مجله علمی – پژوهشی
مهندسی عمران مدرس
دوره بیست دوم، شماره ۱، سال ۱۴۰۱

کاربرد مدل‌های هوشمند تطبیقی عصبی– فازی در معرفی روش طراحی لرزه‌ای عملکردی هیبریدی برای سازه‌های منظم فولادی واگرا تحت اثر زلزله حوزه نزدیک

سیدعبدالنبی رضوی[۱]، نوید سیاه‌پلو[۲*]، مهدی مهدوی‌عادلی[۳]

۱. گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران
۲. گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی، خوزستان، ایران
۳. گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

*siahpolo@acecr.ac.ir

تاریخ دریافت ۱۴۰۰/۰۲/۰۹ تاریخ پذیرش ۱۴۰۰/۰۸/۰۵

چکیده

با توجه به مزایای قابل ملاحظه روش طراحی لرزه‌ای بر اساس عملکرد مانند امکان تعیین خسارت احتمالی و خسارات و صدمات مالی و جانی ساکنین و مجاورین سازه، این روش مورد استقبال فراوانی قرار گرفته است. با این حال، از آنجایی که این روش نیازمند تحلیل‌های پیچیده‌تر نسبت به روش‌های مرسوم نیرویی است، گاهی ترجیح برخی مهندسان حرفه‌ای همان روش ساده‌ی نیرویی است. تلفیق دو روش نیرویی و عملکردی و توسعه روش هیبریدی در راستای استفاده از مزایای هر دو روش، هدف بنیادین این مقاله است. بدین منظور در این مقاله، قاب‌هایی با تعداد ۳، ٦، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه با تعداد ۳ دهانه به عرض ۵ متر در نظر گرفته شده است. طول تیرپیوند به عنوان یکی دیگر از پارامترهای مؤثر بر پاسخ، به میزان ۱، ۱/۷۵ و ۲/۵۰ متر تعریف شده است. مدل‌های مورد بررسی، برای ۳ سطح عملکردی استفاده بی‌درنگ، ایمنی جانی و آستانه فروریزش و نیز اولین رخداد مفصل خمیری، توسعه داده شده‌اند. مدل‌های نهایی تحت ۲۰ رکورد نزدیک‌گسل دارای ویژگی‌های پالس‌گونه پیشرونده به کمک تحلیل تاریخچه زمانی تحلیل شده‌اند. پس از تولید ۱۲۹٦۰ داده از نوعی تحلیل تاریخچه زمانی ابداعی، دو مدل هوشمند تطبیقی عصبی–فازی برای محاسبه ضریب رفتار و شکل‌پذیری سازه مورد استفاده قرار گرفته است. نتایج حاصل از طراحی لرزه‌ای هیبریدی در مقایسه با روش نیرویی و تاریخچه زمانی معادل نشان دهنده دقت قابل قبول روش معرفی شده در حوزه فرضیات است.

واژگان کلیدی: روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی، تحلیل تاریخچه زمانی، نیاز لرزه‌ای، زلزله نزدیک‌گسل، مدل‌های هوشمند تطبیقی عصبی–فازی

۱- مقدمه

شاید مهم‌ترین عامل اهمیت بحث روی طرح لرزه‌ای براساس عملکرد، چگونگی ابتکارعمل در توسعه فرآیندهایی برای افزایش استفاده از این روش باشد. تاریخچه جداسازی پایه، که حدود بیست سال طول کشید تا از مرحله فکر به اجرا درآید، نمونه خوبی برای نشان دادن این موضوع است که تکنولوژی جدید به آهستگی در چارچوب آیین‌نامه‌های ساختمانی فعلی پذیرفته می‌شود. یکی از مهم‌ترین دلایل این امر دشواری و پیچیدگی استفاده از روش‌های تحلیل غیرخطی سازه‌هاست. پژوهش‌های صورت گرفته برای توسعه روش‌های مبتنی بر طراحی عملکردی در راستای تولید روابط تجربی کاربردی است که مهندسان طراح حرفه‌ای را قادر سازد بدون استفاده از تحلیل‌های پیچیده و زمانبر، با داشتن تقاضای تغییرشکلی مانند تغییرشکل بام، بیشینه جابه‌جایی نسبی و شکل‌پذیری، سازه را برای سطوح عملکردی مورد انتظار طراحی نمایند. چنین روابطی بیشتر به هندسه قاب، تعداد دهانه قاب، تعداد طبقات و زمان تناوب اصلی سازه وابسته است. روشی که بر پایه کاربرد این روابط و دریافت پاسخ‌های عملکردی با استفاده از تحلیل-های ساده ارتجاعی استوارد است، روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی[۱] نامیده می‌شود.

این روش اولین بار توسط کاراواسیلیس و همکاران برای قاب‌های فولادی با پیکربندی همگرا معرفی شد [1]. ایشان در این مطالعه روابط تجربی را که بر پایه داده‌های آماری حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی به دست آمده بود، ارائه نمودند. به کمک این روابط برای یک ضریب کاهش مقاومت معین، تقاضاهای غیرخطی تغییرمکانی محاسبه می‌شود. نتایج پژوهش ایشان نشان می‌دهد که برای یک ضریب کاهش مقاومت معین، روابط پیشنهادی می‌توانند تخمین قابل قبولی از تقاضای جابه‌جایی نسبی و شکل‌پذیری (کلی و محلی) را به همراه داشته باشند. در پژوهش دیگری نشان داده شده که مزیت این روابط ارتباط مستقیم آن‌ها با ضریب کاهش مقاومت است، به نوعی که می‌توان از نتایج حاصل در طراحی براساس معیارهای رایج در آیین‌نامه‌های لرزه‌ای (روش طراحی بر مبنای مقاومت به کمک نیروی برش پایه ارتجاعی کاهش یافته) استفاده نمود [2]. در پژوهش دیگری روابط پیشنهادی برای تحلیل سریع قاب فولادی ۹ طبقه پروژه SAC بکار گرفته شد [3]. این قاب دارای طول دهانه بزرگ‌تری نسبت به قاب‌هایی است که کاراواسیلیس و همکاران در استخراج روابط استفاده کرده‌اند. به علاوه ۱۰ زلزله از مجموع ۳۰ زلزله به شکلی مقیاس‌سازی شدند که ضریب کاهش مقاومت هر یک به ترتیب برای ۳ حالت مختلف q برابر با ۳، ٦ و ۹ تنظیم شد. نتایج این بخش نیز موید توانمندی قابل قبول روابط پیشنهادی در تخمین تقاضاهای غیرخطی قاب ۹ طبقه پروژه SAC است. در پژوهشی که روی قاب‌های خمشی و مهاربندی همگرا انجام شده است، تقاضای شکل‌پذیری و جابه‌جایی نسبی به عنوان متغییرهای ورودی استفاده شده است، همچنین از طیف پاسخ الاستیک معادل، برای آنالیز و طراحی بهره گرفته شده است [4]. همچنین نمونه‌های واقعی ارائه شده در پژوهش زیماس و همکاران برتری روش پیشنهادی نسبت به روش‌های نیرویی معرفی شده در EC8 را ثابت می‌کند [5].

