

# کاربرد سیستم استنتاج تطبیقی عصبی - فازی در برآورد شکل پذیری کلی سازه فولادی با مهاربندی واگرا تحت زلزله های حوزه نزدیک گسل پالسگونه

سید عبدالنبی رضوی<sup>۱</sup> نوید سیاه پلو<sup>۲\*</sup>، مهدی مهدوی عادل<sup>۲</sup>

<sup>۱</sup>- دانشجوی دکتری، گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران

<sup>۲</sup>- استادیار، گروه مهندسی عمران، واحد اهواز، دانشگاه آزاد اسلامی، اهواز، ایران،

<sup>۳</sup>- استادیار، گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاد دانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

\*:siahpolo@acecr.ac.ir

تاریخ پذیرش: ۹۹/۶/۲۷

تاریخ دریافت: ۹۹/۲/۱۱

## چکیده

شکل پذیری کلی، در برگیرنده گستره ای از پارامترهای مختلف تقاضای مهندسی، مانند نسبت جابه جایی نسبی طبقات، دوران پلاستیک در انتهای اعضا، تغییر شکل سقف و غیره است. دقت در تخمین این پارامتر، بی گمان منجر به دقت بیشتری طراحی اعضای سازه ای خواهد شد. یکی از روش هایی که بر اساس آن می توان برآورد خوبی از پاسخ غیرخطی سازه بدست آورد، استفاده از پارامترهای تقاضای مهندسی و اندازه گیری شاخص شدت زمین لرزه است. ارایه یک مدل هوشمند بین مشخصات هندسی سازه، سطح عملکرد طراحی، ضریب رفتار و شکل پذیری کلی در قاب های فولادی واگرا تحت اثر زلزله های نزدیک گسل، هدف اصلی این مقاله است. بدین منظور، در ابتدا یک بانک داده وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با نوع ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه، ۳ تپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی تولید و طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای آثار جهت پذیری پیش رونده برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. برای تولید مدل پیشنهادی از ۶۷۶۹ داده در آموزش مدل سیستم عصبی - فازی تطبیقی استفاده شده است. برای تولید مدل از تمامی روش های تولید سیستم منطق فازی شامل دسته بندی تفریقی و خوشه بندی فازی استفاده شده است. نتایج نشان داد که دسته بندی تفریقی نتایج دقیق تری نسبت به روش دیگر ارایه می دهد. برای اعتبار سنجی مدل هوشمند پیشنهادی، ۲۲۵۷ داده آزمون، به منظور محاسبه میانگین مربعات خطای مدل ارایه شده استفاده شد. نتایج حاصل از بررسی همبستگی مدل پیشنهادی نشان دهنده وجود دقت بسیار بالا در مدل هوشمند پیشنهادی است.

**واژگان کلیدی:** مدل هوشمند، عصبی - فازی تطبیقی، سیستم مهاربندی واگرا، زلزله نزدیک گسل پالسگونه، سطح عملکرد.

## ۱- مقدمه

رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به شکل مشخص از شتاب‌نگاشت پالسی شکل منشأ می‌گیرد و یا در اثر شتاب پالس‌گونه با محتوای فرکانسی بالا شکل می‌گیرد، می‌تواند دریچه‌ای مفید برای درک بهتر آثار مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب شود. هال و همکاران (۱۹۹۵) نشان دادند که تغییر مکان ایجادشده در اثر پالس زلزله نزدیک گسل، نیازهای لرزهای قابل توجهی را بر سازه تحمیل کرد [1]. کراوینکلر و همکاران (۱۹۹۶) با ارزیابی قاب خمشی فولادی در اثر رکورد نزدیک گسل، نشان دادند که پاسخ سازه نسبت به زمان تداوم پالس شتاب که متناسب با دوره تناوب اصلی است، بسیار حساس است [2]. از طرفی آثار این ماهیت پالسی بر رفتار خطی و غیرخطی سیستم یک-درجه آزاد نیز مورد توجه پژوهشگران مختلف بوده است [3]. رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به شکل مشخص از شتاب‌نگاشت پالسی شکل منشأ می‌گیرد و یا در اثر شتاب پالس‌گونه با محتوای فرکانسی بالا شکل می‌گیرد، می‌تواند دریچه‌ای مفید برای درک بهتر آثار مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب شود. گرامی و همکاران (۲۰۱۳)، با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از ۰/۷۰ ثانیه، نشان دادند که اثر جهت‌پذیری پیشرونده، شکل‌پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود ۱/۱-۲/۶ و ۱/۲-۳/۵ برابر افزایش می‌دهد [4]. اسکندری و همکاران (۲۰۱۷) رفتار لرزهای قاب‌های مهاربندی فولادی-بتنی را در برابر رکوردهای نزدیک و دور از گسل را مقایسه نموده و نشان دادند که نتایج برای بیشتر قاب‌های میان مرتبه و بلندمرتبه در رکوردهای نزدیک گسل دارای پراکندگی است [5]. همچنین مشایخی و همکاران (۲۰۱۹) نشان دادند که تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله‌های نزدیک‌گسل دارای اثر جهت‌پذیری پیشرونده حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد بیشتر از زلزله‌های دور از گسل

است [6]. عملکرد لرزهای سازه‌های فولادی تحت زلزله نزدیک گسل بر اساس پاسخ‌های حاصل از تحلیل لرزهای غیرخطی تاریخیچه زمانی توسط پاناگیوتا و همکاران (۲۰۲۰) ارزیابی شد [7]. بر اساس نتایج بدست آمده، در مورد زلزله‌های نزدیک به گسل، عملکرد لرزهای خوبی از سیستم‌های سازه‌ای فولادی طراحی بر اساس یورو کد ۸ [8] تضمین نشده است.

در این مقاله، یک مدل هوشمند برای پیش‌بینی شکل‌پذیری کلی سازه‌های مهاربندی واگرا مورد انتظار است. این مدل بر پایه مشخصات هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه پارامتریک روی ۱۶۲ قاب واگرای مجزا در ۴ سطح عملکردی مختلف تحت ۲۰ زلزله‌ی نزدیک گسل شکل گرفته است. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل تعداد طبقات، لاغری بادبندها، سختی ستون‌ها و نسبت طول پیوند به کل طول تیر است. بدین منظور لازم است بانک داده گسترده‌ای حاصل از مطالعه تعداد قابل‌توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واگرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شده است. تعداد ۱۲۹۶۰ آنالیز غیرخطی بر پایه نوعی چارچوب از تحلیل IDA<sup>۱</sup> صورت پذیرفته تا یک دیتابانک شامل طیف وسیعی از داده‌های مرتبط ایجاد شود. مدل مورد انتظار باید به گونه‌ای تولید شود تا به کمک مدل هوشمند پیشنهادی، بتوان تخمین قابل‌قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد. به نظر می‌رسد نتایج حاصل از مدل هوشمند، هماهنگی خوبی با نتایج دقیق منتج از آنالیز تاریخیچه زمانی خواهد داشت. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی روابط پیشنهادی در هماهنگی آن‌ها با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار هستند. کمبود مطالعات کافی در خصوص اثر زلزله نزدیک گسل بر رفتار لرزهای سازه‌ها، انگیزه اصلی این مطالعه است. واضح است که در صورتی می‌توان ضرایب رفتار را در طراحی سازه‌ها در برابر زلزله نزدیک گسل توسعه داد که درکی عمیق و برداشت از این موضوع در دسترس قرار گیرد.

