخاب مناسب تعداد ورودی‌های شبکه از اهمیت زیادی برخوردار است. متغیرهای ورودی و خروجی مدل‌های انفیس و پرسپترون چندلایه (*MLP*) در جدول ۴ نشان داده شده است. در مدل اول خروجی براساس نسبت تغییرمکان جانبی نظیر کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون به طول دهانه برشی، و همچنین در مدل دوم خروجی براساس نسبت تغییرمکان جانبی نظیر خرد شدن پوشش بتنی به طول دهانه برشی ستون در نظر گرفته شده است. داده‌های مورد استفاده در مدل‌ها در بخش پیوست الف ارائه گردید.

¹⁴ Overfitting

¹⁵ Generalization



شکل ۴- هیستوگرام متغیرهای تغییرشکل جانبی ستون قبل (چپ) و بعد (راست) از نرمال سازی

جدول ۴- ورودی‌ها و خروجی مدل‌های انقباض و شبکه‌های عصبی مصنوعی

خروجی		ورودی‌ها						
مدل دوم	مدل اول	هفتم	ششم	پنجم	چهارم	سوم	دوم	اول
$\frac{\Delta_c}{a}$	$\frac{\Delta_{20\%}}{a}$	$\frac{P}{A_g f'_c}$	$\frac{a}{d}$	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l

۲-۶- تعداد داده‌های مورد استفاده در ساخت مدل‌ها

جدول ۵ تعداد داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش مدل‌های ارائه شده در این تحقیق را نشان می‌دهد. لازم به ذکر است که جهت پیش‌گیری از کنار هم قرار گرفتن داده‌های مشابه، ترتیب داده‌ها پیش از تقسیم به بخش‌های مذکور، از طریق دستور «randperm» در نرم‌افزار متلب به صورت تصادفی چیده شده است.

جدول ۵- تعداد کل نمونه‌های مورد استفاده در مدل‌های محاسبات نرم

کل داده‌ها	آزمایش		ارزیابی		آموزش		نام مدل	نوع مدل
	تعداد	درصد	تعداد	درصد	تعداد	درصد		
۱۰۳	۳۱	۳۰	۰	۰	۷۲	۷۰	۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	انفیس
۶۸	۲۱	۳۰	۰	۰	۴۷	۷۰	خُرد شدن پوشش بتنی	
۱۰۳	۱۶	۱۵	۱۵	۱۵	۷۲	۷۰	۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	MLP
۶۸	۱۱	۱۵	۱۰	۱۵	۴۷	۷۰	خُرد شدن پوشش بتنی	

۷-۲- معیار ارزیابی عملکرد و روش محاسبه‌ی خطای مدل‌ها

مقادیر خطای شبکه از طریق محاسبه‌ی اختلاف خروجی‌های مدل و خروجی‌های واقعی داده‌ها محاسبه می‌گردد. ملاک ارزیابی عملکرد مدل و کیفیت نتایج حاصله در این تحقیق، دستیابی به کمترین مقادیر میانگین مربعات خطا^{۱۶}، جذر میانگین مربعات خطا^{۱۷}، و انحراف معیار^{۱۸} می‌باشد. روابط (۳) تا (۷) نحوه‌ی محاسبه‌ی توابع ارزیابی عملکرد مدل را نشان می‌دهد:

$$e_i = \sum_{i=1}^n t_i - o_i \quad (3)$$

که در آن e_i مقدار خطا، t_i خروجی واقعی و o_i خروجی شبکه برای نمونه‌ی i ام، و n تعداد نمونه‌های مراحل آموزش یا آزمایش می‌باشد.

$$\mu = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i \quad (4)$$

$$\sigma = \sqrt{\sum_{i=1}^n (e_i - \mu)^2} \quad (5)$$

که در آن μ میانگین و σ انحراف معیار خطاها می‌باشد. برای میانگین مربعات خطا و جذر میانگین مربعات خطا می‌توان نوشت:

$$MSE = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i^2 \quad (6)$$

$$RMSE = \sqrt{\frac{1}{n} \sum_{i=1}^n e_i^2} \quad (7)$$

۳- مشخصات و نتایج مدل‌ها

در این تحقیق با استفاده از داده‌های مربوط به دو مرحله از خرابی‌های شکست خمشی در ستون بتن‌آرمه یعنی خُرد شدن پوشش بتنی و کاهش ۲۰٪ مقاومت جانبی ستون، دو مدل انفیس ارائه و صحت نتایج آن‌ها با دو مدل شبکه‌های عصبی مصنوعی مورد سنجش قرار گرفته است.

¹⁶ Mean Squared Error

¹⁷ Root Mean Squared Error

¹⁸ Standard Deviation

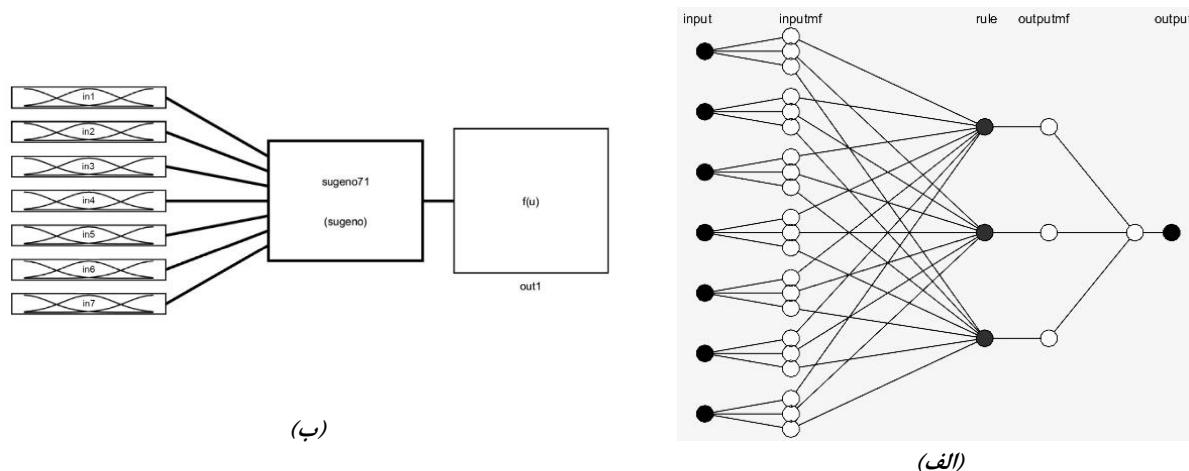
۳-۱- مدل‌های انفیس

مدل‌های انفیس ارائه شده در این تحقیق به روش گدنویسی در نرم‌افزار متلب ایجاد گردیده است. جدول ۶ مشخصات مدل‌ها را نشان می‌دهد.