انتظار می‌روند منظور نمودن شرایط رکوردهای نزدیک به گسل و اعمال آن روی سازه‌های با سیستم مهاربندی واگرا برای تولید چنین روابطی نتایج بسیار کاربردی در راستای توسعه روابط مذکور داشته باشد [6]. زلزله حوزه نزدیک شامل تعداد اندکی پالس با زمان تناوب بلند بوده و در آن مولفه‌های حرکت با زمان تناوب کوتاه روی حرکت اصلی وجود دارد. در محدوده نزدیک‌گسل معمولا زمین لرزه‌ها به سه عامل وابسته است. این عوامل شامل سازوکار شکست، برای انتشار شکست نسبت به ساختگاه و تغییرمکان‌های دائمی ناشی از لغزش گسل است [7]. این پارامترها باعث ایجاد دو اثر به نام جهت‌پذیری شکست[۲] و اثر ضربه‌ای حرکت ماندگار زمین[۳] می‌شود که فقط تعداد اندکی از آیین نامه‌های لرزه‌ای اثر زلزله حوزه نزدیک را

۱ Hybrid Force/Displacement Design (HFD)

۲ Rupture Directivity

۳ Fling Effect

لحاظ نموده اند. زلزله‌های حوزه نزدیک منجر به ایجاد خرابی‌های زیادی در سازه‌های گوناگون در چند سال اخیر شده است. شدت این خرابی‌ها در برخی موارد به حدی بوده است که نمی‌توان از اثر مخرب آن چشم‌پوشی نمود. اولین موضوع مبهمی که در پژوهش‌های گذشته کمتر به آن اشاره شده است، استفاده از رکوردهای حوزه نزدیک گسل در توسعه روش طراحی لرزه‌ای عملکردی هیبریدی است. از طرفی اگرچه به تازگی روابط مذکور برای سیستم‌های قاب خمشی تولید شده‌اند، با توجه به اهمیت و مزایای معماری سازه‌های با قاب مهاربندی واگرا، نبود توسعه روابط روش ترکیبی برای قاب‌های مهاربندی واگرا که پیش از این مورد مطالعه پژوهشگران قرار نگرفته است نیز پایه ریز تبیین موضوع این پژوهش شده است. به علاوه جای خالی اثر سطوح عملکردی در روابط تجربی که به تازگی در توسعه روش ترکیبی تولید شده‌اند نیز بسیار محسوس است.

۲- روش تحقیق

این پژوهش بر پایه قاب‌های منظم دوبعدی 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، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستون‌ها اتصال دارند. 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 ۲٤۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده نمودن ضوابط آیین نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LRFD[۴] تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد طبقات(n_s)، ۳، ٦، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته 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 [8]. همچنین مدل‌ها برای طول تیرهای پیوند سه‌گانه η برابر با ۰/۲، ۰/۳۵ و ۰/۵۰ توسعه داده شده‌اند. سه مقدار مزبور برای منظور نمودن رفتار برشی، برشی–خمشی و خمشی مفروض شده است. به علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی λ سه‌گانه بسط داده شده‌اند. لاغری مهاربندها با استفاده از رابطه (۱) بدست آمده‌اند.

$$\lambda = \frac{l}{\pi . r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} \qquad (۱)$$

که در رابطه مزبور l طول مهاربند، r شعاع ژیراسیون مقطع مهاربندی، F_y تنش جاری شدن فولاد مصرفی و E مدول یانگ مصالح است. اثر نسبت سختی ستون‌ها در ضریبی تحت عنوان α آورده شده است که به صورت رابطه (۲) محاسبه می‌شود.

$$\alpha = \frac{n_c . I_c . L_d}{n_d . A_d . h^3 . \cos^2\theta} \qquad (۲)$$

که n_c و n_d به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه است. همچنین I_c گشتاور دوم سطح مقطع ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه بین مهاربند و تیر است. طراحی لرزه‌ای قاب‌ها بر مبنای ضوابط استاندارد ۲۸۰۰ [8] به کمک نرم‌افزار ETABS به صورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن کمترین مقاومت مورد نیاز، از کمانش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با این حال در راستای تولید سه حالت α (نسبت سختی ستون‌ها)، طراحی اتصالات ستون‌ها دو بار دیگر با افزایش مقطع اتصال مجددا صورت پذیرفته است. این مقادیر برای مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت است. هر دو پارامتر λ و α با تغییر در ارتفاع قاب که در نتیجه تغییر تعداد طبقات حاصل می‌شود، تغییر می‌کنند. این مقادیر برای مقدار میانگین اسمی ارتفاع قاب‌ها محاسبه شده‌اند. بدین ترتیب یک بانک داده پایه به میزان $6(n_s)*3(\alpha)*3(\lambda)*3(\eta)=162$ عضو تولید می‌شود. در ادامه کلیه آنالیزهای تاریخچه زمانی روی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ٤ ضریب شکل‌پذیری مختلف(μ)، و ۲۰ رکورد مختلف با بهره‌گیری از نرم‌افزار OpenSEES تکرار می‌شود. در نتیجه پاسخ‌های نهایی آنالیزهای صورت گرفته $162\times4\times20=12960$ خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آن‌ها گزارش شده است برای

۴ Load and Resistance Factor Design

اعتبارسنجی، زمان تناوب مود اول مدل‌ها در نرم‌افزارهای OpenSEES و ETABS با یکدیگر مقایسه و پس از هماهنگی و کسب اطمینان از چگونگی مدل‌سازی غیرخطی نتایج تحلیل غیرخطی قاب‌ها مورد استفاده قرارگرفتند.

با مطالعه انجام شده بر انواع رکوردهای نزدیک‌گسل (موازی و عمود برگسل) و زلزله‌های معمولی و بررسی اهمیت و تأثیر هر یک بر نیازهای سازه، از آنجایی که هدف اصلی این مقاله تعیین نیازهای خطی و غیرخطی قاب‌های دوبعدی منظم در برابر رکوردهای پالس‌گونه است، بنابراین برای تأمین هدف مزبور، رکوردهای نزدیک گسل دارای مولفه عمود بر گسل[۵] انتخاب شده‌اند.

۲-۱- آنالیز غیرخطی مدل‌ها و تولید بانک داده

برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ آنالیز تاریخچه زمانی بر پایه نوعی پلتفرم آنالیز افزاینده IDA[۶] 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 می‌گیرد.

در هر تکرار، بیشترین تغییرمکان صورت گرفته در قاب با حدود پیش‌فرض استاندارد ASCE41-13 [9] مورد مقایسه قرار می‌گیرد. 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، ٤ سطح پذیرش مختلف که در ادامه معرفی، و تعریف شده است.

سطوح پذیرش استاندارد ASCE 41-13 [9] در باب معیار زاویه خمیری پذیرش سطوح مختلف عملکردی به صورت جدول (۱) است. از طرفی رابطه بین زاویه چرخش خمیری (γ_i) و زاویه تغییرمکان نسبی بین طبقه‌ای (IDR_i) در قاب‌های مهاربندی واگرا، از رابطه (۳) قابل محاسبه است.

$$IDR_i = \frac{\gamma_i \, e.h}{L} \qquad (۳)$$

که e، h و L نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند می‌باشد. از اینرو مقادیر هدف IDR_i برای طول تیرپیوندهای مختلف متفاوت است. این سطوح پذیرش در جدول (۲) آورده شده است.

