

Extension of Hybrid Force/Displacement Seismic Design (HFD) for Eccentric Braced Frames under Near-Fault Earthquakes

Seyed Abdonnabi Razavi¹, Navid Siahpolo^{2*}, Mehdi Mahdavi Adeli³

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

ABSTRACT

The computational complexity of performance based seismic design methods makes most engineers prioritize the use of simpler force-based methods. Having a practical relationship between force and performance methods can solve this challenge. The hybrid force/displacement method has the advantages of the design method based on the performance and computational ease of force design methods. In this research, 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. 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 results of the hybrid force/displacement seismic design of structures outside the range of the defined database, in comparison with the force methods, show the accuracy of this method in estimating the seismic needs of divergent bracing frames.

ARTICLE INFO

Receive Date: 27 August 2021

Revise Date: 26 October 2021

Accept Date: 09 November 2021

Keywords:

Hybrid Force/Displacement Design

Time History Analysis

Seismic demand

Pulse-type near-fault earthquake

Genetic algorithm

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://doi.org/10.22065/jsce.2021.301703.2548>

*Corresponding author: Navid Siahpolo

Email address: Siahpolo@acecr.ac.ir

برای قاب‌های مهاربندی شده واگرای توسعه روش طراحی لرزه‌ای عملکردی ترکیبی منظم تحت اثر زلزله حوزه نزدیک گسل

سیدعبدالنبی رضوی^۱، نوید سیاه‌پلو^{۲*}، مهدی مهدوی عادل^۳

۱- گروه مهندسی عمران، واحد آبادان، دانشگاه آزاد اسلامی، آبادان، ایران

۲- گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی خوزستان، اهواز، ایران

۳- گروه مهندسی عمران، واحد شوشتر، دانشگاه آزاد اسلامی، شوشتر، ایران

چکیده

پیچیدگی محاسباتی روش‌های طراحی لرزه‌ای عملکردی باعث می‌شود اغلب مهندسیین استفاده از روش‌های ساده‌تر نیرویی را در اولویت قرار دهند. وجود یک ارتباط کاربردی بین روش‌های نیرویی و عملکردی می‌تواند رافع این چالش باشد. روش ترکیبی از نقاط قوت روش طراحی بر مبنای عملکرد و سهولت محاسباتی روش‌های طراحی نیرویی برخوردار است. در این مقاله، قاب‌هایی با تعداد ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه با تعداد ۳ دهانه به عرض ۵ متر در نظر گرفته شده است. طول تیرپیوند به‌عنوان یکی دیگر از پارامترهای مؤثر بر پاسخ، به میزان ۱، ۱/۷۵ و ۲/۵۰ متر تعریف شده است. مدل‌های مورد بررسی پس از طراحی به روش کاهش بار و افزایش مقاومت، برای ۳ سطح عملکردی استفاده بی‌وقفه، ایمنی جانی و آستانه فروریزش و نیز اولین رخداد مفصل خمیری، توسعه داده شده‌اند. مدل‌های نهایی تحت ۲۰ رکورد نزدیک گسل دارای خصوصیات پالس‌گونه پیشرونده بکمک تحلیل تاریخچه زمانی تحلیل شده‌اند. در نهایت با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، رابطه‌های تجربی متناظر برای تعیین ضرایب رفتار، شکل پذیری تیر پیوند و شکل پذیری کلی ارائه شده است. بعلاوه یک فلوجارت جهت طراحی لرزه‌ای قاب‌های واگرا به کمک روابط تجربی استحصال شده، ارائه شده است. نهایتاً جزییات روش طراحی معرفی شده، با حل یک مثال کاربردی ارائه شده است. نتایج حاصل از طراحی لرزه‌ای ترکیبی سازه‌های خارج از محدوده بانک داده‌ی تعریف شده، در مقایسه با روش‌های نیرویی، نشان از دقت این روش در تخمین نیازهای لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا دارد.