جدول ۶- مشخصات کامل مدل‌های انفیس

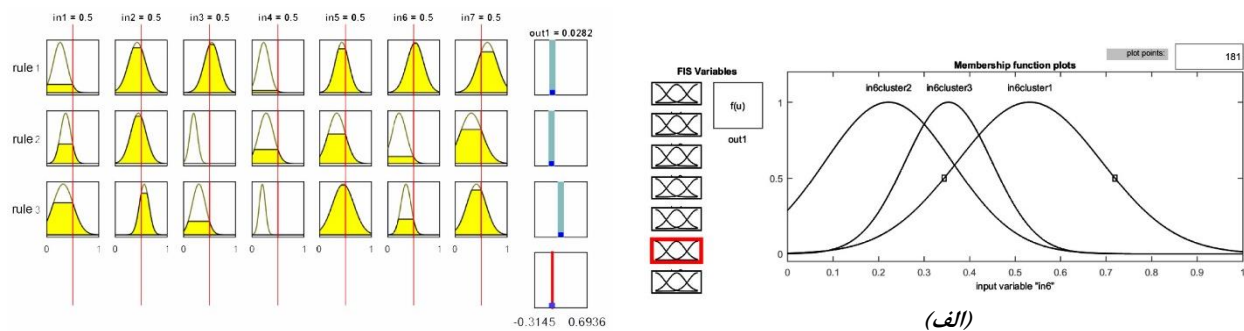
نام مدل	سیستم استنتاج فازی	تابع فازی‌سازی	تعداد ورودی	نوع تابع عضویت	تعداد قوانین فازی	تعداد تکرار بهینه‌سازی
۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی	سوگنو- درجه ۱	genfis 3	۷	گوسی	۳	۱۰۰۰
خرد شدن پوشش بتنی	سوگنو- درجه ۱	genfis 3	۷	گوسی	۲	۵۰۰

شکل ۵-الف ساختار انفیس را با هفت ورودی، بیستویک تابع عضویت ورودی، سه قانون، سه تابع عضویت خروجی و یک خروجی نشان می‌دهد. همچنین شکل ۵-ب سیستم استنتاج فازی (FIS) مربوط به هر دو مدل انفیس را نشان می‌دهد.



شکل ۵- ساختار شبکه‌ها برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون الف- انفیس با سه قانون. ب- سیستم استنتاج فازی.

شکل ۶-الف تابع عضویت ورودی شماره یک در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را به عنوان یک نمونه از توابع عضویت در مدل‌های انفیس نشان می‌دهد. در این تحقیق، توابع عضویت در هر دو مدل انفیس از نوع گوسی می‌باشند. شکل ۶-ب، قوانین انفیس را به شکل مجموعه‌ای از نمودارهای ورودی و خروجی نشان می‌دهد. در هر قانون، پنج نمودار اول از سمت چپ توابع عضویت در بخش مقدم، و نمودار ششم تابع عضویت در بخش تالی را نشان می‌دهد. هر یک از ستون‌های بخش مقدم مربوط به یکی از متغیرهای ورودی و ستون آخر در بخش تالی مربوط به خروجی شبکه می‌باشد. نمودار آخر در ستون خروجی، تصمیم‌زن دار سیستم استنتاج فازی را نشان می‌دهد. تصمیم سیستم وابسته به مقادیر ورودی‌ها بوده و مقدار نافازی شده‌ی خروجی به صورت یک خط ضخیم در نمودار خروجی نمایش داده می‌شود.



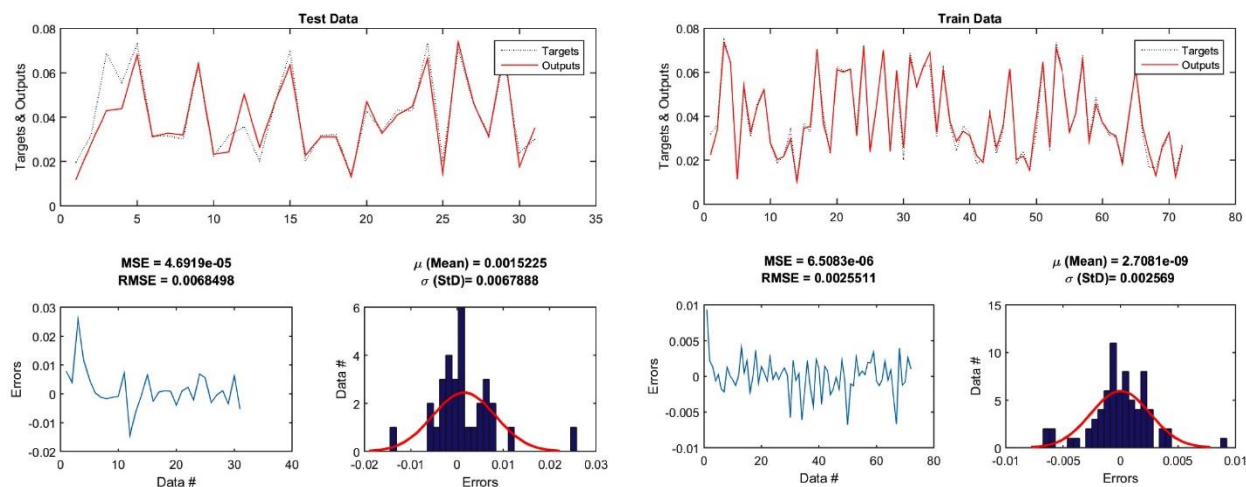
(ب)

(الف)

شکل ۶- مشخصات ورودی‌های مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون. الف- تابع عضویت ورودی شماره شش. ب- قوانین فازی.

۱-۱-۳- نتایج مدل انفیس برای ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون

شکل ۷- الف و شکل ۷- ب عملکرد و خطای مدل در مراحل آموزش و آزمایش را نشان می‌دهد. در هر شکل، نمودار بالا میزان انطباق خروجی‌های مدل با خروجی واقعی، نمودار پائین سمت چپ مقادیر خطا برای هر نمونه، و نمودار پائین سمت راست هیستوگرام خطاها را نشان می‌دهد. همچنین مقادیر میانگین خطاها، MSE ، $RMSE$ و انحراف معیار در هر شکل نشان داده شده است. توزیع نرمال خطاها و نزدیکی مقادیر انحراف معیار و جذر مربعات خطا نشان دهنده‌ی پاسخ مناسب مدل می‌باشد.

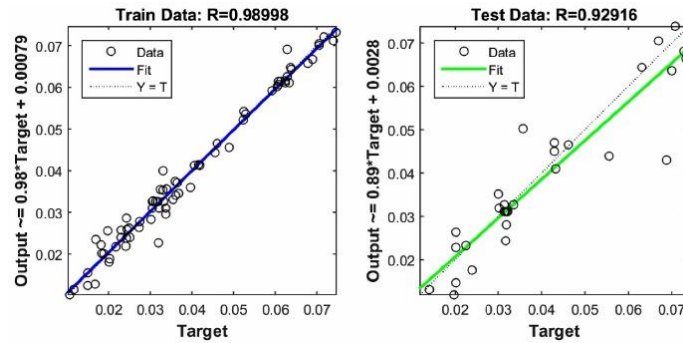


(ب)

(الف)

شکل ۷- خطای داده‌های مدل انفیس متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- آموزش. ب- آزمایش.

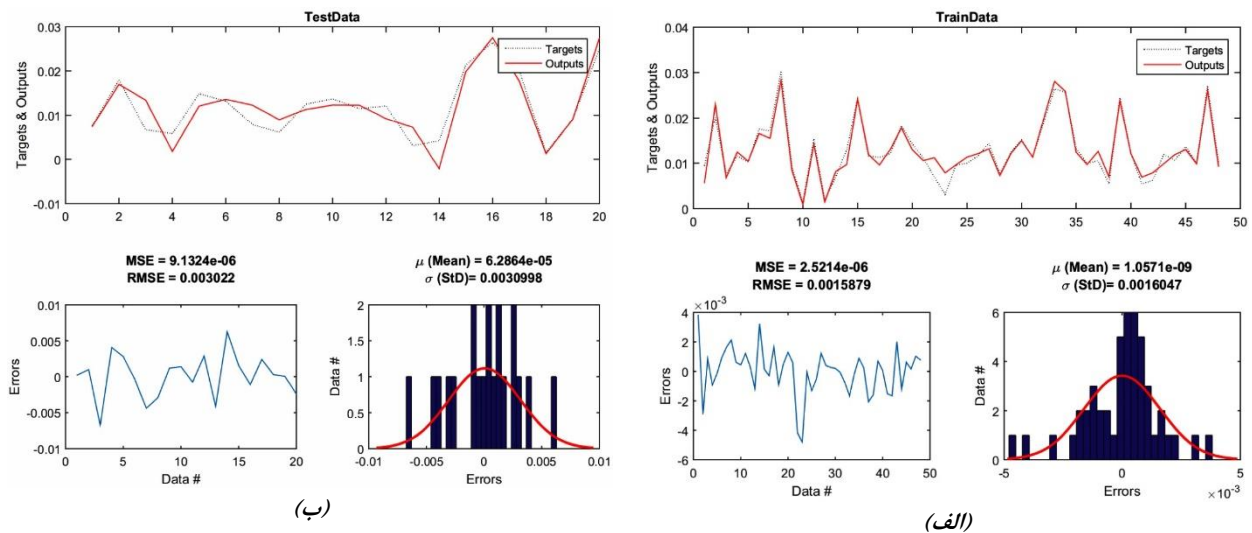
شکل ۸، همبستگی خروجی مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را با خروجی واقعی در مراحل آموزش و آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۸- هم‌بستگی خروجی‌های مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی در انفیس