جدول ۱. حدود γ_i متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [9]

Performance Level	IO	LS	CP
γ_i	0.005	0.11	0.14

Table 1. γ_i corresponding to performance levels [9]based on ASCE-ASE-41

بعلاوه یک سطح دیگر نیز جهت برآورده نمودن سطح شکل‌گیری نخستین مفصل پلاستیک قاب‌ها از آنالیز پوش‌آور مدل‌ها محاسبه و بر اساس جدول (۳) معرفی، و اضافه می‌شود این سطح پذیرش علاوه بر طول پیوند، به تعداد طبقات قاب نیز وابسته است.

جدول۲. مقادیر IDR_i هدف برای سطوح عملکردی IO، LS و CP به تفکیک طول پیوندهای سه‌گانه

Performance Level	IO	LS	CP
e=1m	0.003	0.066	0.084
e=1.75m	0.00525	0.1155	0.147
e=2.5m	0.0075	0.165	0.21

Table 2. Target IDR_i values for IO, LS and CP performance levels by triple link length

جدول۳. مقادیر γ_i هدف برای رخداد اولین مفصل پلاستیک

Frame	*e=1m*	*e=1.75m*	*e=2.5m*
3 Story	0.0027	0.0038	0.0046
6 Story	0.0027	0.0038	0.0046
9 Story	0.0025	0.0035	0.0038
12 Story	0.0023	0.0029	0.0032
15 Story	0.0023	0.0029	0.0032
20 Story	0.0023	0.0029	0.0032

Table 3. Target γ_i values for the occurrence of the first plastic joint

ضریب مقیاس[۷] مناسب به ازای یک شتاب‌نگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس گام‌های زیر صورت می‌پذیرد [10]:

۵ Near Field Strike Normal (NF-SN)

۶ Incremental Dynamic Analysis (IDA)

۷ Scale Factor (SF)

۱- یک شتابنگاشت انتخاب می‌شود.

۲- باند پایین SF تعیین می‌شود. برای نمونه می‌توان در نظر گرفت: $SF_1=0.1$

۳- باند بالای SF تعیین می‌شود. برای نمونه می‌توان جهبه منظور در نظر گرفتن ویژگی‌های غیرارتجاعی قاب‌ها در نظر گرفت: $SF_2=8.0$

٤- میانگین ضریب مقیاس از رابطه $SF_m=0.5(SF_1+SF_2)$ بدست می‌آید.

۵- ضریب مقیاس میانگین SF_m در شتاب‌نگاشت ضرب شده و آنالیز غیرخطی صورت می‌پذیرد.

٦- بررسی می‌شود آیا سطح عملکردی انتخابی انجام یافته است یا خیر. این کار با مقایسه زوایای چرخش تیر پیوند با معیارهای پذیرش متناسب با استاندارد برای سطوح عملکردی مختلف صورت می‌پذیرد.

۷- در صورتی که پاسخ به دست آمده پایین‌تر از سطوح عملکردی بود، SF_{1new} برابر با SF_m منظور و در صورتی که پاسخ حاصله بالاتر از سطوح عملکردی باشد، SF_{2new} برابر با SF_m منظور شده و مجددا آنالیز تکرار می‌شود.

۸- عملیات فوق تا همگرایی نتایج با تلرانس ۵ درصد تکرار می‌شود.

این روند در فلوچارت شکل (۱) به نمایش گذاشته شده است.

از آنجایی که مقیاس نمودن شتاب‌نگاشت‌ها، به ویژه در ضرایب مقیاس بالاتر از اعداد ۱۰ یا حتی ۱۲ باشد، مورد انتقاد پژوهشگران است [11, 12]، این نکته که نتایج بدست آمده در محدوده زلزله‌های نرمال قرار گیرد، باعث شد تا تعدادی از داده‌های بدست آمده از بانک داده بدست آمده حذف شود. این غربالگری سرانجام باعث شد از بین ۱۲۹٦۰ داده خالص بانک، تعداد ۹۰۲٦ داده استفاده شود. به ازای هر کدام از داده‌های موجود در بانک، مقادیر تغییرمکان حداکثر بام، زاویه جابه‌جایی نسبی بین طبقه‌ای، شتاب و برش طبقات رکورد شده است.

شکل ۱. فلوچارت روند تغییر در ضریب مقیاس

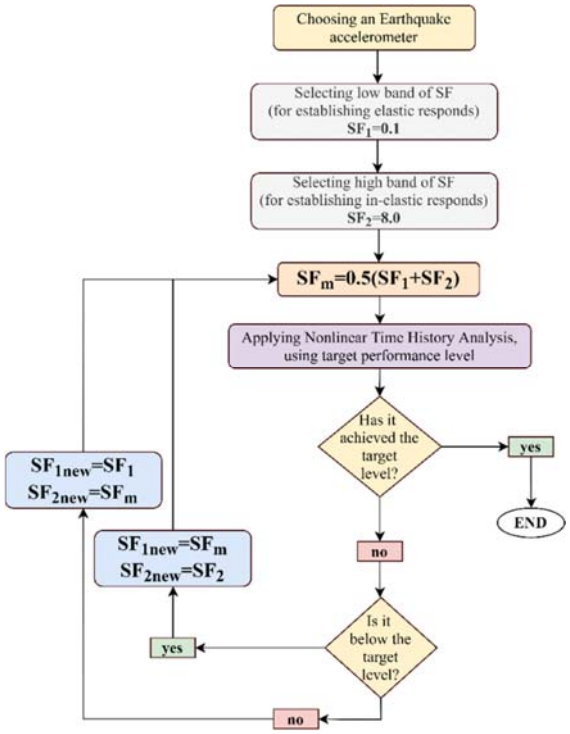


Fig. 1. Flowchart of the change in scale factor

۲-۲- رکوردهای نزدیک گسل

بیکر با مطالعه و دسته‌بندی رکوردهای نزدیک گسل، پیشنهاد نمود که ابتدا نگاشت‌شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه‌ای از نگاشت‌های تجزیه‌شده تبدیل شود. آنگاه شتاب‌نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به عنوان شتاب‌نگاشت مستخرج انتخاب شود. آنگاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با بیشینه مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان‌دهنده زمان تناوب غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که زمان تناوب پالس محاسبه‌شده از روش پیشنهادی ایشان به‌مراتب به مقدار مشاهده شده در نگاشت سرعت نزدیک است [13]. در این مقاله از بین ۹۱ رکورد نزدیک‌گسل پالس‌گونه‌ای که بیکر دسته بندی و معرفی نمود، ۲۰ مؤلفه عمود بر گسل دارای آثار

جهت‌پذیری پیش‌رونده برای تولید و استخراج روابط پیشنهادی انتخاب شد. برای شناسایی و برای اختصار به این دسته از زلزله‌ها عنوان NF-SN اختصاص داده‌شده است. به علاوه از اثر مولفه قائم رکوردهای انتخابی صرف نظر شده است.

یکی از معیارهای اساسی در انتخاب شتاب‌نگاشت‌ها این موضوع است که دوره تناوب پالس غالب سرعت آن‌ها در محدوده دوره تناوب اصلی قاب‌های استفاده شده در این مطالعه باشند. این رکوردها در جدول (٤) ارایه شده است.

جدول ٤. مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای آثار جهت‌پذیری پیش‌رونده [13].