اگرچه پژوهش‌های زیادی پیرامون ارتباط کاربردی بین  $R-\mu$  صورت گرفته است، پژوهش‌ها بیشتر روی سازه‌هایی که در معرض

4 . Panagiota et al.  
5 . Incremental Dynamic Analysis

1 . Hall et al.  
2 . Krawinkler et al.  
3 . Single Degree of Freedom (SDOF)

برای هر یک از ورودی‌های  $x$  و  $y$  تنها دو تابع عضویت وجود داشته باشد، خروجی این لایه به صورت رابطه (۱ و ۲) خواهد بود:

$$O_i^1 = \mu_{A_i}(x) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (1)$$

$$O_i^1 = \mu_{B_i}(y) \quad i = 1, 2, \dots, n \quad (2)$$

که در آن،  $x$  و  $y$ ، داده‌های ورودی و  $i$  و  $A_i$  و  $B_i$ ، متغیرهای زبانی و  $O_i^1$  تابع عضویت  $A_i$  و  $B_i$  است.

در لایه دوم قسمت (and) در قواعد (اگر-آنگاه) سیستم فازی، عملیاتی شده و به صورت حاصل ضرب در نظر گرفته می‌شود. شایان ذکر است، قواعد (اگر-آنگاه) فازی در ANFIS به صورت رابطه (۳) تعریف می‌شوند.

$$f_i = p_i x + q_i y + r_i \quad (3)$$

$$i = 1, 2, \dots, n$$

که در آن  $n$  تعداد قواعد و پارامترهایی هستند که در ضمن مرحله آموزش تعیین می‌شوند. خروجی این لایه توسط رابطه (۴) بدست می‌آید.

$$i = 1, 2, \dots, n \quad (4)$$

در لایه سوم که آن را لایه نرمالیزه می‌نامند، وزن‌های محاسبه شده در لایه قبل توسط رابطه (۵) نرمال می‌شوند:

$$\sum_{i=1}^n w_i \quad (5)$$

لایه چهارم لایه فازی زدایی است. در این لایه هر گره با ضرب وزن نرمال شده‌اش در تابع  $f_i$ ، به صورت رابطه (۶) در تخمین خروجی سیستم تاثیر می‌گذارد.

$$i = 1, 2, \dots, n \quad (6)$$

که در آن  $w_i$ ، خروجی لایه سوم و  $p_i, q_i, r_i$  مجموعه پارامترها است. پارامترهای موجود در این لایه به عنوان پارامترهای نتیجه‌گیری که قابل تنظیم هستند.

زلزله‌های دور از گسل هستند صورت پذیرفته است. تاکنون، هیچ نتیجه‌ای در مورد ارتباط  $R-\mu$  برای سازه‌های در معرض رکوردهای حوزه نزدیک پالس‌گونه در دسترس نیست. اساساً هماهنگی پاسخ-های حاصل از زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه با زلزله‌های دور از گسل، برداشت منطقی از رفتار سازه را دشوار می‌سازد. دیگر نقطه قابل توجه این مقاله، معرفی یک مدل هوشمند برای تخمین ضرایب مورد نیاز روابط است. بدین منظور از سیستم عصبی-فازی تطبیقی بهره گرفته شده است.

## ۲- مبانی سیستم عصبی-فازی تطبیقی

تعیین دقیق تعداد قوانین و توابع عضویت در منطق فازی، برای مسایل پیچیده بسیار دشوار و وقت‌گیر است. همچنین بهینه‌کردن حل فازی بشدت وقت‌گیرتر و دشوارتر است. فهم ماهیت جعبه سیاهی شبکه‌های عصبی و پی بردن به چگونگی یادگیری رابطه ورودی‌ها و خروجی‌ها و ایجاد نگاشت مناسب توسط شبکه‌های عصبی بسیار پیچیده است [9]. تکنولوژی شبکه‌های عصبی می‌تواند برای یادگیری رفتار سیستم بر اساس داده‌های ورودی و خروجی استفاده شود [10]. سیستم‌های فازی-عصبی اولین بار در سال ۱۹۹۳ توسط Jang ارائه شد [11].

ANFIS<sup>۱</sup> از سیستم فازی Sugeno در یک شبکه پنج لایه‌ای (داده‌های ورودی توسط جانگ در محاسبات تعداد لایه‌ها به شمار نیامده است) استفاده می‌کند که در شکل (۱) برای دو داده ورودی  $x$  و  $y$  و خروجی  $Z$  نشان داده شده است [11].

شکل ۱. ساختار یک شبکه ANFIS ساده با دو ورودی  $x$  و  $y$  [11]

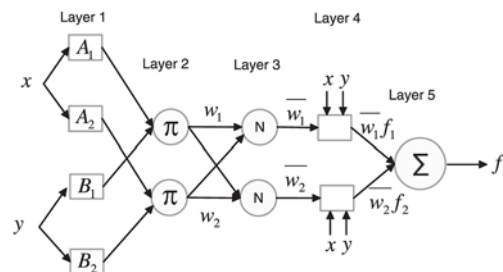


Fig. 1. ANFIS architecture for two input data,  $x$  and  $y$  [11]  
در لایه اول که آن را لایه فازی نیز می‌نامند، درجه عضویت هر یک از متغیرهای زبانی محاسبه می‌شود. برای نمونه چنانچه

با استفاده از رابطه (۸) بدست آمده‌اند [14]. برای تیرها از مقاطع IPE و برای ستون‌ها از مقاطع IPB استفاده شده است. برای مقاطع مهاربندی نیز پروفیل‌های TUBE استفاده شده است.

شکل ۲. نمای قاب N3E1L1A1

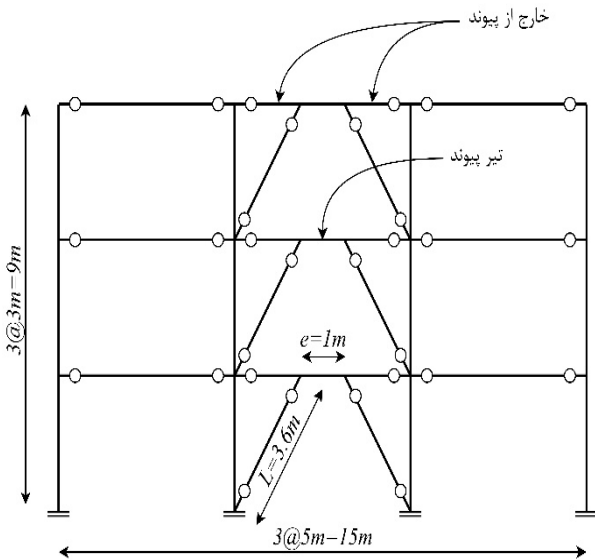


Fig. 2. Typical configuration of N3E1L1A1 frame

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (8)$$

و در رابطه مزبور  $l$  طول بادبند،  $r$  شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی،  $F_y$  تنش جاری شدن فولاد مصرفی و  $E$  مدول یانگ مصالح می‌باشد. اثر سختی ستون‌ها در ضریبی تحت عنوان  $\alpha$  آورده شده است که به صورت رابطه (۹) محاسبه می‌شود [14].