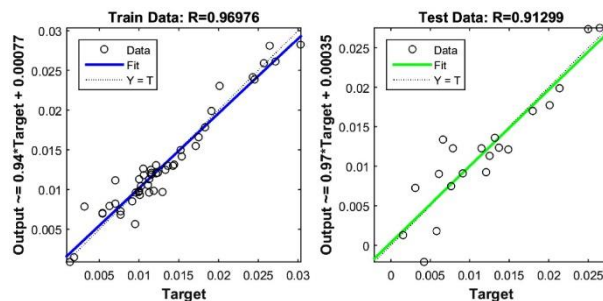
۲-۱-۳- نتایج مدل انفیس برای خرد شدن پوشش بتنی ستون

شکل‌های ۹-الف و ۹-ب عملکرد و خطای مدل در مراحل آموزش و آزمایش را نشان می‌دهد.



شکل ۹-الف- خطای داده‌های مدل انفیس متناظر شکست خرد شدن پوشش بتنی. الف- آموزش. ب- آزمایش.

شکل ۱۰، هم‌بستگی خروجی مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون را با خروجی واقعی در مرحله آموزش و آزمایش نشان می‌دهد.



شکل ۱۰- هم‌بستگی خروجی‌های مدل خرد شدن پوشش بتنی در انفیس

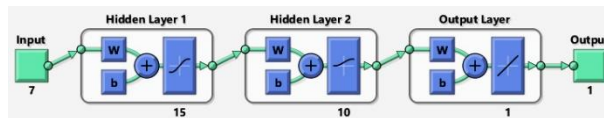
۲-۳- مدل پرسپترون چندلایه^{۱۹} (MLP)

شبکه‌های عصبی مورد استفاده در این تحقیق به روش کدنویسی در نرم افزار متلب و از نوع پرسپترون چندلایه ایجاد گردیده است. هر شبکه‌ی عصبی با تعیین تعداد لایه‌ها، تعداد نرون‌ها در هر لایه، الگوریتم یادگیری، و تابع انتقال در

¹⁹ Multi Layer Perceptron

شبکه تعریف می‌گردد. در این تحقیق با توجه به تعداد محدود داده‌های مورد استفاده در بخش‌های آموزش، ارزیابی و آزمایش مدل که نحوه اختصاص آن‌ها در جدول ۵ آمده است، ساختار شبکه عصبی برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون به صورت چهار لایه (یک لایه ورودی، دو لایه پنهان و یک لایه خروجی) و برای مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون به صورت سه لایه (یک لایه ورودی، یک لایه پنهان و یک لایه خروجی) طراحی گردیده است.

تعیین تعداد نرون‌ها در لایه پنهان شبکه از طریق مقایسه نتایج مدل‌های ساخته شده با تعداد مختلف نرون‌ها صورت گرفته است که در نهایت برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون دو لایه ۱۵ پانزده و ده نرونی و برای مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون ده نرون انتخاب گردید. شکل ۱۱ ساختار شبکه‌ی عصبی ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون را با یک لایه ورودی، دو لایه پنهان با پانزده و ده نرون و یک لایه خروجی نشان می‌دهد.

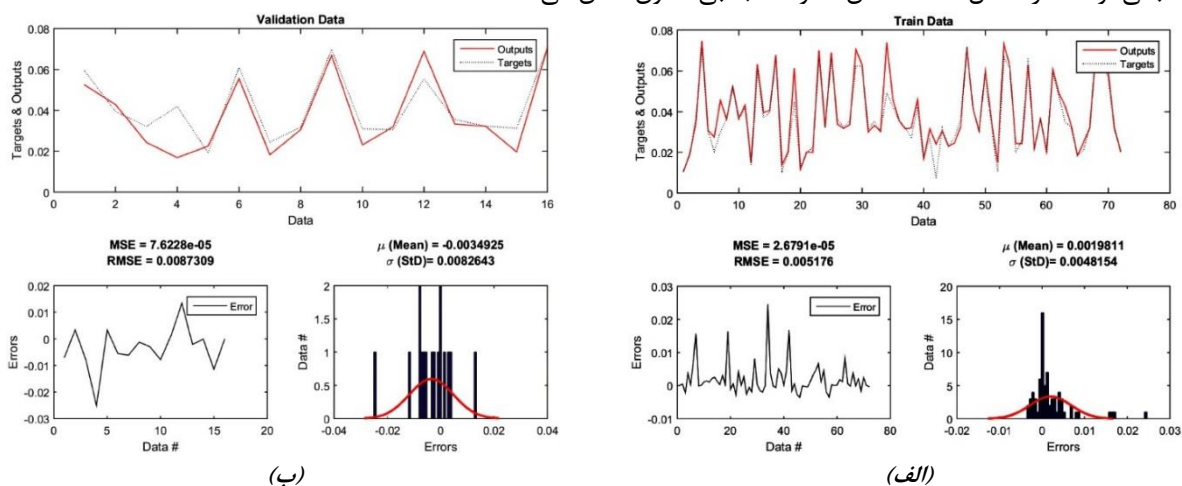


شکل ۱۱- ساختار شبکه‌ی عصبی مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون [۲۵]

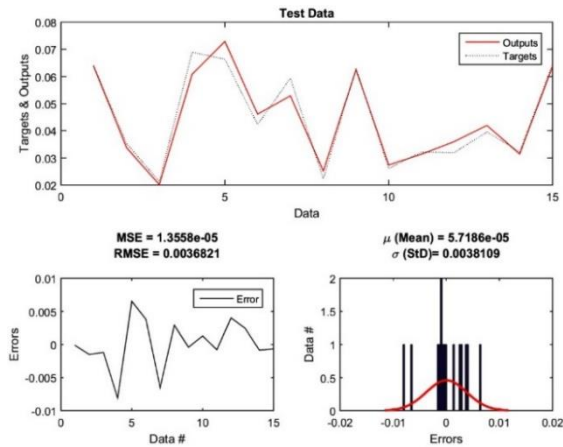
در این پژوهش الگوریتم‌های مختلف موجود در نرم افزار متلب برای آموزش شبکه مورد استفاده قرار گرفت و در نهایت بهترین پاسخ از الگوریتم پرکاربرد لونیگ - مارکوارت^{۲۰} حاصل گردید. انتخاب توابع انتقال نیز از طریق مقایسه‌ی نتایج انواع توابع صورت گرفت که در نهایت در بخش ورودی تابع تانژانت هیپربولیک و تابع لگاریتمی نمایی و در بخش خروجی تابع خطی انتخاب گردید.

۳-۲-۱- نتایج مدل MLP برای ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون

شکل‌های ۱۲ و ۱۳ به ترتیب نمودار و مقادیر خطا در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش؛ هم‌بستگی خروجی واقعی و محاسباتی؛ و عملکرد مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون نشان می‌دهد.