Record No.	Earthquake Name	Year	Station Name	PGA[a] (g)	Mw[b]	R[c] (km)	Pulse Period (s)
1	Imperial Valley-06	1979	EC County Center FF	0.179721	6.53	7.31	4.515
2	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #7	0.462394	6.53	0.56	4.228
3	Imperial Valley-06	1979	El Centro Array #8	0.467966	6.53	3.86	5.39
4	Imperial Valley-06	1979	El Centro Differential Array	0.417229	6.53	5.09	5.859
5	Morgan Hill	1984	Coyote Lake Dam (SW Abut)	0.813971	6.19	0.53	0.952
6	Loma Prieta	1989	LGPC	0.943935	6.93	3.88	4.396
7	Landers	1992	Lucerne	0.704174	7.28	2.19	5.103
8	Landers	1992	Yermo Fire Station	0.235782	7.28	23.62	7.504
9	Northridge-01	1994	Jensen Filter Plant	0.517814	6.69	5.43	3.528
10	Northridge-01	1994	Newhall - Fire Sta	0.723597	6.69	5.92	1.036
11	Northridge-01	1994	Rinaldi Receiving Sta	0.869806	6.69	6.50	1.232
12	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta	0.594294	6.69	5.35	3.479
13	Northridge-01	1994	Sylmar - Converter Sta East	0.828472	6.69	5.19	3.528
14	Northridge-01	1994	Sylmar - Olive View Med FF	0.732606	6.69	5.30	3.108
15	Kobe, Japan	1995	KJMA	0.854262	6.90	0.96	0.952
16	Kobe, Japan	1995	Takarazuka	0.645232	6.90	0.27	1.428
17	Kocaeli, Turkey	1999	Gebze	0.241333	7.51	10.92	5.789
18	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU049	0.286217	7.62	3.78	11.655
19	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU053	0.224488	7.62	5.97	12.845
20	Chi-Chi, Taiwan	1999	TCU068	0.564477	7.62	0.32	12.166

a) Peak ground acceleration. **b)** Moment magnitude. **c)** Closest distance from the recording site to the ruptured area.

Table 4. Characteristics of near-fault earthquakes used in the study [13]

۳- توسعه روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی

روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی در واقع بر اساس محاسبه روش‌های طراحی بر مبنای نیرو و تغییرمکان ارایه شده است. برتری اصلی این روش این است که عملکرد هدف مورد نظر را برای بیش از یک زمین‌لرزه بدست می‌آورد. همچنین استفاده از روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی برای کنترل سازه‌ها، رسیدن به پاسخ‌های عملکردی سازه بدون انجام تحلیل‌های غیرخطی است. بی گمان این مهم هم مدت زمان انجام محاسبات را کاهش داده و هم اثر منظور نمودن تعداد قابل توجهی شتاب‌نگاشت برای طراحی سازه را مورد توجه قرار می‌دهد. این روش می‌تواند به صورت فلوچارت پیشنهادی شکل (۲) مورد استفاده طراحان سازه قرار گیرد.

شکل۲. فلوچارت پیشنهادی استفاده از روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی در طراحی سازه‌های مهاربندی واگرا

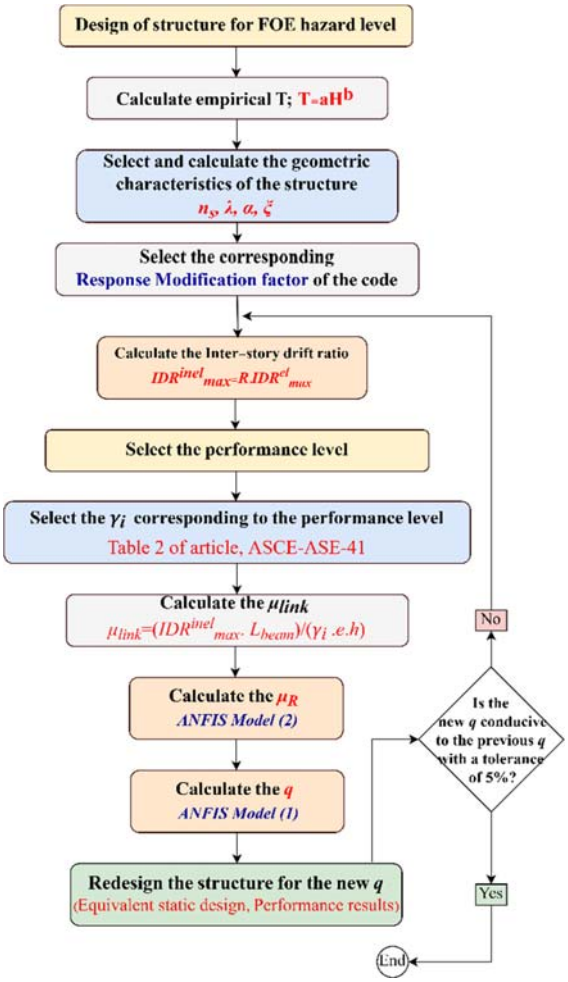


Fig. 2. Proposed flowchart of using the HFD method in the design of EBF structures

با توجه به توضیحات و فلوچارت شکل (۲)، دو رابطه اساسی برای استفاده در طراحی سازه‌های واگرا به روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی مورد نیاز است. این دو رابطه شامل رابطه بین شکل‌پذیری تیرپیوند (μ_{link}) و شکل‌پذیری بام (μ_R) و همچنین رابطه‌ای بین شکل‌پذیری بام بر پایه ضریب رفتار (q) است.

۳-۱- مدل‌های هوشمند تطبیقی عصبی-فازی در توسعه روش

بر اساس پژوهش زیماس و همکاران [4]، روش طراحی لرزه-ای هیبریدی برای سازه‌های فولادی قاب‌بندی شده، به تخمین تغییرمکان بیشینه(هدف) بام ($u_{r,max(d)}$) از طریق محاسبه کمینه دو مقدار تغییرمکان حداکثر بین طبقه‌ای و تغییرشکل‌های سازه-ای و غیرسازه‌ای منجر می‌شود.

بانک داده که پیشتر معرفی شد، زمینه‌ساز تولید مدل‌های هوشمند با منظور نمودن پارامترهای مورد انتظار روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی شد. بدین ترتیب کلیه مدل‌های تعریف شده بر اساس فلوچارت نشان داده شده در شکل (۱) آنالیز شدند. حضور اثر پارامترهای هندسی سازه در رابطه‌ای فی‌مابین q و μ_R و رابطه دیگری فی‌مابین μ_R و μ_{link} به عنوان مدل‌های هوشمند مورد بررسی قرار گرفت. بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [14] قالب کلی این رابطه برای سازه‌های مهاربندی همگرا به شرح رابطه (٤) است.

$$q = 1 + p_1.(\mu_R - 1)^{p_2}.f\ (n_s, \lambda, \alpha, T_p) \qquad (٤)$$

از آنجایی که در سازه‌های مهاربندی واگرا اثر طول تیر پیوند می‌تواند تاثیر گذار باشد، از این‌رو پارامتر η برای بررسی این مهم به قالب اصلی رابطه اضافه شده است. بدین ترتیب این قالب برای سازه‌های مهاربندی واگرا به شرح رابطه (۵) بازنویسی شد.