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} \quad (9)$$

که  $n_c$  و  $n_d$  به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه است. همچنین  $I_c$  ممان اینرسی دوم ستون‌ها،  $h$  ارتفاع طبقه و  $\theta$  زاویه بین مهاربند و تیر است. طراحی قاب‌ها به صورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن کمترین مقاومت مورد نیاز، از کماتش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با این حال در راستای تولید سه حالت  $\alpha$  (سختی ستون‌ها)، طراحی اتصالات ستون‌ها دو بار دیگر با افزایش

سرانجام در لایه پنجم تمام سیگنال‌های ورودی به لایه، بر اساس رابطه (۷) با هم جمع شده و این مجموع به عنوان خروجی سیستم تلقی می‌شوند.

$$i = 1, 2, \dots, n \quad (7)$$

### ۳- تولید بانک داده

#### ۳-۱- طراحی، مدل سازی و تحلیل غیر خطی سازه

این مقاله بر پایه قاب‌های منظم دویعدی با ارتفاع ثابت ۳متر و طول دهانه ۵ متر شکل گرفته است. ستون‌ها در اتصال به زمین مفصلی بوده، لیکن قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود هستند. بارهای ثقلی مرده و زنده وارد شده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر است. به علاوه حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده نمودن ضوابط لرزه- ای آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش ضرایب بار و مقاومت تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد طبقات،  $n_s$  ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. برای نمونه، نمای قاب N3E1L1A1 که نماینده قاب سه طبقه با تیر پیوند، سختی ستون و لاغری مهاربندی تپ اول در شکل (۲) نشان داده شده است. زمان تناوب اساسی قاب‌ها با استفاده از رابطه  $T=0.08H^{0.75}$  و در نظر گرفتن  $H$  به عنوان ارتفاع کل قاب‌ها محاسبه شده است [12].

طول تیرهای پیوند به سه دسته کوتاه، متوسط و بلند تقسیم‌بندی می‌شوند. برای طول‌های کمتر از  $1.6M_p/V_p$ ، رفتار تیر پیوند به صورت برشی و برای طول‌های بیش از  $2.6M_p/V_p$  رفتار تیر پیوند به صورت خمشی منظور می‌شود. برای طول‌های بین این دو مقدار، رفتار تیر پیوند برشی-خمشی در نظر گرفته می‌شود [13]. بدین ترتیب مدل‌ها برای طول تیرهای پیوند سه‌گانه‌ی  $\lambda$  برابر با ۰/۲، ۰/۳۵ و ۰/۵۰ توسعه داده شده، تا نماینده سه رفتار مختلف در تیر پیوند باشند. به علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی  $\lambda$  سه‌گانه بسط داده شده‌اند. لاغری بادبندها

شکل ۳. مدل‌سازی تیر پیوند [16]

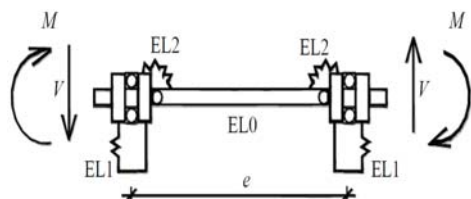


Fig. 3. Modelling of the link [16]

برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز تاریخیچه زمانی بر پایه نوعی چارچوب جدیدی از آنالیز افزاینده IDA صورت گرفته است. در این راستا یک قاب منحصر به فرد، با ضرب شتاب‌نگاشت در یک ضریب  $SF$  مرتبا و تکرارا تحت تاثیر یک شتاب‌نگاشت واحد، قرار گرفته است. در هر تکرار، بیشینه تغییر مکان نسبی متناظر با سطح عملکرد مورد نظر صورت گرفته در قاب با اعداد پیش‌فرض استاندارد ASCE41-13 [18] مقایسه می‌شود. عملیات تکرار آنالیز تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه یافته و پس از آن متوقف می‌شود. برای هر کدام از قاب‌ها، برای در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش تعریف شده است که اولین سطح عملکرد مربوط است به اولین تسلیم در تیر پیوند. سایر سطوح عملکردی متناظر با زاویه چرخش خمیری تیر پیوند برگرفته از استاندارد ASCE41-13 در جدول (۱) نمایش داده شده است.

مصالح فولادی استفاده شده در مدل، بر اساس مدل جیفرمینگوتو و پینتو با سخت‌شدگی کرنشی ایزوتروپیک تحت عنوان steel02 انتخاب شده است. همچنین برای ایجاد شکل سطح مقطع مورد نظر از مقطع مورد نظر از مقاطع رشته‌ای ۲ استفاده شده است. با این روش این مکان را برای نرم‌افزار فراهم می‌شود تا بتواند مقادیر متفاوت نیرو و تغییر شکل نقاط مختلف سطح مقطع را براساس هندسه مقطع رفتار چرخه‌ای مفروض برای مصالح و چگونگی پخش کرنش در طول عضو را به دست آورد.

مقطع اتصال دوباره صورت پذیرفته است. این مقادیر برای مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت است. بر اساس اصول طراحی بر مبنای ظرفیت، مهاربندها، ستون‌ها و تیرهای خارج از پیوندها باید به گونه‌ای طراحی شده تا اساساً الاستیک باقی بمانند [13]. بنابراین، این اعضا باید از مقاومت کافی در برابر نیروهای متناسب با مقاومت مورد انتظار تیر پیوند، از جمله سخت‌شدگی کرنشی برخوردار باشند [15]. مهاربندها برای مقاومت در برابر بارهای لرزه‌ای متناظر با مقاومت برشی تیر پیوند طراحی می‌شوند. طراحی تیرهای خارج از پیوند مشابه مهاربندها است.

در قاب‌های مهاربندی واگرا، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو و همکاران [16] مدل شده است. مدل تیر پیوند دارای پنج المان متصل شده به یکدیگر است که در شکل (۳) نشان داده شده است. المان میانی (EL0) دارای طول تیر پیوند و لنگر خمشی برابر بوده که باعث می‌شود تا پاسخ خمشی الاستیک در نظر گرفته شود. در این مدل‌سازی دو المان بدون طول (EL1 و EL2) وجود دارد. المان EL1 نیمی از پاسخ برشی الاستیک و غیرالاستیک تیر پیوند را در نظر می‌گیرد، همچنین المان EL2 پاسخ‌های غیرالاستیک خمشی قسمت انتهایی تیر پیوند را منظور می‌نماید. نقاط EL1 و EL2 دارای آزادی مستقل لازم برای تغییر مکان‌های انتقالی و دورانی است [16].

بدین ترتیب یک خانواده بانک داده پایه مدل‌ها به میزان  $6(n_s) * 3(\alpha) * 3(\lambda) * 3(\zeta) = 162$  عضو تولید می‌شود. در ادامه کلیه آنالیزهای تاریخیچه زمانی به کمک نرم‌افزار OpenSEES [17] روی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ۴ سطح عملکردی مورد انتظار، و ۲۰ رکورد نزدیک گسل دارای آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده تکرار می‌شود. در نتیجه پاسخ‌های نهایی آنالیزهای صورت گرفته  $162 * 4 * 20 = 12960$  خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آن‌ها صحبت خواهد شد.

از مجموع ۱۲۹۶۰ داده بانک، پس از فیلترکردن داده‌های غیر قابل استناد که عمدتاً شامل مدل‌هایی است که همگرایی پاسخ را تجربه نکرده و یا اصطلاحاً CP شده‌اند، در نهایت ۹۰۲۶ داده به عنوان داده قابل قبول مد نظر قرار گرفته است. به ازای هر کدام از ۹۰۲۶ داده موجود در بانک، مقادیر تغییر مکان بیشترین بام،  $\Delta_{r,max}$  نسبت جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای،  $IDR_{max}$  محاسبه و برداشت شده است.

### ۳-۲- مشخصات رکوردهای مورد استفاده

مطالعات بیکر نشان داد که زمان تناوب پالس محاسبه شده از روش پیشنهادی ایشان به مراتب به مقدار مشاهده شده در نگاشت سرعت نزدیک است [20]. بدین منظور تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تاثیر ۲۰ شتابنگاشت جدول (۲) با ویژگی‌های زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه قرار گرفته و آنالیز می‌شود.