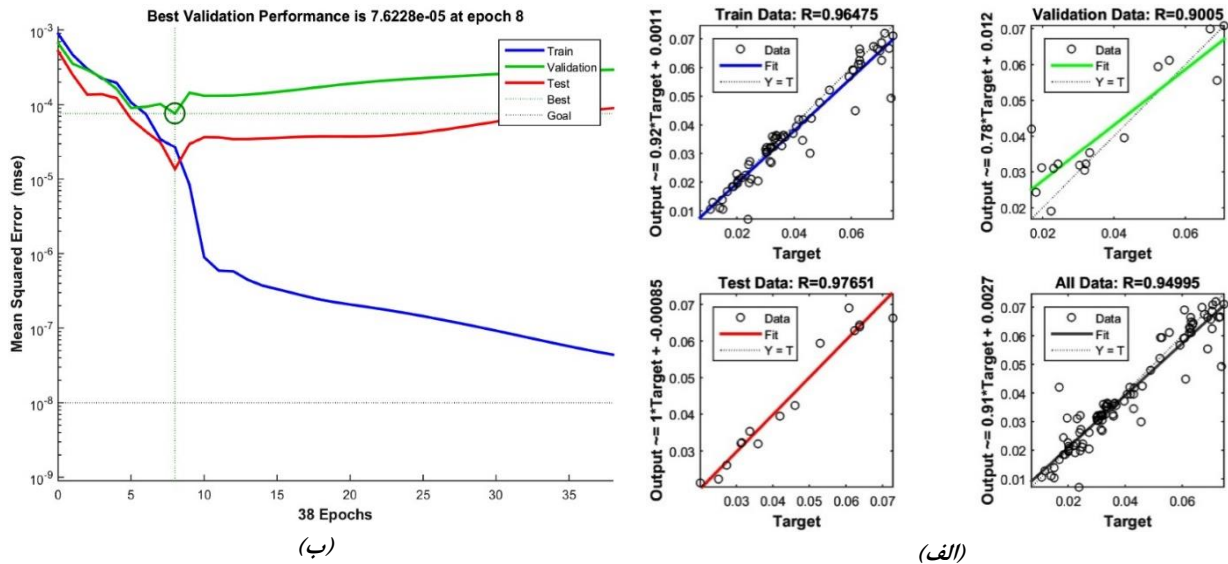


²⁰ Levenberg-Marquardt



(ج)

شکل ۱۲- خطای داده‌های مدل *MLP* متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- آموزش. ب- ارزیابی. ج- آزمایش.



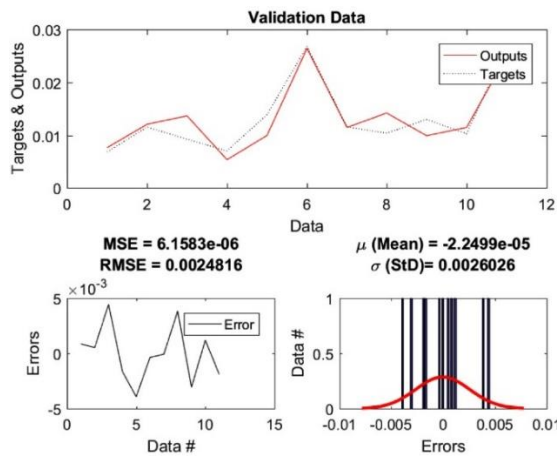
(ب)

(الف)

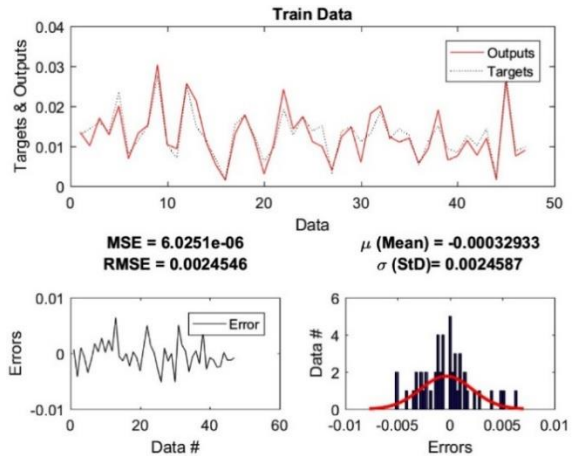
شکل ۱۳- خروجی مدل *MLP* متناظر شکست ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی. الف- همبستگی خروجی‌ها. ب- عملکرد مدل.

۲-۲-۳- نتایج مدل *MLP* برای خرد شدن پوشش بتنی ستون

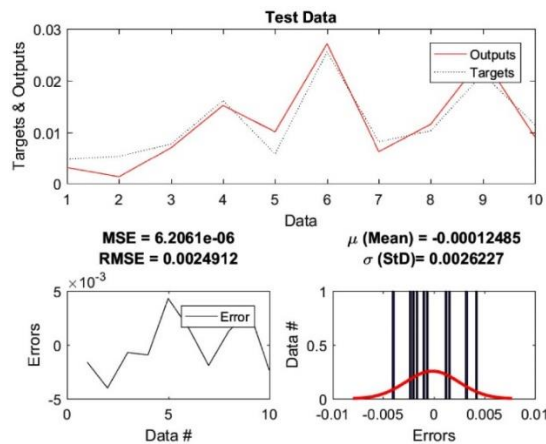
شکل‌های ۱۴ و ۱۵ به ترتیب نمودار و مقادیر خطا در مراحل آموزش، ارزیابی و آزمایش؛ همبستگی خروجی واقعی و محاسباتی؛ و عملکرد مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون را نشان می‌دهد.



(ب)

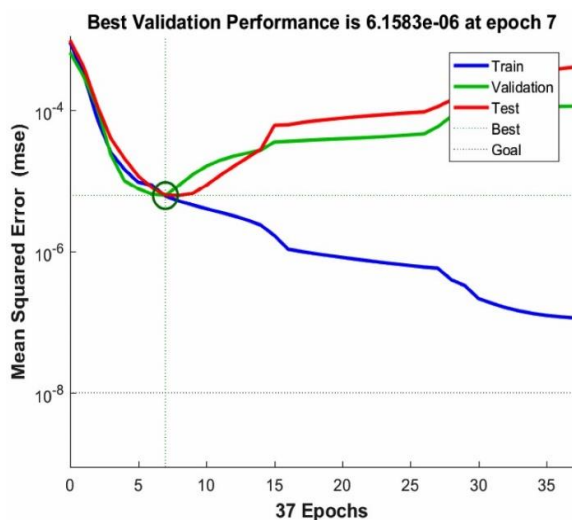


(الف)

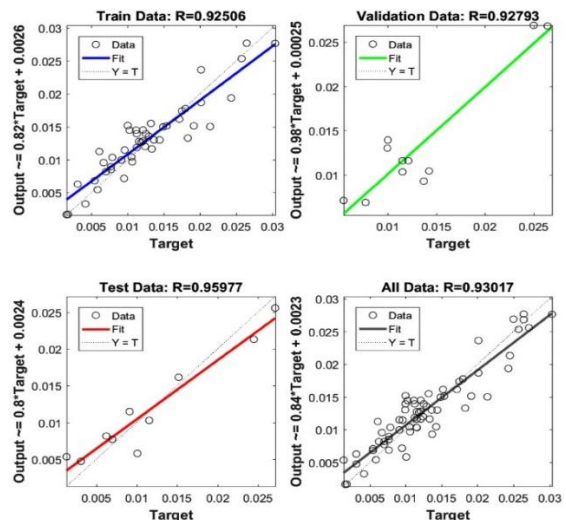


(ج)

شکل ۱۴- خطای داده‌های مدل MLP متناظر شکست خرد شدن پوشش بتنی. الف- آموزش. ب- ارزیابی. ج- آزمایش.