$$q = 1 + p_1.(\mu_R - 1)^{p_2}.f\ (n_s, \lambda, \alpha, \eta, T_1) \qquad (۵)$$

بدین ترتیب رابطه زیر به عنوان قالب اصلی رابطه مورد استفاده قرار گرفت.

$$q = 1 + p_1.(\mu_R - 1)^{p_2}.n_s{}^{p_3}.\lambda^{p_4}.\alpha^{p_5}.T_1{}^{p_6}.\eta^{p_7} \qquad (٦)$$

که در رابطه فوق p_1 تا p_7 ضرایب ثابت رابطه، μ_R، شکل‌پذیری کلی، n_s، تعداد طبقات، λ، لاغری مهاربندها، α، **نسبت** سختی ستون‌ها، T_1 زمان تناوب مود اول و η نسبت طول تیر پیوند به کل طول تیر است. لازم به ذکر است اهمیت پارامترهای انتخابی برای تولید رابطه در پژوهش زیماس و همکاران [10] مورد بررسی و درستی‌آزمایی قرار گرفته است. وی ثابت کرد روابط مد نظر به تعداد دهانه و مقدار پیچش تصادفی وابسته نیست [10].

رابطه دوم مورد نیاز، رابطه بین شکل‌پذیری کلی (μ_R) و شکل‌پذیری تیر پیوند (μ_{link}) است. قالب این رابطه بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [15] به صورت رابطه (۷) تخمین زده می‌شود.

$$\mu_R = 1 + p_8.(\mu_{link} - 1)^{p_9}.n_s^{p_{10}}.\lambda^{p_{11}}.T_1^{p_{12}}.\eta^{p_{13}} \quad (۷)$$

بدین ترتیب تعداد ۱۲۹۶۰ آنالیز غیرخطی صورت پذیرفته تا یک بانک داده شامل طیف وسیعی از داده‌های مرتبط ایجاد شود. سرانجام، سیستم تطبیقی عصبی–فازی برای تولید مدل هوشمند برآورد ضریب رفتار و شکل پذیری سازه استفاده شد. داده‌ها پس از بارگزاری، بطور تصادفی به دو دسته تقسیم شدند. یک دسته شامل ۶۷۶۹ داده (تقریبا۷۵٪ داده‌ها) و دسته دیگر شامل ۲۲۵۷ داده (تقریبا ۲۵ ٪ داده‌ها) که به ترتیب برای آموزش و ارزیابی کارایی سیستم مورد استفاده قرار گرفتند. بدین ترتیب برای برآورد مدل در سیستم ANFIS ، ۹۰۲۷ داده مورد استفاده قرار گرفته‌اند. برای تولید ساختار سیستم استنتاج فازی[۸] دو روش دسته‌بندی تفریقی[۹] و خوشه‌بندی فازی[۱۰] مورد استفاده قرار گرفت.

به منظور ارزیابی کارایی و دقت مدل، از معیارهای مختلفی شامل خطا[۱۱] میانگین خطا، ریشه میانگین مربعات خطا[۱۲] درصد میانگین قدرمطلق خطاهای نسبی[۱۴] و ضریب همبستگی[۱۵] بین مقادیر حاصل از مدل و مقادیر واقعی استفاده شد. سرانجام مدل هوشمند نخست برای تخمین ضریب رفتار به کمک روش‌های مورد اشاره‌ی سیستم تطبیقی عصبی–فازی با همبستگی بالای ۸۷ درصد پیشنهاد شد [16]. همچنین مدل هوشمند دوم نیز با همبستگی بالای ۸۸ درصد برای تخمین شکل‌پذیری سازه پیشنهاد شد [17]. نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف ANFIS برای داده‌های آزمون برای دو مدل پیشنهادی در جدول (۵) و مقادیر همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی بر اساس داده‌های آزمون برای مدل هوشمند نخست در شکل‌های (۳ و ٤) و برای مدل هوشمند دوم در شکل‌های(۵ و ٦) نمایش داده شده است.

جدول ۵. نتایج حاصل از ارزیابی مدل‌های مختلف ANFIS برای داده‌های آزمون [16, 17]

ANFIS Model	FIS generation method	RMSE	Mean Error	Mean Absolute Relative Error	Correlation Coefficient(R)
(1)	Subtractive clustering	1.449	2.49E-02	0.2302	0.877
	FCM	1.383	2.48E-02	0.2305	0.883
(2)	Subtractive clustering	2.145	-4.6E-02	0.3289	0.888
	FCM	2.197	7.71E-03	0.3215	0.885

Table 5. Results of evaluating different ANFIS models for test data [16, 17]

شکل ۳. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و مقادیر واقعی (مدل هوشمند (۱)– روش دسته‌بندی تفریقی) [16]

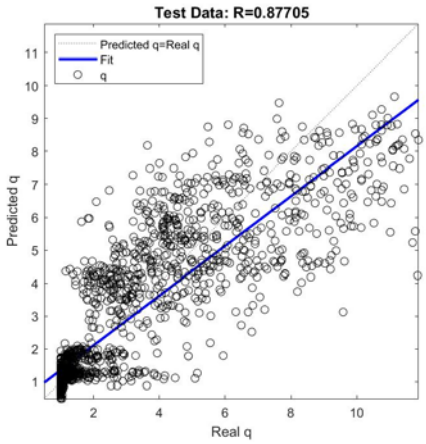


Fig. 3. Correlation between the real and predicted values (ANFIS model (1) - Subtractive clustering method) [16]

شکل ٤. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و مقادیر واقعی (مدل هوشمند (۱)– روش خوشه‌بندی) [16]

۸ Fuzzy Inference System (FIS)
۹ Subtracting clustering
۱۰ Fuzzy C-Mean clustering (FCM)
۱۱ Error
۱۲ RMSE
۱۴ AARE%
۱۵ R
۱۷ Mean Error

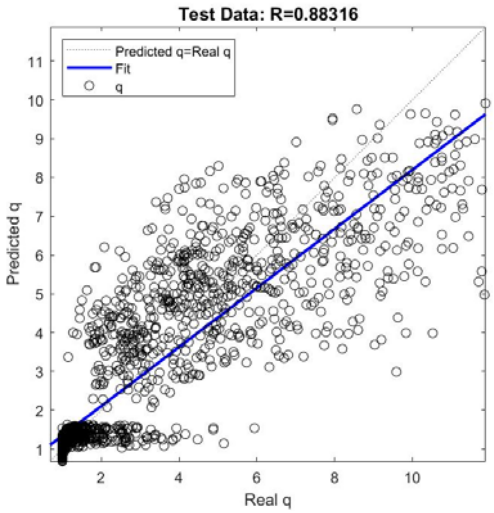


Fig. 4. Correlation between the real and predicted values (ANFIS model (1) - FCM method) [16]

٤- کاربرد روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی؛ حل نمونه کاربردی

برای بررسی طراحی لرزه‌ای ترکیبی و نشان دادن برتری‌های روش پیشنهادی نسبت به روش‌های مرسوم نیرویی بر پایه آیین نامه‌های رایج، یک نمونه کاربردی ارایه می‌شود.