### ۳-۳- درستی آزمایشی مدل سازی

در این مطالعه و به منظور درستی آزمایشی، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه فخرالدینی و همکاران [15] تولید و توسعه داده شده است. شکل این قاب بطور شماتیک مشابه آنچه در شکل (۲) نمایش داده شده است. ارتفاع طبقات و طول دهانه‌ها به ترتیب ۱۴۴ و ۳۶۰ اینچ است. همچنین با در نظر گرفتن  $L$  به عنوان طول تیر، سه مقدار مختلف برای ضریب  $a$  به میزان ۰/۱، ۰/۳ و ۰/۵ برای ضرب در کل طول تیر انتخاب شده است. مقادیر به دست آمده نماینده رفتارهای کنترل برشی، برشی خمشی و خمشی برای تیر پیوند است [21-23]. برای مقادیر کمتر از  $1.6M_p/V_p$  رفتار تیر پیوند برشی، برای مقادیر بالاتر از  $2.6M_p/V_p$  رفتار خمشی، و برای مقادیر بینابینی، رفتار به صورت کنترل برشی-خمشی منظور می‌شود [24]. تمامی قاب‌ها دارای سه دهانه و اتصال تیر به ستون ساده است. بار گسترده مرده و زنده به ترتیب ۰/۱۲ و ۰/۰۶ کیپس بر اینچ و جرم لرزه‌ای طبقات ۲۰۶ کیپس منظور شده است. فولاد مصرفی برای طراحی کلیه المان‌ها، A992 با تنش جاری شدن 50ksi در نظر گرفته شده است.

جدول ۱. مقادیر  $\gamma_i$  هدف برای سطوح عملکردی IO، LS، CP و [18]

Performance Level	IO	LS	CP
$\gamma_i$	0.005	0.11	0.14

Table 1. Target  $\gamma_i$  based on IO, LS, CP level [18]

از طرفی رابطه بین زاویه چرخش خمیری  $\gamma_i$  و تغییر مکان نسبی طبقه یا  $\Delta_i$  در قاب‌های مهاربندی واگرا، از رابطه (۱۰) قابل محاسبه است [18].

شکل ۴. فلوچارت روند تغییر در ضریب مقیاس

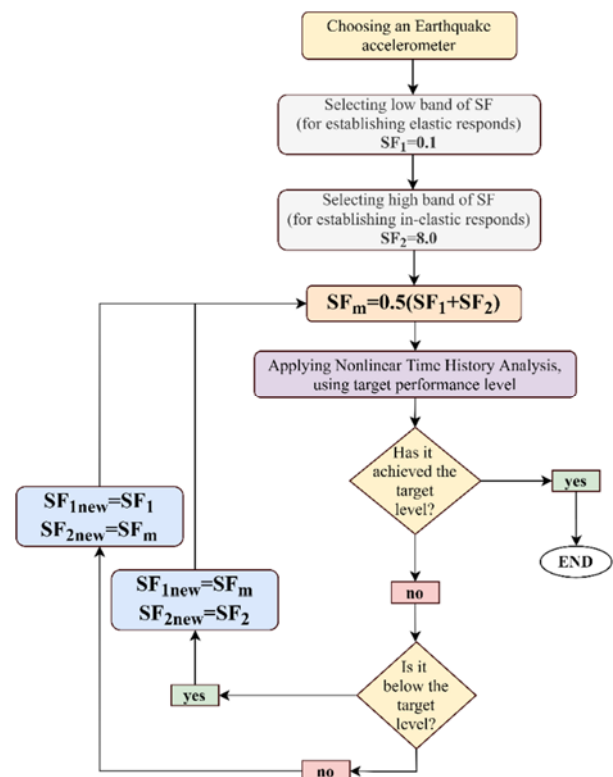


Fig. 4. Flowchart of the change in scale factor

$$\Delta_i = \frac{\gamma_i \cdot e \cdot h}{L} \quad (10)$$

در رابطه (۳)  $e$ ،  $h$  و  $L$  نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند است. ضریب مقیاس مناسب به ازای سطوح عملکردی مختلف با استفاده از روش بی‌زین محاسبه می‌شود. این روند به ازای یک شتابنگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس فلوچارت شکل (۴) صورت می‌پذیرد [19].

نمودارهای نمایش داده شده گواهی دهنده دقت کافی فاز مدل سازی در این مقاله است.

جدول ۳. مقاطع المان های قاب های ۶ طبقه فخرالدینی و همکاران [15]

Braces	Out Link beams	Link beams	Middle columns	Side Columns	$a=e/L$
$5(6 \times 1/2) + 6 \times 1/4$	$14 \times 109$	$2(14 \times 53) + 3(14 \times 48)$	$3(14 \times 311) + 3(14 \times 332)$	$3(14 \times 38) + 3(14 \times 38)$	0.1
$3(6 \times 1/2) + 3(6 \times 1/4)$	$14 \times 109$	$4(14 \times 68) + 2(14 \times 48)$	$3(14 \times 311) + 3(14 \times 132)$	$3(14 \times 38) + 3(14 \times 30)$	0.3
$4(6 \times 1/2) + 2(6 \times 1/4)$	$14 \times 109$	$2(14 \times 132) + 4(14 \times 68)$	$3(14 \times 426) + 3(14 \times 176)$	$3(14 \times 38) + 3(14 \times 30)$	0.5

Table 3. Sections of the 6St-EBFs in Fakhroddini et al. [15]

شکل ۵. درستی آزمایشی مدل با مطالعه فخرالدینی و همکاران [15]

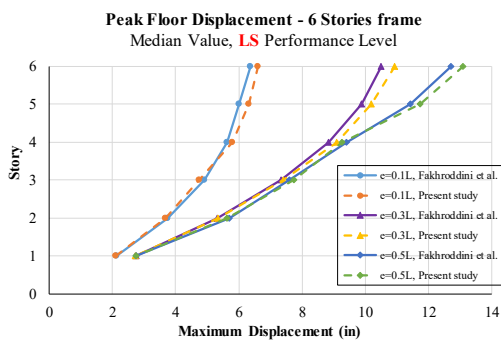


Fig. 5. Model validation with Fakhroddini et al. [15]

## ۴- استفاده از سیستم هوشمند فازی-عصبی تطبیقی در تخمین مدل هوشمند

بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [14] روابط محاسبه تقاضای لرزه‌ای، برای سازه‌های مهاربندی همگرای فولادی، بصورت روابط (۱۱) و (۱۲) است:

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (11)$$

$$T_p = \dots \quad (12)$$

که در آن  $n_s, \lambda, \alpha, T_p$  مشخصات هندسی قاب بوده که بیشتر معرفی و  $\mu_R$  شکل پذیری کلی بام می‌باشد. شکل (۶)

جدول ۲. مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای آثار جهت پذیری پیش‌رونده

Record No.	Earthquake Name	Year	Station Name	PGA <sup>a</sup> (g)	Mw <sup>b</sup>	R <sup>c</sup> (km)
1	Imperial Valley-06	1979	EC County Center FF	0.179721	6.53	7.31
2	Imperial Valley-06	1979	EI Centro Array #7	0.462394	6.53	0.56
3	Imperial Valley-06	1979	EI Centro Array #8	0.467966	6.53	3.86
4	Imperial Valley-06	1979	EI Centro Differential Array	0.417229	6.53	5.09
5	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam (SW Abut)	0.813971	6.19	0.53
6	Loma Prieta	1989	LGPC	0.943935	6.93	3.88
7	Landers	1992	Lucerne	0.704174	7.28	2.19
8	Landers	1992	Yermo Fire Station	0.235782	7.28	23.62
9	Northridge-01	1994	Jensen Filter Plant	0.517814	6.69	5.43
10	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	0.723597	6.69	5.92
11	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	0.869806	6.69	6.50
12	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta	0.594294	6.69	5.35
13	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	0.828472	6.69	5.19
14	Northridge-01	1994	Sylmar - Olive View Med FF	0.732606	6.69	5.30
15	Kobe, Japan	1995	KJMA	0.854262	6.90	0.96
16	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	0.645232	6.90	0.27
17	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	0.241333	7.51	10.92
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU049	0.286217	7.62	3.78
19	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU053	0.224488	7.62	5.97
20	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU068	0.564477	7.62	0.32