(ب)



(الف)

شکل ۱۵- خروجی مدل MLP متناظر شکست خرد شدن پوشش بتنی. الف- هم‌بستگی خروجی‌ها. ب- عملکرد مدل.

۴- بحث و تفسیر نتایج

جدول ۷ و جدول ۸ نتایج انفیس و پرسپترون چندلایه را به ترتیب برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی و مدل خُرد شدن پوشش بتنی به عنوان دو مرحله از خرابی‌های ناشی از شکست خمشی ستون بتن‌آرمه نشان می‌دهد. مقادیر خطای به دست آمده گویای قابلیت مناسب روش‌های محاسبات نرم در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

جدول ۷- نتایج انفیس و MLP برای مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی

نوع مدل	مرحله	MSE	RMSE	μ	σ	R
انفیس	آموزش	6.51e-06	0.0025	2.71e-09	0.0026	0.99
	آزمایش	4.69e-05	0.0068	1.52e-03	0.0068	0.93
MLP	آموزش	2.68e-05	0.0052	1.98e-03	0.0048	0.96
	ارزیابی	7.62e-05	0.0087	-3.49e-03	0.0083	0.90
	آزمایش	1.36e-05	0.0037	5.72e-05	0.0038	0.98

جدول ۸- نتایج انفیس و MLP برای مدل خُرد شدن پوشش بتنی

نوع مدل	مرحله	MSE	RMSE	μ	σ	R
انفیس	آموزش	2.52e-06	0.0016	1.06e-09	0.0016	0.97
	آزمایش	9.13e-06	0.0030	6.29e-05	0.0031	0.91
MLP	آموزش	6.02e-06	0.0024	-3.29e-04	0.0025	0.92
	ارزیابی	6.16e-06	0.0025	-2.25e-05	0.0026	0.93
	آزمایش	6.21e-06	0.0025	-1.25e-04	0.0026	0.96

به دلیل در اختیار نبودن هیچ نمونه‌ای از کاربرد الگوریتم انفیس در بررسی ظرفیت تغییرشکل جانبی ستون‌های بتن-آرمه در تحقیقات گذشته، همچنین با توجه به نتایج مناسب مدل شبکه‌های عصبی ارائه شده در این تحقیق نسبت به مدل‌های قبلی، بررسی کیفیت نتایج انفیس از طریق سنجش آن‌ها با نتایج شبکه‌های عصبی مصنوعی امکان‌پذیر است. البته این موضوع می‌تواند به کیفیت مناسب‌تر نمونه‌های آزمایشگاهی مورد استفاده، پیش‌پردازش دقیق‌تر داده‌ها و بهبود تنظیمات شبکه مربوط باشد.

علی‌رغم عدم برتری مطلق هیچ یک از دو روش انفیس و MLP نسبت به یکدیگر، مقایسه‌ی مقادیر خطای مدل‌ها نشان می‌دهد که در این مطالعه، الگوریتم انفیس قابلیت بیشتری در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای داشته‌است. بنابراین بر ضرورت گسترش تحقیقات جهت کشف قابلیت‌های بیش‌تر و کاربردهای عملی‌تر محاسبات نرم در زمینه‌های مشابه تاکید می‌گردد.

در این تحقیق، تعداد خوشه‌ها در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی سه عدد و در مدل خُرد شدن پوشش بتنی دو عدد در نظر گرفته شده است. این موضوع بر اساس تعداد نسبتاً زیاد متغیر مؤثر (هفت متغیر) و تعداد نه چندان زیاد نمونه‌های باکیفیت موجود که طبق شکل ۴ با ناپیوستگی داده‌ها همراه است (علی‌رغم منطقی بودن افزایش تعداد خوشه‌ها)، به جهت پرهیز از بروز خطای بیش‌برازش که در اثر افزایش تعداد متغیرهای قابل تنظیم نسبت به داده‌های آموزش ایجاد می‌گردد، مدنظر قرار گرفته شد. بدیهی است در صورت در اختیار بودن تعداد بیش‌تر نمونه‌های باکیفیت و خوشه‌بندی بهینه‌ی داده‌ها می‌توان نتایج بهتری حاصل نمود.

علاوه بر کیفیت داده‌های مورد استفاده در مراحل آموزش و ارزیابی شبکه، کمیت داده‌ها نیز از اهمیت بسیار زیادی برخوردار می‌باشد. در الگوریتم انفیسی فرایند مدل‌سازی از طریق بهینه‌سازی متغیرهای قابل تنظیم در شبکه در جهت کمینه‌سازی خطای ناشی از اختلاف خروجی واقعی با خروجی مدل صورت می‌گیرد. افزایش تعداد این متغیرهای قابل تنظیم که در مرحله خوشه‌بندی داده‌ها ایجاد می‌گردند به دو عامل عمده بستگی دارد؛ یکی تعداد متغیرهای مؤثر بر مسئله که با افزایش پیچیدگی رفتار پدیده مورد نظر افزایش می‌یابد و دیگری تعداد خوشه‌ها که با افزایش گسست و ناپیوستگی در داده‌های مورد استفاده افزایش می‌یابد.

۵- نتیجه‌گیری

در تحقیق حاضر، مجموعه‌ای از داده‌های آزمایشگاهی شامل نتایج بارگذاری جانبی چرخه‌ای بر روی تعداد قابل توجهی نمونه ستون بتن‌آرمه از بانک اطلاعاتی مرکز تحقیقات مهندسی زلزله وابسته به دانشگاه واشنگتن استفاده گردید. براساس مطالعات انجام شده و نوع مسئله، تعدادی از داده‌های با کیفیت و کمیت مناسب مربوط به ستون-های مستطیلی انتخاب شد. داده‌های مورد استفاده به روش حداقل-حداکثر نرمالیزه شده‌اند. ورودی‌های مدل شامل نسبت فولاد عرضی ρ_t ، مقاومت تسلیم فولاد عرضی f_{yt} ، فاصله تنگ‌ها S ، نسبت فولاد طولی ρ_l ، مقاومت تسلیم فولاد طولی f_{yl} ، نسبت دهانه برشی به عمق مؤثر مقطع (a/d) و نسبت تقاضای محوری به ظرفیت محوری $(P/Ag f'_c)$ در نظر گرفته شد. امکان شبیه‌سازی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه در دو مرحله از خرابی‌های شکست خمشی با استفاده از سیستم استنتاج عصبی فازی مورد بررسی قرار گرفت. بدین منظور، مسئله توسط کدنویسی دو مدل با الگوریتم انفیسی و دو مدل به روش پرسپترون چندلایه ایجاد گردید. همچنین، تغییر مکان جانبی متناظر خرد شدن پوشش بتنی ستون (A_c) و تغییر مکان جانبی متناظر کاهش ۲۰٪ از مقاومت جانبی ستون ($A_{20\%}$) به عنوان خرابی‌های شکست خمشی مورد استفاده قرار گرفت. در نهایت با تحلیل داده‌ها و حل مسئله نتایج زیر حاصل گردید:

* مقادیر خطای به دست آمده نشان دهنده قابلیت مناسب روش‌های محاسبات نرم در شبیه‌سازی رفتار غیرخطی ستون تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

* مقایسه‌ی مقادیر خطای دو مدل انفیسی نسبت به دو مدل پرسپترون چندلایه نشان دهنده قابلیت مناسب انفیسی در پیش‌بینی رفتار ستون‌های بتن‌آرمه تحت بار جانبی چرخه‌ای می‌باشد.