شکل ٥. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و مقادیر واقعی (مدل هوشمند (۲)- روش دسته‌بندی تفریقی) [17]

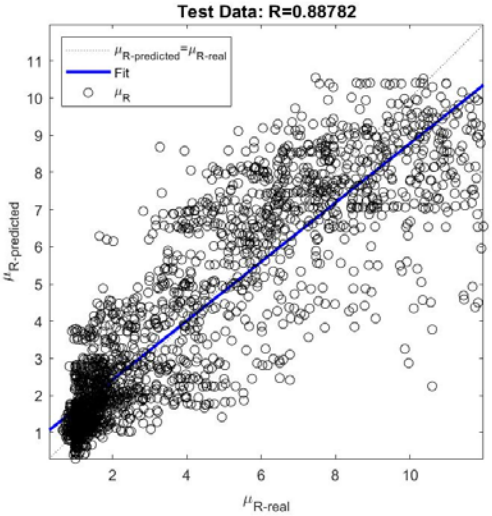


Fig. 5. Correlation between the real and predicted values (ANFIS model (2) - Subtractive clustering method) [17]

شکل ٦. همبستگی نتایج حاصل از مدل پیشنهادی و مقادیر واقعی (مدل هوشمند (۲)- روش خوشه‌بندی) [17]

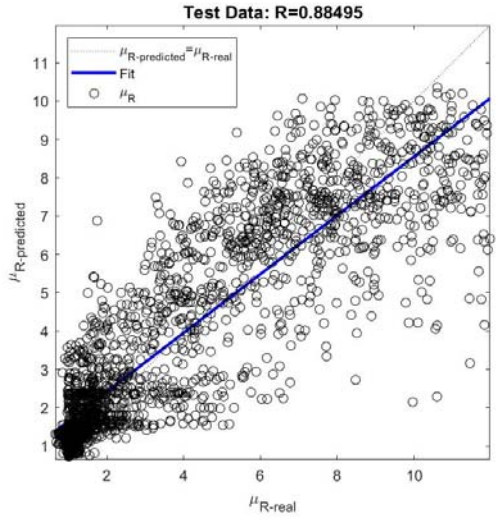


Fig. 6. Correlation between the real and predicted values (ANFIS model (2) - FCM method) [17]

٤-١- معرفی ویژگی‌های سازه‌ای و فرضیات طراحی

در این نمونه، روش رایج نیرویی و روش ترکیبی برای اعمال به روی یک قاب ۵ طبقه فولادی دارای مهاربندی واگرا ارایه می‌شود. در این سازه از فولاد با رده مصرفی ST-37 استفاده شده است. شکل (۷) نمایی از قاب مورد نظر را نشان می‌دهد. این قاب دارای ۳ دهانه و برابر با عرض دهانه ۵ متر است. ارتفاع طبقات به صورت کاملا مساوی و به مقدار ۳/۲۰ متر فرض شده است. دهانه وسط برای مقابله با بارهای جانبی وارد شده، به صورت مهاربندی واگرا پیش‌بینی شده است. تیر پیوند به طول ۱/۵ متر و در مرکز دهانه در نظر گرفته شده است. اتصالات تیرها و مهاربندها به قاب، به صورت مفصلی فرض شده است.

٤-٢- تعریف سطوح عملکردی لرزه‌ای

سطوح خطر استفاده مداوم (IO) تحت رخداد زلزله‌های مکرر (FOE)، ایمنی جانی (LS) تحت رخداد زلزله طرح (DBE) و آستانه فروریزش (CP) تحت رخداد زلزله بیشینه (MCE)، به عنوان سطوح مورد انتظار برای بررسی سازه مورد بررسی، معرفی می‌شود. زلزله‌های FOE، DBE و MCE با

درنظرگرفتن بیشینه شتاب زمین تحت DBE برابر با $PGA_{DBE}=0.36g$ همانند شکل (۸)، بر اساس طیف طرح الاستیک تیپ ۱ استاندارد یوروکد [18] برای خاک نوع B در نظر گرفته شده است. بیشینه شتاب زمین تحت FOE و MCE برابر با $0.3PGA_{DBE}$ و $1.5PGA_{DBE}$ است [9].

٤-٣- طراحی اولیه سازه

طرح اولیه سازه با استفاده از روش طراحی استاتیکی معادل، صورت پذیرفته است. بدین منظور، برای محاسبه دوره تناوب طبیعی بر اساس رابطه تجربی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [8] محاسبه شده است.

$$T_1 = 0.08H^{0.75} = 0.64(s) \qquad (۸)$$

در رابطه (۸)، H ارتفاع کل سازه، و برابر با ١٦ متر است. برای طراحی ستون‌ها از مقاطع HEB، برای تیرها از مقاطع IPE و برای طراحی مهاربندها از مقاطع دایروی TUBE استفاده شده است. نتایج طراحی اولیه سازه در جدول (٦) ارایه شده است. به علاوه ضریب رفتار طراحی سازه بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [8] برای سازه‌های مهاربندی واگرا، عدد ۷ در نظر گرفته شده است.

شکل ۷. قاب ۵ طبقه فولادی مثال

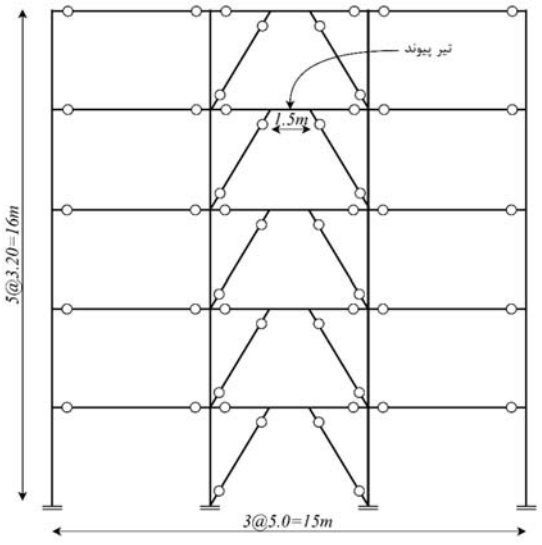


Fig. 7. 5-story steel frame example

شکل ۸. طیف طرح الاستیک یوروکد۸ [18]

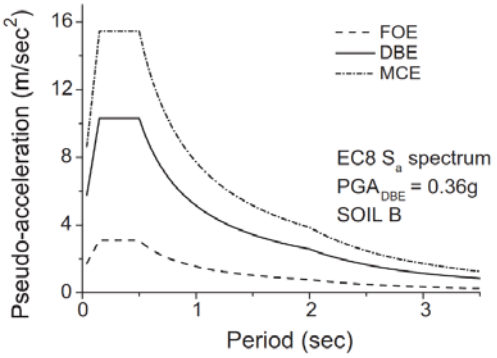


Fig. 8. Eurocode 8 elastic design spectrum [18]

جدول ٦. مقاطع اولیه طراحی سازه با استفاده از روش نیرویی

Story	Brace	Beam		Column	
		Link	Side	Middle	Side
1	D244.5x10	IPE360	IPE330	HEB260M	HEB240B
2	D244.5x10	IPE360	IPE330	HEB260M	HEB240B
3	D244.5x10	IPE360	IPE330	HEB260M	HEB240B
4	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B
5	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B