Table 2. Characteristics of near-fault earthquakes used in the study

نتایج طراحی قاب‌ها در جدول (۳) نمایش داده شده است. قاب مطالعه شده، با استفاده از نرم افزار OpenSEES، تحت اثر ۱۵ رکورد زلزله مشخص، مورد آنالیز غیرخطی تاریخیچه زمانی قرار گرفته است. رفتار غیرخطی تیر پیوند بر اساس مطالعه بوسکو و همکاران [16] مدل سازی شده است. به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ASCE 41-13 [18] با استفاده از آنالیز IDA محاسبه شده است. در نهایت، میانه حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم افزار OpenSEES در شکل (۵) نمایش داده شده است. مقایسه

جدول (۴)، بطور خلاصه، اطلاعات ANFIS ایجاد شده بر اساس روش‌های مختلف تولید را ارائه می‌کند. شکل‌های (۶ و ۷) ساختار مدل ANFIS ایجاد شده را براساس توابع تولید کننده نشان می‌دهد. در جدول (۵)، عملگرهای فازی استفاده شده براساس روش‌های مختلف تولید سیستم استنتاج فازی ذکر شده است. در شکل (۸) توابع عضویت ورودی‌های مختلف مربوط به مدل‌های ایجاد شده نشان داده شده است.

جدول ۴: اطلاعات ANFIS ایجاد شده بر اساس روش‌های مختلف تولید

Property	FIS type	
	Subtracting clustering	FCM
No. of nodes	149	79
No. of linear parameters	70	35
No. of nonlinear parameters	120	60
No. of parameters	190	95
No. of training data pairs	6769	6769
No. of test data pairs	2257	2257
No. of fuzzy rules	10	5

Table 4. Properties of different FIS types

شکل ۶: ساختار ANFIS ایجاد شده بر اساس روش دسته‌بندی تفریقی

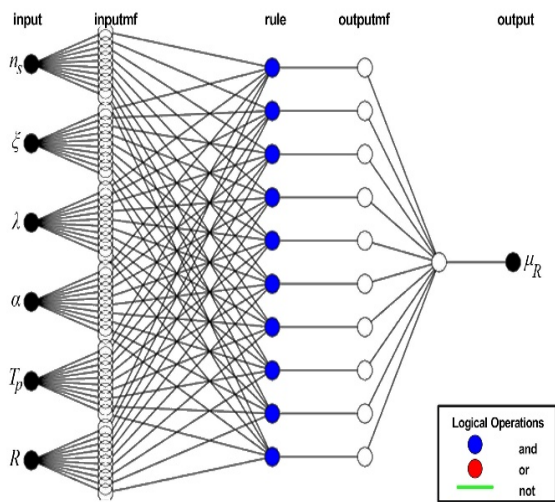


Fig. 6. ANFIS structure, based on Subtractive clustering method

شماتیک پارامترهای ورودی و خروجی سیستم تطبیقی فازی- عصبی را نشان می‌دهد. باتوجه به روابط (۱۱ و ۱۲)، تعیین شدند. همچنین پس از آزمون‌های مکرر روابط (۱۱ و ۱۲) برای قاب‌های واگرا به صورت زیر بازنویسی می‌شود.

$$R = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_p^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \quad (13)$$

$$\mu_R = 1 + p_8 \cdot (\mu_{link} - 1)^{p_9} \cdot n_s^{p_{10}} \cdot \lambda^{p_{11}} \cdot T_p^{p_{12}} \cdot \xi^{p_{15}} \quad (14)$$

شکل‌پذیری کلی بام،  $\mu_R$ ، از تقسیم تغییرمکان غیرالاستیک بام،  $\Delta_i$  بر تغییرمکان تسلیم سازه،  $\Delta_y$  بدست می‌آید که به ترتیب از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی و آنالیز پوش‌آور بدست می‌آیند. همچنین  $\mu_{link}$  نمایانگر شکل‌پذیری تیر پیوند بوده و از رابطه (۱۵) بدست می‌آید.

$$\mu_{link} = \theta_y \quad (15)$$

که در آن  $\theta_{max}$  و  $\theta_y$ ، به ترتیب حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند و دوران تسلیم تیر پیوند می‌باشد. از طرفی، در قاب‌های مهاربندی واگرا، حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند،  $\theta_{max}$ ، با استفاده از رابطه (۱۶) با  $IDR_{max}$  مرتبط می‌شود. نیز از حدود پذیرش آیین نامه ASCE41-13، بسته به سطح عملکردی وابسته، بدست می‌آید.

$$\theta_{max} = \frac{IDR_{max}}{e \times h} \quad (16)$$

در رابطه (۱۶)،  $e$ ، طول تیر پیوند و  $h$ ، ارتفاع طبقه است. داده‌ها پس از بارگزاری، بطور تصادفی به دو دسته تقسیم شدند. یک دسته شامل ۶۷۶۹ داده (تقریباً ۷۵٪ داده‌ها) و دسته دیگر شامل ۲۲۵۷ داده که به ترتیب برای آموزش و ارزیابی کارایی سیستم استفاده شده است. بدین ترتیب برای برآورد مدل، ۹۰۲۷ داده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. برای تولید ساختار سیستم استنتاج فازی، دو روش دسته‌بندی تفریقی ۱ و خوشه‌بندی فازی ۲ استفاده می‌شود.



شکل ۸. توابع عضویت برای مدل‌های ایجاد شده: الف ۱ تا ۶ بر مبنای روش خوشه‌بندی فازی، ب ۱ تا ۶ بر مبنای روش دسته‌بندی تفریقی

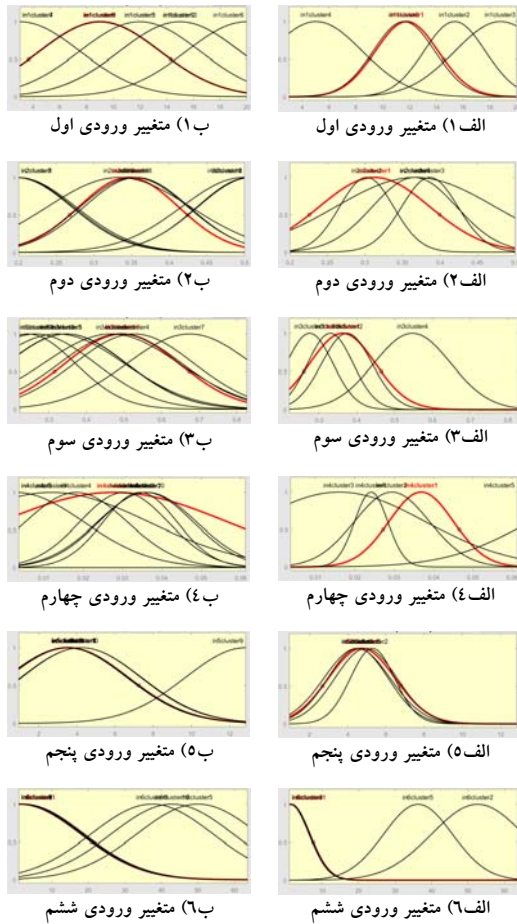


Fig. 8. Membership functions: (A1 to A6: for FCM method; B1 to B6: for Subtractive clustering method)

شکل ۹. مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش دسته‌بندی تفریقی) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش

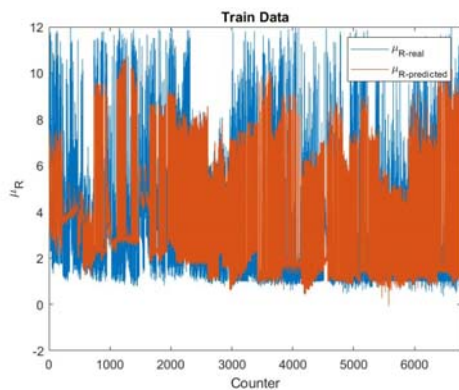


Fig. 9. Comparison between real and predicted value of ( $\mu_R$ ) in train data (Subtractive clustering method)

شکل ۷. ساختار ANFIS ایجاد شده بر اساس روش خوشه‌بندی فازی

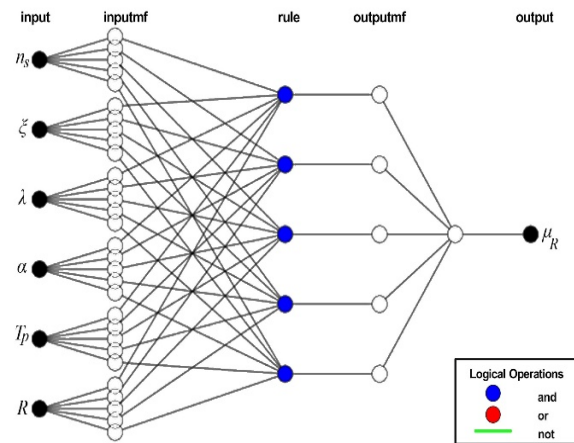


Fig. 7. ANFIS structure, based on FCM method

نتایج حاصل از دو مدل دسته‌بندی تفریقی و FCM برای داده‌های آموزش، به ترتیب در شکل‌های (۹ و ۱۰) نشان داده شده است. براساس نتایج، در هر دو مدل، مطابقت مناسبی بین داده‌های حاصل از مدل و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش وجود دارد. با این وجود، در مدل ساخته شده براساس دسته‌بندی تفریقی هماهنگی بیشتری بین داده‌های واقعی و نتایج مدل مشاهده می‌شود.

جدول ۵. عملگرهای فازی استفاده شده در ایجاد مدل

Inference type	FIS type	
	Subtracting clustering	FCM
AND	Prod	Prod
OR	Probor	Probor
Implication	Prod	Prod
Aggregation	Max	Max
Difuzzification	Wtaver	Wtaver

پیش‌بینی ضریب رفتار در محدوده داده‌های استفاده شده بر اساس مدل دسته‌بندی تفریقی آرایه شده است.

جدول ۷. نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف ANFIS برای داده‌های آموزش

FIS generation method	RMSE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
Subtractive clustering	1.1958	5.35E-09	0.2291	0.874
FCM	1.1891	1.08E-08	0.2313	0.876

Table 7. Results of evaluating different ANFIS models for training data

### ۵- اعتبارسنجی مدل

به منظور اعتبارسنجی و آزمایش مدل‌های ایجاد شده، از داده‌های آزمون، شامل ۲۲۵۷ دسته که حدوداً ۲۵٪ کل داده‌ها را تشکیل می‌دهد، استفاده شده است. نتایج حاصل از مدل‌های مختلف برای داده‌های آزمون در شکل‌های (۱۳ و ۱۴) نشان داده شده است. همان‌گونه که مشاهده می‌شود، در مدل ایجاد شده بر اساس مدل دسته‌بندی تفریقی هماهنگی بیشتری بین داده‌های پیش‌بینی شده (حاصل از مدل) و مقادیر واقعی وجود دارد.

شکل ۱۱. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش دسته‌بندی تفریقی) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش

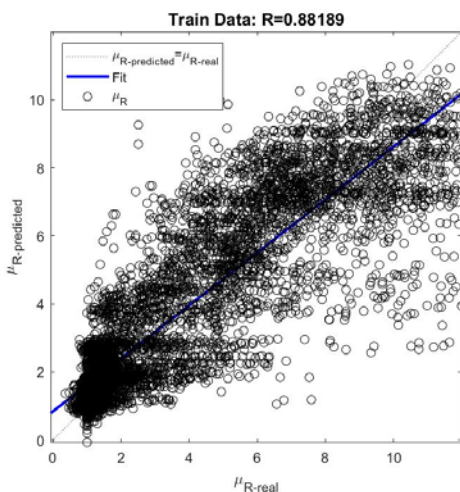


Fig. 11. Correlation between the real and predicted values in training data (Subtractive clustering method)

شکل ۱۰. مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش خوشه‌بندی فازی) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش

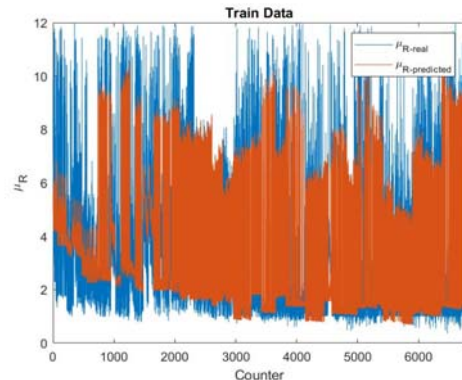


Fig. 10. Comparison between real and predicted value of ( $\mu_R$ ) in train data (FCM method)

پارامترهای آماری استفاده شده به عنوان ورودی شبکه در فرآیند آموزش و آزمون مدل در جدول (۶) نشان داده شده است.

جدول ۶. پارامترهای آماری استفاده شده در الگوریتم

پارامتر ورودی	میانگین داده‌ها		دامنه داده‌ها		
	داده‌های آموزش	داده‌های آزمون	داده‌های آموزش	داده‌های آزمون	
$n_s$	11.79397	11.79598	3-20	3-20	
$\xi$	0.343819	0.343862	0.2-0.5	0.2-0.5	
$\lambda$	0.398351	0.398322	0.22135-0.82729	0.22135-0.82729	
$\alpha$	0.015402	0.015409	0.00362-0.06122	0.0036208-0.06122	
$T_p$	5.0688	5.061676	0.952-12	0.952-12	
$\mu_{ink}$	12.414	13.007	1-23.961	1-23.613	
$\mu_R$	3.76	3.81	0.462-12	0.35908-12	

Table 6. Statistical parameters used in the algorithm

به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل، از معیارهای مختلفی شامل خطا، میانگین خطا، ریشه میانگین مربعات خطا، درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی و ضریب همبستگی بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شده است. نتیجه محاسبات این معیارها، برای داده‌های آموزش در جدول (۷) آرایه شده است. همبستگی بین نتایج حاصل از مدل‌های مختلف و مقادیر واقعی برای داده‌های آموزش در شکل‌های (۱۱ و ۱۲) نشان داده شده‌اند. همان‌گونه که از جدول (۷) مشاهده می‌شود، مقدار ضریب همبستگی برای داده‌های آموزش، مدل ایجاد شده بر اساس روش دسته‌بندی تفریقی مقدار بالاتری را نشان می‌دهد. از اینرو می‌توان گفت نتایج دقیق‌تری برای

شکل ۱۴. مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش خوشه‌بندی فازی) و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون

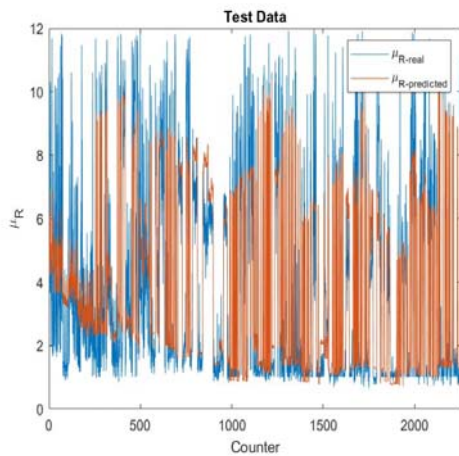


Fig. 14. Comparison between real and predicted value of ( $\mu_R$ ) in test data (FCM method)

همبستگی بین نتایج حاصل از مدل‌های مختلف و مقادیر تجربی برای داده‌های تست در شکل‌های (۱۵ و ۱۶) نشان داده شده است. نتایج نشان می‌دهد، در مدل ایجاد شده با استفاده از روش دسته‌بندی تفریقی، همبستگی بیشتری بین نتایج مدل و مقادیر تجربی وجود دارد. همچنین، با بررسی پارامترهای خطا مندرج در جدول (۸)، این نتیجه حاصل می‌شود که دسته‌بندی تفریقی دارای میانگین خطا میانگین مربعات خطای کمتری نسبت به سایر مدل‌هاست همچنین، محدوده تغییرات خطا نیز در این مدل کمتر است.