* افزایش تعداد متغیرهای قابل تنظیم در خوشه‌بندی به دو عامل بستگی دارد؛ یکی تعداد متغیرهای مؤثر بر مسئله که با افزایش پیچیدگی رفتار پدیده مورد نظر افزایش می‌یابد و دیگری تعداد خوشه‌ها که با افزایش گسست و ناپیوستگی در داده‌های مورد استفاده افزایش می‌یابد.

* در صورت در اختیار بودن تعداد بیش‌تر نمونه‌های با کیفیت و خوشه‌بندی بهینه‌ی داده‌ها می‌توان نتایج بهتری حاصل نمود.

۶- قدردانی

نویسندگان مقاله مراتب سپاس خود را از مرکز محاسبات با عملکرد بالا (*High-Performance Computing Centre*) دانشگاه قم اعلام می‌دارند. همچنین از حمایت‌های ریاست این مرکز تقدیر و تشکر می‌نمایند.

۷- منابع

1. Dai, K.-Y., et al., *Deformation capacity of FRP retrofitted reinforced concrete columns with corroded reinforcing bars. Engineering Structures*, 2022. 254: p. 113834.
2. Deng, M., et al. *Deformation capacity of over-reinforced concrete beams strengthened with highly ductile fiber-reinforced concrete. in Structures*. 2021. Elsevier.
3. Ding, M., et al., *Seismic performance of prefabricated concrete columns with grouted sleeve connections, and a deformation-capacity estimation method. Journal of Building Engineering*, 2022: p. 104722.

4. Parvin, A. and M. Alhusban, *Lateral Deformation Capacity and Plastic Hinge Length of RC Columns Confined with Textile Reinforced Mortar Jackets*. *CivilEng*, 2021. 2(3): p. 670-691.
5. Tang, C.-W., H.-J. Chen, and T. Yen, *Modeling confinement efficiency of reinforced concrete columns with rectilinear transverse steel using artificial neural networks*. *Journal of Structural Engineering*, 2003. 129(6): p. 775-783.
6. Inel, M., *Modeling ultimate deformation capacity of RC columns using artificial neural networks*. *Engineering Structures*, 2007. 29(3): p. 329-335.
7. Naderpour, H., A. Kheyroddin, and G.G. Amiri, *Prediction of FRP-confined compressive strength of concrete using artificial neural networks*. *Composite Structures*, 2010. 92(12): p. 2817-2829.
8. Emami, H. and S. Emami, *Application of Whale Optimization Algorithm Combined with Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System for Estimating Suspended Sediment Load*. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2021. 5(3): p. 1-14.
9. Huang, Y. and S. Wu, *Hybrid adaptive neuro fuzzy inference system for optimization mechanical behaviors of nanocomposite reinforced concrete*. *Advances in nano research*, 2022. 12(5): p. 515-527.
10. Naderpour, H. and M. Mirrashid, *A Neuro-Fuzzy model for punching shear prediction of slab-column connections reinforced with FRP*. *Journal of Soft Computing in Civil Engineering*, 2019. 3(1): p. 16-26.
11. Peng, J., et al. *Prediction and optimization of the flexural behavior of corroded concrete beams using adaptive neuro fuzzy inference system*. in *Structures*. 2022. Elsevier.
12. Naderpour, H., et al., *A new proposed approach for moment capacity estimation of ferrocement members using Group Method of Data Handling*. *Engineering Science and Technology, an International Journal*, 2020. 23(2): p. 382-391.
13. Naderpour, H., et al., *Innovative models for prediction of compressive strength of FRP-confined circular reinforced concrete columns using soft computing methods*. *Composite Structures*, 2019. 215: p. 69-84.
14. Naderpour, H., A.H. Rafiean, and P. Fakharian, *Compressive strength prediction of environmentally friendly concrete using artificial neural networks*. *Journal of Building Engineering*, 2018. 16: p. 213-219.
15. Rezazadeh Eidgahee, D., et al., *Data-driven estimation models of asphalt mixtures dynamic modulus using ANN, GP and combinatorial GMDH approaches*. *Neural Computing and Applications*, 2022: p. 1-26.
16. Bilgehan, M., *Comparison of ANFIS and NN models—With a study in critical buckling load estimation*. *Applied Soft Computing*, 2011. 11(4): p. 3779-3791.
17. Amani, J. and R. Moeini, *Prediction of shear strength of reinforced concrete beams using adaptive neuro-fuzzy inference system and artificial neural network*. *Scientia Iranica*, 2012. 19(2): p. 242-248.
18. Jalal, M., et al., *Application of genetic programming (GP) and ANFIS for strength enhancement modeling of CFRP-retrofitted concrete cylinders*. *Neural Computing and Applications*, 2013. 23(2): p. 455-470.
19. Wibowo, A., et al., *Drift performance of lightly reinforced concrete columns*. *Engineering Structures*, 2014. 59: p. 522-535.
20. Parrish, M.M., *Accuracy of seismic performance methodologies for rectangular reinforced concrete columns*. 2001.
21. Camarillo, H.R., *Evaluation of shear strength methodologies for reinforced concrete columns*. 2003.
22. Brachmann, I., J. Browning, and A.B. Matamoros, *Drift Capacity Approaches of Rectangular Slender Reinforced Concrete Columns under Cyclic Loading*. 2002, University of Kansas Center for Research, Inc.
23. Berry, M.P. and M.O. Eberhard, *Performance models for flexural damage in reinforced concrete columns*. 2004: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
24. 318, *A.C. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-19): An ACI Standard; Commentary on Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318R-19)*. 2020. American Concrete Institute.
25. Li, L., *MATLAB user manual*. Matlab: Natick, MA, USA, 2001.

۸- پیوست الف

جدول پیوست الف - ۱- داده‌های مورد استفاده در مدل ۲۰٪ کاهش مقاومت جانبی ستون.