Table 6. Structural design sections using FBD method in the first design step

با مشخص شدن مقاطع اولیه، مشخصات هندسی مورد استفاده در روش ترکیبی را می‌توان محاسبه نمود. تعداد طبقات، n_s، ضریب لاغری مهاربندی‌ها، λ، نسبت سختی ستون‌ها، α، و نسبت طول تیر پیوند به کل طول تیر، η، به صورت روابط (۹ تا ۱۲) محاسبه می‌شوند.

$$n_s = 5 \qquad (۹)$$

$$\lambda = \frac{l}{\pi.r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.781 \qquad (۱۰)$$

$$\alpha = \frac{n_c.I_c.L_d}{n_d.A_d.h^3.\cos^2\theta} = 0.01429 \qquad (۱۱)$$

$$\eta = e/L = \frac{1.5}{5} = 0.3 \qquad (۱۲)$$

همچنین نسبت تغییرمکان نسبی طبقه‌ای را نیز می‌توان به صورت رابطه (۱۳) محاسبه نمود.

$$IDR_{\max}^{inel} = q \times IDR_{\max}^{inel} = 0.0224 \qquad (۱۳)$$

بر اساس سطوح پذیرش زوایای خمیری متناظر با سطوح عملکردی مورد انتظار ASCE41-13 که در جدول (۱) معرفی

شده است، متناسب با سطح عملکردی LS، مقدار زاویه خمیری ۰/۱۱ انتخاب شده است.

٤-٤- محاسبه ضریب رفتار به کمک مدل‌های پیشنهادی

مقادیر طول تیرپیوند (e)، طول کل تیر (L)، و ارتفاع طبقه (h)، به ترتیب ۱/۵۰، ۵ و ۳/۲۰ متر است. به علاوه مقدار زاویه خمیری و نسبت تغییرمکان نسبی بیشینه طبقه نیز در مرحله قبل محاسبه شده است. بدین ترتیب، با استفاده از رابطه (١٤) ضریب شکل‌پذیری تیرپیوند محاسبه می‌شود.

$$\mu_{link} = \frac{IDR_{\max}^{inel} \times L_{beam}}{\gamma_p \times e \times h} = 21.21 \qquad (١٤)$$

با در دست‌داشتن شکل‌پذیری تیرپیوند، با بهره‌گیری از مدل هوشمند اول، شکل‌پذیری کلی به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$\mu_R = 5.504 \qquad (١٥)$$

همچنین با استفاده از مدل هوشمند دوم، با منظور نمودن شکل‌پذیری کلی، ضریب رفتار جدید به صورت زیر محاسبه می‌شود.

$$q = 8.509 \qquad (١٦)$$

لازم است برای اطمینان از همگرایی نتایج، سازه مورد نظر با استفاده از ضریب رفتار جدید طراحی شود. بدین ترتیب، در طرح مجدد سازه، مقاطع طراحی به صورت جدول (۷) تغییر یافته است.

جدول۷. مقاطع طراحی سازه با استفاده از روش نیرویی در گام دوم طراحی

Story	Brace	Beam		Column	
		Link	Side	Middle	Side
1	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B
2	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B
3	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B
4	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B
5	D244.5x8	IPE360	IPE330	HEB240M	HEB240B

Table 7. Structural design sections using FBD method in the second design step

با توجه به نتایج بدست آمده، مشخصات هندسی ورودی روش ترکیبی، ضریب لاغری مهاربندی‌ها و نسبت سختی ستون‌ها به صورت زیر اصلاح می‌شوند.

$$\lambda = \frac{l}{\pi . r}\sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.7744 \qquad (١٧)$$

$$\alpha = \frac{n_c . I_c . L_d}{n_d . A_d . h^3 . \cos^2\theta} = 0.01347 \qquad (١٨)$$

بدین‌ترتیب نسبت تغییرمکان نسبی طبقاتی ۰/۰۱۸۰۲، در نتیجه شکل‌پذیری تیر پیوند ۱۷/۰۹۰۱، و به دنبال آن ضریب رفتار ٦/۳۱۲ محاسبه می‌شود.

مقایسه ضریب‌رفتار در دو مرحله قبل، نشان می‌دهد اختلاف این دو مقدار بالاتر از ۵٪ است، بنابراین مجددا روند بازبینی طراحی مشابه آنچه پیش‌تر ارایه شد، صورت پذیرفته و سرانجام در گام بعد مقدار ضریب رفتار ٦/۰۱٤ بدست می‌آید. نتایج بدست آمده در گام آخر به دلیل همگرایی خطای کمتر از ۵ درصدی ضرایب رفتار دو تکرار قبل، به عنوان نتایج نهایی انتخاب می‌شود. لازم به ذکر است طراحی صورت گرفته بر پایه روش نیرویی، می‌تواند برای هر نوع سطح عملکردی، با انجام روند تکراری تحلیل و طراحی صورت پذیرد. جدول (۸) نتایج حاصل از طراحی سازه بر پایه دو روش نیرویی و ترکیبی را با یکدیگر مقایسه نموده، که نشان‌دهنده قابلیت روش پیشنهادی در کنترل لرزه‌ای سازه مورد بررسی است.

وجود اختلاف در نتایج به دست آمده بین دو روش را می‌توان با در نظر گرفتن ضریب رفتار به صورت عدد ثابت در روش‌های نیرویی توجیه نمود. در روش ترکیبی، همان‌گونه که پیشتر ارایه شد، این مقدار تابع عوامل مختلفی چون مشخصات هندسی سازه بوده که انتظار می‌رود نتایج دقیق‌تری را حاصل نماید.

جدول ۸ مقایسه نتایج حاصل از طراحی سازه از روش نیرویی و آخرین گام روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی

		FBD			HFD		
		Brace	Beam (Side/ Link)	Column (Side/ Middle)	Brace	Beam (Side/ Link)	Column (Side/ Middle)
Sections	St.1	D244.5x10	IPE330 IPE360	HEB240B HEB260M	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M
	St. 2	D244.5x10	IPE330 IPE360	HEB240B HEB260M	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M
	St. 3	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB260M	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M
	St. 4	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M
	St. 5	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M	D244.5x8	IPE330 IPE360	HEB240B HEB240M
Structure Weight		14.122 ton			13.271 ton		
Performance Level		LS			LS		

Table 8. Comparison of the results of structural design of the force method and the last step of the HFD method