شکل ۱۵. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش دسته‌بندی تفریقی) و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون

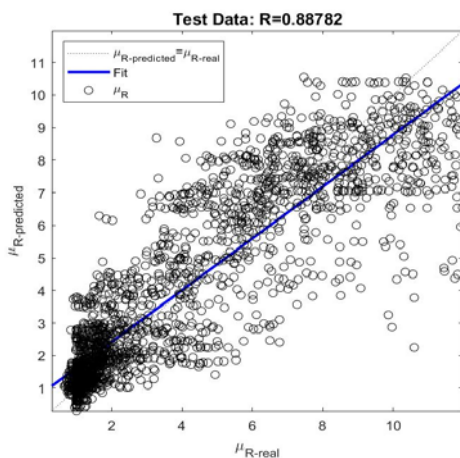


Fig. 15. Correlation between the real and predicted values in training data (Subtractive clustering method)

شکل ۱۲. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش خوشه‌بندی فازی) و مقادیر واقعی در داده‌های آموزش

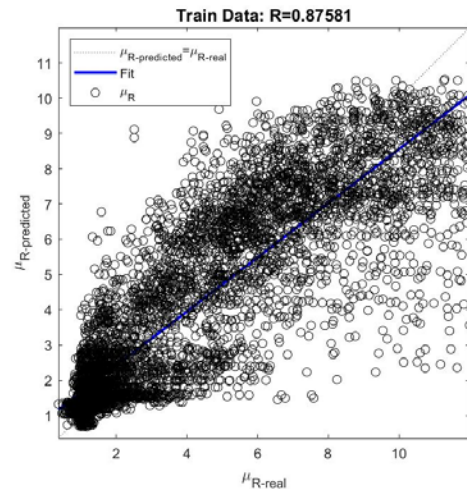


Fig. 12. Correlation between the real and predicted values in training data from (FCM method)

به منظور ارزیابی مدل در داده‌های آزمون، مانند داده‌های آموزش، معیارهای خطای مرسوم شامل RMSE، Mean Error، MARE% و R محاسبه شده و نتایج حاصل شده در جدول (۸) نشان داده شده است. دوباره مشاهده می‌شود که مدل ایجاد شده با استفاده از روش دسته‌بندی تفریقی دارای دقت بیشتری است.

شکل ۱۳. مقایسه نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (بر مبنای روش دسته‌بندی تفریقی) و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون

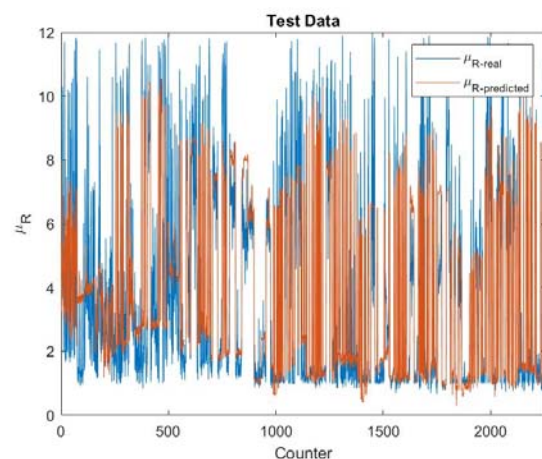


Fig. 13. Comparison between real and predicted value of ( $\mu_R$ ) in test data (Subtractive clustering method)

تولید شده، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مهاربندها، سختی ستون‌ها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد مورد نظر طرح و ضریب رفتار سازه است. به منظور ایجاد بهترین و دقیق‌ترین مدل، از روش‌های دسته‌بندی تفریقی و خوشه‌بندی فازی استفاده شده است. براساس نتایج، مدل ایجاد شده براساس روش خوشه بندی فازی، نتایج دقیق‌تری نسبت به مدل دیگر بدست می‌دهد. مدل ارائه شده، در محدوده داده‌های استفاده شده، یک مدل هوشمند بوده و می‌توان از آن برای برآورد شکل پذیری بام در سازه‌های مهاربندی واگرا استفاده نمود. برای ارزیابی عملکرد مدل، از ضریب همبستگی و معیارهای مرسوم محاسبه خطا از جمله ریشه میانگین مربعات خطا و میانگین قدرمطلق خطای نسبی استفاده شد. ضریب همبستگی در داده‌های آزمون برای مدل هوشمند ارائه شده بر اساس روش خوشه‌بندی فازی برابر با ۰/۸۸۳ بوده است. بدین ترتیب، مدل با دقت بسیار مناسبی قادر به پیش بینی شکل پذیری بام در سازه‌های مهاربندی واگرا است.

## ۷- تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافی وجود ندارد.

## ۸- منابع

- [1] J. F. Hall, T. H. Heaton, M. W. Halling, and D. J. Wald, "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings," *Earthquake spectra*, vol. 11, no. 4, pp. 569-605, 1995.
- [2] H. Krawinkler, J. Anderson, V. Bertero, W. Holmes, and C. Theil Jr, "Steel buildings," *Earthquake Spectra*, vol. 12, no. S1, pp. 25-47, 1996.
- [3] N. Makris and C. J. Black, "Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations," *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 130, no. 9, pp. 1019-1031, 2004.
- [4] M. Gerami and D. Abdollahzadeh, "Local and global effects of forward directivity," *Građevinar*, vol. 65, no. 11., pp. 971-985, 2013.

شکل ۱۶. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی (روش خوشه‌بندی فازی) و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون

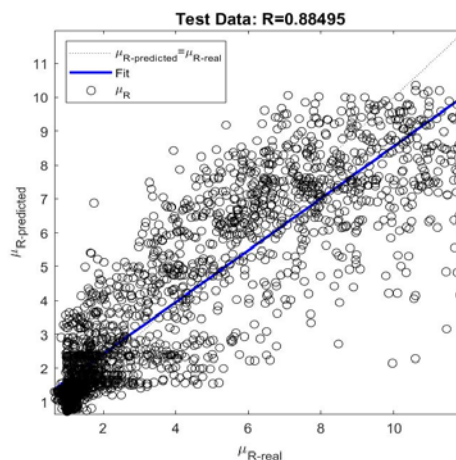


Fig. 16. Correlation between the real and predicted values in training data (FCM method)

جدول ۸ نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف ANFIS برای داده‌های آزمون

FIS generation method	RMSE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
Subtractive clustering	1.2037	2.49E-02	0.2302	0.877
FCM	1.1760	2.48E-02	0.2305	0.883