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
98.1	744	85	364	0.45	446.0	1.51	46.5	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 1	7
68.7	2112	78	360	0.64	446.0	1.51	44	371.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 2	8
43.9	1920	94	255	0.30	446.0	1.51	40	373.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 4	10
118.2	1010	117	466	0.67	440.0	1.51	28.3	369.0	1600	Zahn et al. 1986, No. 7	11
38.9	3280	81	372	0.62	474.0	1.51	41	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 5	13
26.8	3200	96	388	0.29	474.0	1.51	40	373.0	1600	Watson & Park 1989, No. 6	14
18.7	4704	96	308	1.18	474.0	1.51	42	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 7	15
17.2	4368	77	372	0.65	474.0	1.51	39	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 8	16
43.9	4480	52	308	2.17	474.0	1.51	40	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 9	17
57.2	819	80	333	1.06	474.0	1.57	25.6	338.0	1600	Tanaka & Park 1990, No. 3	20
73.0	127	100	325	0.32	362.0	1.42	24.8	326.7	1600	Ohno & Nishioka 1984, L3	32
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-1	48
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-2	49
34.6	184	50	506	0.38	374.0	1.62	27.9	203.2	750	Kanda et al. 1987, 85STC-3	50
21.4	1371	35	328.4	1.62	399.6	3.80	85.7	178.1	500	Muguruma et al. 89, AL-1	56
10.9	2156	35	328.4	1.62	399.6	3.80	85.7	188.7	500	Muguruma et al. 89, AL-2	58
10.2	2176	60	774	0.52	379.0	2.43	99.5	239.6	500	Sakai et al. 1990, B1	66
10.1	2176	60	344	0.63	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B3	68
10.1	2176	60	1126	0.52	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B4	69
9.5	2176	30	774	0.52	379.0	2.43	99.5	240.3	500	Sakai et al. 1990, B5	70
10.1	2176	60	857	0.51	379.0	2.43	99.5	239.7	500	Sakai et al. 1990, B6	71
42.2	801	76	392	0.61	363.0	1.63	33.3	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 9	94
40.1	801	127	392	0.37	363.0	1.63	32.4	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 10	95
37.7	801	76	373	0.61	363.0	1.63	31	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 11	96
15.9	1500	150	430	0.54	430.0	1.51	80	233.7	1140	Galeota et al. 1996, AA1	109
17.2	1500	150	430	0.54	430.0	1.51	80	232.5	1140	Galeota et al. 1996, AA2	110
20.8	1000	150	430	0.54	430.0	1.51	80	228.8	1140	Galeota et al. 1996, AA3	111
36.4	1500	100	430	0.80	430.0	1.51	80	213.1	1140	Galeota et al. 1996, BA2	114
41.0	1000	100	430	0.80	430.0	1.51	80	208.5	1140	Galeota et al. 1996, BA4	116
37.1	1000	50	430	1.61	430.0	1.51	80	211.9	1140	Galeota et al. 1996, CA3	119
40.5	1500	50	430	1.61	430.0	1.51	80	208.4	1140	Galeota et al. 1996, CA4	120
122.1	615	110	428	0.27	448.0	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A1	133
160.8	601	83	428	0.36	448.0	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B1	135
129.8	1514	83	428	0.36	448.0	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B2	136
8.2	3579	45	1424	1.27	393.0	1.86	118	216.1	450	Sugano 1996, UC15H	152
16.3	3579	35	1424	1.63	393.0	1.86	118	207.8	450	Sugano 1996, UC20H	153
42.3	3354	95	463	1.38	454.0	2.58	72.1	262.2	1842	Bayrak & Sheikh 96 ES-1HT	157
44.8	3340	90	542	1.24	454.0	2.58	71.8	259.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-3HT	159
67.7	3344	100	463	2.24	454.0	2.58	71.9	236.4	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-4HT	160
31.1	4270	94	542	1.19	454.0	2.58	102	273.5	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-7HT	163
41.0	1782	152	570	0.40	455.6	1.95	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG1	165
116.0	831	76	570	0.80	455.6	1.95	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG3	167
50.5	1923	152	570	0.54	455.6	2.93	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG4	168

جدول پیوست الف - ۱ - ادامه

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
100.0	1923	76	570	1.07	455.6	2.93	34	301.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG5	169
100.0	1923	76	580	0.51	455.6	2.93	34	304.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG7	171
118.0	961	76	580	0.51	455.6	2.93	34	304.7	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG8	172
116.0	1923	76	580	0.51	427.8	3.28	34	306.4	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG9	173
99.5	1923	76	570	1.07	427.8	3.28	34	303.5	1645	Saatcioglu & Grira 99 BG10	174
38.6	142	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	69.6	163.9	610	Matamoros 1999, C10-05N	175
38.1	142	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	69.6	164.4	610	Matamoros 1999, C10-05S	176
44.5	285	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	67.8	158.1	610	Matamoros 1999, C10-10N	177
44.7	285	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	67.8	157.8	610	Matamoros 1999, C10-10S	178
38.4	569	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	65.5	164.2	610	Matamoros 1999, C10-20N	179
38.1	569	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	65.5	164.4	610	Matamoros 1999, C10-20S	180
38.9	0	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	37.9	161.5	610	Matamoros 1999, C5-00N	181
38.9	0	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	37.9	157.7	610	Matamoros 1999, C5-00S	182
32.3	285	76.2	406.8	0.92	586.1	1.93	48.3	147.3	610	Matamoros 1999, C5-20N	183
32.0	285	77.2	407.8	0.90	587.1	1.93	48.3	146.5	610	Matamoros 1999, C5-20S	184
26.4	569	76.2	513.7	0.92	572.3	1.93	38.1	164.8	610	Matamoros 1999, C5-40N	185
25.4	569	77.2	514.7	0.90	573.3	1.93	38.1	164.8	610	Matamoros 1999, C5-40S	186
88.4	450	50	459.5	0.63	497.0	2.14	24.9	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-1	187
96.6	675	50	459.5	0.63	497.0	2.14	26.7	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-2	188
88.1	900	50	459.5	0.63	497.0	2.14	26.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-3	189
98.0	450	52	459.5	0.61	497.0	2.14	25.3	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-1	190
94.9	675	52	459.5	0.61	497.0	2.14	27.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-2	191
93.8	450	54	459.5	0.59	497.0	2.14	26.38	305.9	1400	Mo & Wang 2000, C3-1	193
104.5	675	54	459.5	0.59	497.0	2.14	27.48	295.2	1400	Mo & Wang 2000, C3-2	194
99.0	900	54	459.5	0.59	497.0	2.14	26.9	300.7	1400	Mo & Wang 2000, C3-3	195
20.2	401	25.4	793	0.61	517.1	2.45	86.3	131.9	596.9	Thomsen & Wallace 1994, A3	202
14.6	194	25.4	793	0.70	455.1	2.45	83.4	137.5	596.9	Thomsen & Wallace 1994, B2	204
13.8	418	25.4	793	0.70	455.1	2.45	90	138.3	596.9	Thomsen & Wallace 1994, B3	205
19.1	380	25.4	1262	0.70	475.8	2.45	81.8	133.1	596.9	Thomsen & Wallace 1994, C3	208
18.9	352	31.7	1262	0.56	475.8	2.45	75.8	133.3	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D1	209
11.9	404	38.1	1262	0.46	475.8	2.45	87	140.4	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D2	210
12.1	331	44.4	1262	0.40	475.8	2.45	71.2	140.2	596.9	Thomsen & Wallace 1994, D3	211
48.3	2400	130	391	0.86	430.0	2.15	97.7	256.3	2000	Paultre et al 00 10013025	219
29.9	3600	130	418	0.86	451.0	2.15	104.3	274.7	2000	Paultre et al 00 10013040	220
98.0	4200	55	825	2.04	446.0	2.15	109.5	206.1	2000	Paultre et al 01 1005540	223
66.4	5150	55	744	2.04	446.0	2.15	104.5	237.7	2000	Paultre et al 01 1005552	225
66.1	5150	60	492	1.87	446.0	2.15	109.4	238.1	2000	Paultre et al 01 1006052	226
21.9	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	33.7	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-3N	227
20.9	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	33.7	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-3S	228
27.9	133	38.1	410.9	1.09	453.0	2.45	32.1	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-1.5N	229
28.8	133	38.1	410.9	1.09	453.0	2.45	32.1	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-1.5S	230
21.5	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	29.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-3N	231
21.6	133	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	29.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-3S	232

جدول پیوست الف - ۱ - ادامه

$\Delta_{20\%}$	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
21.0	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	27.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-2.25N	233
22.1	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	27.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-3-2.25S	234
22.9	267	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	36.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 20-3-3N	237
23.0	267	76.2	410.9	0.55	453.0	2.45	36.4	263.5	685.8	Pujol 2002, 20-3-3S	238
22.0	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	34.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-2.25N	239
21.7	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	34.9	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-2-2.25S	240
22.1	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	36.5	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-1-1.25N	241
21.5	133	57.1	410.9	0.73	453.0	2.45	36.5	263.5	685.8	Pujol 2002, 10-1-1.25S	242
24.8	705	40	485	0.50	461.0	2.43	37.6	221.2	625	Bechtoula-Kono 2002 D1N30	243
18.7	1410	40	485	0.50	461.0	2.43	37.6	221.2	625	Bechtoula-Kono 2002 D1N60	244
105.3	3334	150	445	0.78	473.0	2.54	64.1	404.4	1778	Xaio & Yun 02 No.FHC5-0.2	258
55.6	3111	80	542	1.71	454.0	2.74	71.1	293.8	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-10HT	261
62.2	2109	150	542	0.91	454.0	2.74	70.9	287.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-12HT	263
55.5	4512	70	465	1.95	454.0	2.74	112.1	293.7	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-14HT	265
36.3	3242	75	1360	0.91	521.0	2.74	74.1	313.4	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-18HT	269
67.1	3441	75	1402	1.76	521.0	2.74	74.2	282.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-19HT	270
62.2	3755	70	465	1.39	521.0	2.74	91.3	187.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-21HT	272

جدول پیوست الف - ۲ - داده‌های مورد استفاده در مدل خرد شدن پوشش بتنی ستون.