کلمات کلیدی: روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی، تحلیل تاریخچه زمانی، نیاز لرزه‌ای، زلزله نزدیک گسل، الگوریتم ژنتیک

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	https://doi.org/10.22065/jsce.2021.301703.2548	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.301703.2548	۱۴۰۱/۱۲/۲۹	۱۴۰۰/۰۸/۱۸	۱۴۰۰/۰۸/۱۸	۱۴۰۰/۰۸/۰۴	۱۴۰۰/۰۶/۰۵
				*نویسنده مسئول:		
				پست الکترونیکی:		
				نوید سیاه پلو		
				siahpolo@acecr.ac.ir		

۱- مقدمه

بیان رفتار اجزای سازه‌ای از طریق تک پارامتر مقاومت (مقاومت تسلیم یا مقاومت نهایی بسته به روش طراحی) به هیچ وجه قانع کننده نیست. در واقع چنین برخوردی با مساله تعیین ظرفیت، کوچکترین دیدی از رفتار واقعی سازه در اختیار طراح قرار نمی‌دهد. پارامترهایی همچون شکل پذیری، جابجایی نسبی کل، جابجایی نسبی بین طبقه‌ای و انرژی، در تعیین قابلیت اعتماد سازه‌ها و تبیین عملکرد مورد انتظار آن‌ها در زمین لرزه بکار می‌رود که در روش مقاومت مورد بررسی قرار نمی‌گیرند. در اثر وقوع زلزله‌های شدید، خسارات قابل ملاحظه‌ای به سبب رفتار غیرالاستیک سازه‌ها به آنها وارد می‌شود، چرا که با توجه به منحنی نیرو-تغییر مکان، سازه در اثر وقوع زلزله‌های شدید، پس از گذر از محدوده الاستیک وارد محدوده غیرالاستیک می‌شود و در این ناحیه تغییرات مقاومت ناچیز بوده و تغییر شکل‌های خمیری که ارتباط نزدیکی با خسارت دارند، حاکم می‌شوند.

در روش طراحی بر اساس عملکرد^۱، عملکرد غیرخطی اجزای سازه مورد بررسی قرار می‌گیرد به همین علت نسبت به روش نیرویی می‌تواند رفتار واقعی تری را در صورت وقوع یک زمین لرزه مشخص، بدست آورد. استانداردهای اولیه عملکردی بر نگرانی‌های اساسی زمینفغان به ترتیب خسارت مستقیم شامل هزینه خرابی و تعمیرات، مدت زمان تعطیلی فعالیت‌ها به جهت تعمیرات، خسارت غیرمستقیم در اثر عدم امکان استفاده از ساختمان و صدمات و خسارت جانی ساکنین و مجاورین ساختمان تمرکز کرده‌اند [۱].

دستورالعمل‌های رایج در طراحی بر اساس عملکرد دو روش مختلف در پایه طراحی ساختمان‌های جدید بر مبنای تغییر مکان پیشنهاد می‌نمایند که به ترتیب با روش طراحی بر اساس تغییر مکان مستقیم^۲ و روش طراحی بر اساس تغییر مکان برابر^۳ نام گذاری می‌شوند [۲، ۳]. روش طراحی مستقیم مبتنی بر تغییر مکان یکی از روشهای طراحی بر اساس عملکرد بوده و مبنای آن بر اساس فرض تئوری سازه یک درجه آزادی جایگزین است و در این روش طراح می‌تواند با مهندسی معکوس بر محدودیتهای ذاتی روش نیرو چیره شود. این روش را می‌توان به عنوان جایگزین روش‌های نیرویی^۴ در نظر گرفت. مهم‌ترین نقطه ضعف این روش‌ها اینکه تنها برای ساختمان‌های قابی شکل منظم کاربرد دارند و بر اساس نتایج حاصل از سازه تک درجه آزاد معادل خطی و غیرخطی پایه‌ریزی شده‌اند. این تکنیک نمی‌تواند به درستی تفاوت اساسی در پاسخ سیستم‌های جانبی مختلف را تشخیص داده و برای محدود ساختن خسارت‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای تنها از محدودیت جابجایی نسبی استفاده می‌کند. نکته قابل ذکر این است که عمده مطالعاتی که برای برقراری رابطه بین نسبت جابجایی نسبی بین طبقه ای IDR_{max} و حداکثر تغییر مکان سازه $U_{r,max}$ انجام گرفته است، در حوزه پاسخ ارتجاعی تعریف شده [۳-۷] و تنها تعداد کمی از آن‌ها به محدوده پاسخ غیرارتجاعی توجه داشته‌اند [۸-۱۰].

شاید مهم‌ترین عامل اهمیت بحث روی طرح لرزه‌ای بر اساس عملکرد، چگونگی ابتکار عمل در توسعه‌ی فرآیندهایی برای افزایش استفاده از این روش باشد. تاریخچه جداسازی پایه، که حدود ۲۰ سال طول کشید تا از مرحله فکر به اجرا درآید، مثال 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. تحقیقات 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 تقاضاهای تغییرشکلی مانند تغییر شکل بام، حداکثر جابجایی نسبی و شکل پذیری، سازه را برای سطوح عملکردی مورد انتظار طراحی نمایند. چنین روابطی غالباً به هندسه ی قاب، تعداد دهانه قاب، تعداد طبقات و زمان تناوب اصلی سازه وابسته است. روشی که بر پایه‌ی کاربرد این روابط و دریافت پاسخ‌های عملکردی با استفاده از تحلیل‌های ساده‌ی ارتجاعی استوار است، روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی^۵ نامیده می‌شود.