Table 8. Results of evaluating different ANFIS models for test data

## ۶- نتیجه گیری

در نتیجه، پس از مطالعه تعداد قابل توجهی از قاب‌های فولادی مهاربندی واگرا، یک بانک داده وسیع، شامل ۱۲۹۶۰ داده، تحت آنالیز دینامیکی غیرخطی تهیه شد. از میان ۱۲۹۶۰ داده، برای پیش‌بینی الگوریتم استنتاجی عصبی-فازی در سیستم ANFIS، ۹۰۲۷ داده استفاده شده است سایر مدل‌ها بر اساس عواملی چون منظور نمودن حذف ناپایداری‌های ریاضی مدل‌های غیرخطی، با انجام یک فرآیند پیچیده، حذف شدند. تأکید اصلی بر معرفی توانمندی مدل پیشنهادی در هماهنگی آن با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار است. مدل هوشمند ارائه شده، برای برآورد شکل‌پذیری کلی بام سازه‌های فولادی با مهاربندی واگرا در زلزله‌های حوزه نزدیک به گسل ارائه شده است. مدل هوشمند

- performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 2, pp. 379-393, 2019.
- [16] M. Bosco, E. M. Marino, and P. P. Rossi, "Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length," *Engineering structures*, vol. 84, pp. 406-418, 2015.
- [17] F. McKenna, "OpenSees: a framework for earthquake engineering simulation," *Computing in Science & Engineering*, vol. 13, no. 4, pp. 58-66, 2011.
- [18] R. Pekelnicky, S. D. Engineers, S. Chris Poland, and N. D. Engineers, "ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings," *Proceedings of the SEAOC*, 2012.
- [19] A. Tzimas, T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Extension of the hybrid force/displacement (HFD) seismic design method to 3D steel moment-resisting frame buildings," *Engineering Structures*, vol. 147, pp. 486-504, 2017.
- [20] J. W. Baker, "Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis," *Bulletin of the Seismological Society of America*, vol. 97, no. 5, pp. 1486-1501, 2007.
- [21] M. Bosco and P. Rossi, "Seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Engineering Structures*, vol. 31, no. 3, pp. 664-674, 2009.
- [22] A. Kuşyılmaz and C. Topkaya, "Design overstrength of steel eccentrically braced frames," *International Journal of Steel Structures*, vol. 13, no. 3, pp. 529-545, 2013.
- [23] P. Rossi and A. Lombardo, "Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames," *Journal of Constructional Steel Research*, vol. 63, no. 11, pp. 1529-1545, 2007.
- [24] A. Committee, "Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)," *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*, 2010.
- [5] R. Eskandari1a, D. Vafaei, J. Vafaei2b, and M. E. Shemshadian3c, "Nonlinear static and dynamic behavior of reinforced concrete steel-braced frames," 2017.
- [6] A. Mashayekhi, M. Gerami, and N. Siahpolo, "Assessment of Higher Modes Effects on Steel Moment Resisting Structures under Near-Fault Earthquakes with Forward Directivity Effect Along Strike-Parallel and Strike-Normal Components," *International Journal of Steel Structures*, vol. 19, no. 5, pp. 1543-1559, 2019.
- [7] P. Katsimpini, F. Konstandakopoulou, G. Papagiannopoulos, N. Pnevmatikos, and G. Hatzigeorgiou, "Seismic Performance of Steel Structure-Foundation Systems Designed According to Eurocode 8 Provisions: The Case of Near-Fault Seismic Motions," *Buildings*, vol. 10, no. 4, p. 63, 2020.
- [8] B. Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," *Part*, vol. 1, pp. 1998-1, 2005.
- [9] M. Nikraves, "Evolution of fuzzy logic: From intelligent systems and computation to human mind," in *Forging new frontiers: Fuzzy pioneers I*: Springer, 2007, pp. 37-53.
- [10] F. Logic, "Foundations of fuzzy logic and semantic web languages," 2014.
- [11] J.-S. Jang, "ANFIS: adaptive-network-based fuzzy inference system," *IEEE transactions on systems, man, and cybernetics*, vol. 23, no. 3, pp. 665-685, 1993.
- [12] S. No, "2800," (in Persian), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*, vol. 3, 2005.
- [13] *AISC-360-05, Structural design guide to AISC specifications for buildings*, 0442269048, P. F. Rice and E. S. Hoffman, 2005.
- [14] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X-braced steel frames," *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, vol. 36, no. 15, pp. 2273-2289, 2007.
- [15] A. Fakhraddini, S. Hamed, and M. J. Fadaee, "Peak displacement patterns for the

# Application of Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System for Estimating the Global Ductility of EBF steel frames under Pulse-type Near-fault Earthquakes

Seyed Abdonnabi Razavi<sup>1</sup>, Navid Siahpolo<sup>2,\*</sup>, Mehdi Mahdavi Adeli<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Department of Civil Engineering, Ahvaz Branch, Islamic Azad University, Ahvaz, Iran

<sup>2</sup> Department of Civil Engineering, Institute 2for Higher Education ACECR, Khouzeestan, Iran

\*siahpolo@acecr.ac.ir

## Abstract

The need to solve the complex, nonlinear, and variable problems grows with time. Conventional mathematical models perform linear and constant analysis effectively. Although techniques that work on a particular model, capable of analyzing complex nonlinear and time-varying problems, however, they also face some limitations. Combining these with other issues such as decision making, etc., has inspired the development of intelligent techniques such as fuzzy logic, neural networks, genetic algorithms, and expert systems. Intelligent systems mainly employ a combination of these techniques to solve very complex problems. Although both fuzzy logic and artificial neural networks have been very successful in solving time-varying nonlinear problems, each has its own limitations which reduces their use in solve of many of these problems. The roof global ductility, is a comprehensive reflection of various engineering demand parameters (EDP), such as story-drift, plastic rotation at member ends, roof displacement, etc. Careful estimation of this parameter will certainly lead to greater accuracy in the design of structural members. One of the methods which establish a good estimate of the nonlinear seismic response is the using of EDP parameters and measuring the seismic intensity index. The main purpose of this paper is to establish an accurate intelligent model related to the geometrical characteristics of the structure, performance level, the behavior factor and global ductility in eccentrically steel frames, under earthquakes near-fault. For this purpose, genetic algorithm is used. Initially a wide database consisting of 12960 data with 3-, 6-, 9-, 12-, 15- and 20- stories, 3 column stiffness types, and 3 brace slenderness types were designed, and analyzed under 20 pulse-type near-fault earthquakes for 4 different performance levels. To generate the proposed model, 6769 training data were used in the form of adaptive-neural fuzzy inference system (ANFIS). Subtractive clustering and FCM methods have been used to generate the purposed model. The results showed that Subtractive clustering provides more accurate results than the other FIS. To validate the proposed model, 2257 test data were used to calculate the mean squared error of the model. The proposed model is an intelligent model in the range of data used, and can be used to estimate the global roof ductility of EBFs. To evaluate the efficiency and performance of the model, correlation coefficient and common error calculation criteria including RMSE and MARE were used. The correlation coefficient for the Subtractive clustering method was 0.888, based on intelligent model in the test data. In the other hand, the developed intelligent model can be used as a precise alternative to prediction of ( $\mu_R$ ) for EBFs under near-earthquakes. To evaluate the model's efficiently and accuracy, various error criteria including Error, Mean Error, RMSE, MARE% and R were used between model values and real values, in the test data. From the results of this study, it can be pointed out that, the developed intelligent model can be used as an accurate substitute method to predict the ( $\mu_R$ ) for EBF structures, under near-fault earthquakes. The results of correlation analysis of the proposed model show that the proposed intelligent model has high accuracy.

**Keywords:** Intelligent model, Adaptive-neural fuzzy inference system, Eccentric braced frame, Pulse-type near-fault earthquake