۵- نتیجه‌گیری

تأکید اصلی مقاله کاربرد مدل‌های پیشنهادی در هماهنگی آن با چهارچوب روش‌های طراحی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار است و زمینه ساز توسعه روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی است. لازم به ذکر است برای مدل‌سازی، آثار زلزله‌های نزدیک‌گسل دارای حرکات جهت‌پذیری پیشرونده در نظر گرفته‌شده است. در پایان با بررسی نتایج به دست آمده با عنایت به مدل‌های هوشمند پیشنهادی، تلفیق ویژگی‌های دو روش طراحی بر مبنای مقاومت و طراحی مستقیم بر مبنای تغییرمکان با رویکرد طراحی براساس عملکرد در قاب مهاربندی واگرای فولادی صورت می‌پذیرد. مدل‌های معرفی شده، وابسته به مشخصات هندسی قاب‌ها و شکل‌پذیری تیر پیوند می‌تواند در حوزه اعتبار فرضیات مقاله برای محاسبه ضریب رفتار سازه و شکل پذیری کلی سازه مورد استفاده قرار گیرد. با مقایسه نتایج حاصل از اعتبارسنجی روابط تجربی مورد اشاره برای محاسبه تقاضای لرزه‌ای، وابسته به شرایط هندسی و سطوح عملکردی مخصوص زلزله‌های نزدیک‌گسل پالس‌گونه دارای آثار جهت‌پذیری پیشرونده از دقت قابل قبولی برخوردار است. برتری بارز استفاده از روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی در مقایسه با روش‌های نیرویی، امکان انتخاب یک سطح عملکردی مورد انتظار است که منجر به کنترل طراحی و تخمین دقیق‌تر مقادیر پاسخ کمیت‌هایی چون μ_R ، μ_{link} و $IDR_{\max}$ می‌شود. نتایج حاصل از روش طراحی لرزه‌ای هیبریدی و روش نیرویی دارای هماهنگی بسیار خوبی با یکدیگر است. به منظور ایجاد بهترین و دقیقترین مدل، از روش‌های دسته‌بندی تفریقی و خوشه‌بندی فازی استفاده شده است. براساس نتایج، مدل ایجاد شده براساس خوشه‌بندی فازی، نتایج دقیق‌تری نسبت به مدل دیگر ارایه می‌دهد.

٦- تعارض منافع

نویسندگان اعلام می‌کنند که هیچ نوع تعارض منافعی وجود ندارد.

۷- منابع

[1] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Drift and ductility estimates in regular steel MRF subjected to ordinary ground motions: a design-oriented approach," *Earthquake Spectra,* vol. 24, no. 2, pp. 431-451, 2008.

[2] T. L. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Seismic response of plane steel MRF with setbacks: estimation of inelastic deformation demands," *Journal of Constructional Steel Research,* vol. 64, no. 6, pp. 644-654, 2008.

[3] T. L. Karavasilis, N. Makris, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Dimensional response analysis of multistory regular steel MRF subjected to pulselike earthquake ground motions," *Journal of structural engineering,* vol. 136, no. 8, pp. 921-932, 2010.

[4] A. Tzimas, T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "A hybrid force/displacement seismic design method for steel building frames," *Engineering Structures,* vol. 56, pp. 1452-1463, 2013.

[5] A. I. Dimopoulos, N. Bazeos, and D. E. Beskos, "Seismic yield displacements of plane moment resisting and x-braced steel frames," *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* vol. 41, pp. 128-140, 2012.

[6] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "A New Empirical Correlation for Estimation of EBF Steel Frame Behavior Factor under Near-Fault Earthquakes Using the Genetic Algorithm," *Journal of Engineering,* vol. 2020, 2020.

[7] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "The Effects of Period and Nonlinearity on Energy Demands of MDOF and E-SDOF Systems under Pulse-Type Near-Fault Earthquake Records," *Scientia Iranica,* 2020.

[8] S. No, "2800," (in Persian), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings,* vol. 3, 2005.

[9] 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.

[10] 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.
[11] F. De Luca, I. Iervolino, and E. Cosenza, "Un-scaled, scaled, adjusted and artificial spectral matching accelerograms: displacement-and energy-based assessment," *Proceedings of XIII ANIDIS,"L'ingegneria Sismica in Italia", Bologna, Italy,* 2009.
[12] J. Hancock, "The influence of duration and the selection and scaling of accelerograms in engineering design and assessment," Imperial College London (University of London), 2006.
[13] 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.
[14] T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "A hybrid force/displacement seismic design method for plane steel frames," in *Proceedings of 1st European conference on earthquake engineering and seismology (1st ECEES), Geneva, Switzerland*, 2006, pp. 3-8.
[15] 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.
[16] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "An intelligent Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System to Estimate the Behavior factor of EBF steel frames under Pulse-type Near-fault Earthquakes," (in en), *Sharif Journal of Civil Engineering,* 2021, doi: 10.24200/j30.2020.55782.2775.
[17] S. A. Razavi, N. Siahpolo, and M. Mahdavi Adeli, "Application of Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System for Estimating the Global Ductility of EBF steel frames under Pulse-type Near-fault Earthquakes," *Modares Civil Engineering journal,* vol. 20, no. 6, pp. 0-0, 2020.
[18] B.Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," *Part,* vol. 1, pp. 1998-1, 2005.

Application of Adaptive Neural-Fuzzy Intelligent Models in Extension of Hybrid Force/Displacement Seismic Design method for EBF Regular Structures, subjected to Near-fault Earthquakes

Seyed Abdonnabi Razavi[1], Navid Siahpolo[2,*], Mehdi Mahdavi Adeli[3]

1 Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran
2 Department of Civil Engineering, Institute for higher education ACECR, Khouzestan, Iran
3 Department of Civil Engineering, Shoushtar Branch, Islamic Azad University, Shoushtar, Iran

*** siahpolo@acecr.ac.ir**

Abstract

Due to the significant advantages of the performance-based seismic design method, such as the possibility of determining the possible damage and financial and human losses of residents and neighbors of the structure, this method has been widely welcomed. However, since this method requires more sophisticated analysis than conventional force methods, sometimes the simple force method is preferred by some professional engineers. The main purpose of this article is to combine the two methods of force-based and performance-based and to develop a hybrid method in order to use the advantages of both methods.in this regard, frames with 3, 6, 9, 12, 15 and 20 story with 3 bays with a width of 5 meters have been considered. The length of the link beam is defined as another parameter affecting the response, 1, 1.75 and 2.50 meters. The studied models have been developed by designing the method of load and resistance factor design method, for 3 performance levels of immediate occupancy, life safety and collapse prevention, as well as the first occurrence of the plastic joint. The final models are analyzed under 20 pulse-type near-fault records using time history analysis. To generate the expected database, 12,960 time history analyzes were performed based on an incremental dynamic analysis platform. In this regard, a unique frame is continuously and repeatedly affected by a single accelerometer by multiplying the accelerometer by an *SF* coefficient. In each iteration, the maximum displacement in the frame is compared to the target range of ASCE41-13 code. The analysis operation is continued until the expected numbers are reached and then stopped. For each of the frames, 4 different acceptance levels are defined to consider different performance levels. Finally, using the genetic algorithm, the corresponding experimental relationships are presented to determine the behavior factor, local and global ductility. The proposed relationships are influenced by geometric characteristics such as the number of stories, the stiffness ratio of the columns, the slenderness of the braces, the length of the beam and the ductility levels. The first ambiguous issue that has been less mentioned in previous research is the use of near-fault field records in the development of a hybrid functional seismic design method. After generating 12960 data from an innovative time history analysis, two intelligent adaptive neural-fuzzy models have been used to calculate the coefficient of behavior and ductility of the structure. In order to create the best and most accurate model, *Fuzzy C-Mean clustering (FCM)* and *Subtracting clustering* methods have been used. Based on the results, the model created based on *Subtracting clustering* provides more accurate results than the other model. The results of hybrid seismic design in comparison with the force method and equivalent time history show the acceptable accuracy of the method introduced in the field of hypotheses. The obvious advantage of using a hybrid seismic design method compared to force methods is the possibility of selecting an expected performance level, which leads to design control and more accurate estimation of response values of quantities such as global ductility, local ductility, inter-story drift.

Keywords: Hybrid Force/Displacement Design, Time History Analysis, Seismic demand, Pulse-type near-fault earthquake, Adaptive Neuro-Fuzzy Inference System