^۱ . Performance Based Design (PBD)

^۲ . Direct Displacement Based Design (DDBD)

^۳ . Equal Displacement Based Design (EDBD)

^۴ . Force-Based Design (FBD)

^۵ . Hybrid Force/Displacement Design (HFD)

این روش اولین بار توسط کاراواسیلیس و همکاران معرفی گردید [۱۱]. 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 را محاسبه می‌گردد. نتایج تحقیق ایشان نشان می‌دهد که برای یک ضریب کاهش مقاومت معین، روابط پیشنهادی می‌توانند تخمین قابل قبولی از تقاضای جابجایی نسبی و شکل‌پذیری (کلی و محلی) را به همراه داشته باشند. 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. در انتها روابط پیشنهادی برای تحلیل سریع قاب فولادی ۹ طبقه پروژه SAC بکار گرفته شد. این قاب دارای طول دهانه بزرگ‌تری نسبت به قاب‌هایی است که کاراواسیلیس و همکاران در استخراج روابط استفاده کرده‌اند. بعلاوه ۱۰ زلزله از مجموع ۳۰ زلزله به نحوی مقیاس‌سازی شدند که ضریب کاهش مقاومت هر یک به ترتیب برای ۳ حالت مختلف q برابر با ۳، ۶ و ۹ تنظیم گردد. نتایج این بخش نیز موید توانمندی قابل قبول روابط پیشنهادی در تخمین تقاضاهای غیرخطی قاب ۹ طبقه پروژه SAC است [۱۱]. در پژوهش دیگری که بروی قاب‌های مهاربندی X و خمشی انجام شده است، تقاضای شکل‌پذیری و جابجایی نسبی به عنوان متغیرهای ورودی مورد استفاده قرار گرفته شده، همچنین از طیف پاسخ الاستیک معادل، جهت تحلیل و طراحی بهره گرفته شده است. مثال‌های واقعی ارائه شده در تحقیق زیماس و همکاران برتری روش پیشنهادی نسبت به روش‌های نیرویی معرفی شده در EC8 را ثابت می‌کند [۱۲].

در این مقاله با منظور نمودن شرایط رکوردهای نزدیک به گسل و اعمال آن بروی سازه‌های با سیستم مهاربندی واگرا، توسعه روش طراحی لرزه ای ترکیبی مورد انتظار است. اگرچه اخیراً روابط مذکور برای سیستم‌های قاب خمشی و مهاربندی‌های همگرا تولید شده‌اند، با توجه به اهمیت و مزایای معماری سازه‌های با قاب مهاربندی واگرا، توسعه روابط روش ترکیبی برای قاب‌های مهاربندی واگرا که پیش از این مورد مطالعه محققین قرار نگرفته است پایه ریز تبیین موضوع مقاله حاضر شده است. همچنین اگرچه روش مزبور برای زلزله‌های حوزه دور برای برخی سازه‌ها توسعه یافته است، لیکن از آنجایی که زلزله حوزه نزدیک شامل تعداد اندکی پالس با زمان تناوب بلند بوده و در آن مولفه‌های حرکت با زمان تناوب کوتاه بر روی حرکت اصلی وجود دارد، نتایج اثر این نوع رکوردها در این مقاله نسبت به تحقیقات پیشین از این نظر متمایز است. لذا موضوع مبهم دیگری که در تحقیقات گذشته کمتر به آن اشاره شده است، استفاده از رکوردهای حوزه نزدیک-گسل در توسعه روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی می‌باشد. در محدوده نزدیک گسل معمولاً زمین لرزه‌ها به سه عامل وابسته است. این عوامل شامل مکانیسم شکست، جهت انتشار شکست نسبت به ساختگاه و تغییرمکان‌های دائمی ناشی از لغزش گسل می‌باشد. این پارامترها باعث ایجاد دو اثر به نام جهت‌پذیری شکست^۶ و اثر ضربه‌ای حرکت ماندگار زمین^۷ می‌شود که فقط تعداد اندکی از آیین‌نامه‌های لرزه‌ای اثر زلزله حوزه نزدیک را لحاظ نموده‌اند. 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. از طرفی جای خالی اثر سطوح عملکردی در روابط تجربی که اخیراً در توسعه روش ترکیبی تولید شده‌اند نیز بسیار محسوس است. در روابط تجربی ارائه شده در مقاله حاضر، اثر سه سطح عملکردی بر مبنای آیین‌نامه و یک درجه عملکردی ابداعی نیز اعمال شده است.