Δ_c	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
mm	kN	mm	MPa	%	MPa	%	MPa	mm	mm		
12	1815	80	297	0.71	375	1.79	23.1	549.6	1200	Gill et al. 1979, No. 1	1
8	2680	75	316	1.10	375	1.79	41.4	549.4	1200	Gill et al. 1979, No. 2	2
7	2719	75	297	0.76	375	1.79	21.4	549.6	1200	Gill et al. 1979, No. 3	3
5	4265	62	294	1.33	375	1.79	23.5	549.3	1200	Gill et al. 1979, No. 4	4
10	1435	100	320	1.13	427	1.51	23.6	399.3	1600	Ang et al. 1981, No. 3	5
19	840	90	280	0.87	427	1.51	25	399.4	1600	Ang et al. 1981, No. 4	6
39	744	85	364	0.45	446	1.51	46.5	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 1	7
34	2112	78	360	0.64	446	1.51	44	371.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 2	8
31	2112	91	364	0.42	446	1.51	44	372.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 3	9
16	1920	94	255	0.30	446	1.51	40	373.0	1600	Soesian. et al. 86, No. 4	10
17	2502	92	466	0.85	440	1.51	40.1	399.4	1600	Zahn et al. 1986, No. 8	12
19	3280	81	372	0.62	474	1.51	41	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 5	13
19	3200	96	388	0.29	474	1.51	40	373.0	1600	Watson & Park 1989, No. 6	14
12	4704	96	308	1.18	474	1.51	42	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 7	15
12	4368	77	372	0.65	474	1.51	39	371.0	1600	Watson & Park 1989, No. 8	16
12	4480	52	308	2.17	474	1.51	40	367.0	1600	Watson & Park 1989, No. 9	17
20	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 1	18
18	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 2	19
16	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	338.0	1600	Tanaka & Park 1990, No. 3	20
16	819	80	333	1.06	474	1.57	25.6	399.3	1600	Tanaka & Park 1990, No. 4	21
22	968	110	325	0.75	511	1.25	32	549.4	1650	Tanaka & Park 1990, No. 5	22
19	968	110	325	0.75	511	1.25	32	549.4	1650	Tanaka & Park 1990, No. 6	23

جدول پیوست الف - ۲ - ادامه

Δ_c	P	s	f_{yt}	ρ_t	f_{yl}	ρ_l	f'_c	d	a	نام و کد شناسایی نمونه	شماره نمونه
<i>mm</i>	<i>kN</i>	<i>mm</i>	<i>MPa</i>	%	<i>MPa</i>	%	<i>MPa</i>	<i>mm</i>	<i>mm</i>		
19	2913	90	325	0.91	511	1.25	32.1	549.3	1650	Tanaka & Park 1990, No. 7	24
13	2913	90	325	0.91	511	1.25	32.1	549.3	1650	Tanaka & Park 1990, No. 8	25
20	267	127	363	0.37	367	1.63	30.7	304.8	1676	Atalay & Penzien 75, 2S1	89
41	267	76	363	0.61	367	1.63	29.2	304.6	1676	Atalay & Penzien 75, 3S1	90
20	267	127	363	0.37	429	1.63	27.6	304.8	1676	Atalay & Penzien 75, 4S1	91
10	801	76	392	0.61	363	1.63	33.3	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 9	94
20	801	127	392	0.37	363	1.63	32.4	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 10	95
15	801	76	373	0.61	363	1.63	31	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 11	96
15	801	127	373	0.37	363	1.63	31.8	252.5	1676	Atalay & Penzien 75 No. 12	97
25	1690	102	454	0.93	439	1.94	39.3	393.5	1372	Azizina. et al. 88, NC-2	102
15	2580	102	616	0.52	439	1.94	39.8	393.5	1372	Azizina. et al. 88, NC-4	103
47	615	110	428	0.27	448	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A1	133
40	1505	110	428	0.27	448	2.22	27.2	566.5	2335	Wehbe et al. 1998, A2	134
47	601	83	428	0.36	448	2.22	28.1	569.5	2335	Wehbe et al. 1998, B1	135
0.6	3579	45	1415	0.81	393	1.86	118	220.5	450	Sugano 1996, UC10H	151
0.7	3579	45	1424	1.27	393	1.86	118	216.1	450	Sugano 1996, UC15H	152
0.8	3579	35	1424	1.63	393	1.86	118	207.8	450	Sugano 1996, UC20H	153
1.4	2089	35	1424	1.63	393	1.86	118	195.8	450	Sugano 1996, UC20L	155
10	3354	95	463	1.38	454	2.58	72.1	262.2	1842	Bayrak & Sheikh 96 ES-1HT	157
13	2401	90	542	1.24	454	2.58	71.7	221.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-2HT	158
10	3340	90	542	1.24	454	2.58	71.8	259.7	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-3HT	159
13	3344	100	463	2.24	454	2.58	71.9	236.4	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-4HT	160
5.7	4270	94	542	1.19	454	2.58	102	273.5	1842	Bayrak & Sheikh 96 AS-7HT	163
43	450	50	459.5	0.63	497	2.14	24.9	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-1	187
37	675	50	459.5	0.63	497	2.14	26.7	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-2	188
36	900	50	459.5	0.63	497	2.14	26.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C1-3	189
37	450	52	459.5	0.61	497	2.14	25.3	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-1	190
35	675	52	459.5	0.61	497	2.14	27.1	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-2	191
38	900	52	459.5	0.61	497	2.14	26.8	350.1	1400	Mo & Wang 2000, C2-3	192
27	3600	60	418	1.87	451	2.15	98.2	240.9	2000	Paultre et al 00 1006040	217
30	1200	130	391	0.86	451	2.15	94.8	213.5	2000	Paultre et al 00 10013015	218
29	2400	130	391	0.86	430	2.15	97.7	256.3	2000	Paultre et al 00 10013025	219
25	3600	130	418	0.86	451	2.15	104.3	274.7	2000	Paultre et al 00 10013040	220
26	4200	55	825	2.04	446	2.15	109.5	206.1	2000	Paultre et al 01 1005540	223
29	3600	80	825	1.40	446	2.15	104.2	251.8	2000	Paultre et al 01 1008040	224
20	5150	55	744	2.04	446	2.15	104.5	237.7	2000	Paultre et al 01 1005552	225
23	5150	60	492	1.87	446	2.15	109.4	238.1	2000	Paultre et al 01 1006052	226
18	3111	80	542	1.71	454	2.74	71.1	293.8	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-10HT	261
24	2109	150	542	0.91	454	2.74	70.9	287.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-12HT	263
19	3433	70	465	1.95	454	2.74	112.1	275.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-13HT	264
32	2204	75	1360	0.91	521	2.74	74.1	266.2	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-17HT	268
27	3242	75	1360	0.91	521	2.74	74.1	313.4	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-18HT	269
19	3441	75	1402	1.76	521	2.74	74.2	282.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-19HT	270
33	2207	140	1402	0.94	521	2.74	74.2	288.5	1842	Bayrak & Sheikh 02 RS-20HT	271
28	3755	70	465	1.39	521	2.74	91.3	187.3	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-21HT	272
25	3159	80	542	1.22	521	2.74	72.2	203.9	1842	Bayrak & Sheikh 02 WRS-24HT	275