۲- روش تحقیق

این مقاله بر پایه‌ی قاب‌های منظم دوبعدی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر شکل گرفته است. ستون‌ها در اتصال به زمین مفصلی بوده، لیکن قادر به انتقال لنگر در طول ارتفاع خود می‌باشند، همچنین تیرها به صورت مفصلی به ستون‌ها اتصال دارند. بارهای ثقلی مرده و زنده‌ی وارده بر تیرها به ترتیب برابر با ۲۵۰۰ و ۱۰۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. به‌علاوه حد جاری شدن فولادهای مصرفی ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی متر مربع در نظر گرفته شده است. قاب‌ها برای برآورده نمودن ضوابط آیین‌نامه مبحث دهم مقررات ملی ساختمان به روش LFRD^۸ تحلیل و طراحی شده‌اند. تعداد طبقات (n_s)، ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. زمان تناوب اساسی قاب‌ها با استفاده از رابطه‌ی $T=0.08H^{0.75}$ و در نظر گرفتن H به عنوان ارتفاع کل قاب‌ها محاسبه شده است [۱۳]. همچنین مدل‌ها برای

۶ . Rupture Directivity

۷ . Fling Effect

۸ . Load and Resistance Factor Design

طول تیرهای پیوند سه گانه‌ی η برابر با $0/2$ ، $0/35$ و $0/50$ توسعه داده شده‌اند. به علاوه هر مدل با لاغری مهاربندی λ سه گانه بسط داده شده‌اند. لاغری مهاربندها با استفاده از رابطه‌ی (۱) بدست آمده‌اند.

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} \quad (1)$$

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

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

که n_c و n_d به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه می‌باشد. همچنین I_c گشتاور دوم سطح مقطع ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه بین مهاربند و تیر می‌باشد. طراحی قاب‌ها بصورتی انجام شده است که علاوه بر فراهم نمودن حداقل مقاومت مورد نیاز، از کماتش احتمالی مهاربندها جلوگیری شود. با اینحال در راستای تولید سه حالت α (نسبت سختی ستون‌ها)، طراحی اتصالات ستون‌ها دو بار دیگر با افزایش مقطع اتصال مجدداً صورت پذیرفته است. این مقادیر برای مدل‌ها با تعداد طبقات مختلف، متفاوت می‌باشد. هر دو پارامتر λ و α با تغییر در ارتفاع قاب که در نتیجه‌ی تغییر تعداد طبقات حاصل می‌گردد، تغییر می‌کنند. این مقادیر برای مقدار میانگین اسمی ارتفاع قاب‌ها محاسبه شده‌اند. مقادیر اطلاعات n_s ، α ، η و λ برای قاب‌های مختلف در جدول (۱) نمایش داده شده است. بدین ترتیب یک بانک داده‌ی پایه‌ی به میزان $162 = 3(\eta) * 3(\lambda) * 3(\alpha) * 6(n_s)$ عضو تولید می‌گردد. در ادامه کلیه تحلیل‌های تاریخچه زمانی بروی مدل‌های مورد بحث با منظور نمودن ۴ ضریب شکل‌پذیری مختلف (μ)، و ۲۰ رکورد مختلف تکرار می‌گردد. در نتیجه پاسخ‌های نهایی تحلیل‌های صورت گرفته $162 * 4 * 20 = 12960$ خواهد شد که در ادامه به تفصیل در مورد آن‌ها گزارش شده است.

با مطالعه انجام شده بر انواع رکوردهای نزدیک گسل (موازی و عمود بر گسل) 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 می‌باشند، بنابراین برای تأمین هدف مزبور، رکوردهای نزدیک گسل دارای مولفه عمود بر گسل^۹ انتخاب شده‌اند.

۱-۲- تحلیل غیرخطی مدل‌ها و تولید بانک داده

برای تولید بانک داده مورد انتظار، ۱۲۹۶۰ تحلیل تاریخچه زمانی بر پایه‌ی نوعی پلتفرم تحلیل افزاینده دینامیکی^{۱۰} در نرم‌افزار اوپنسیس^{۱۱} صورت گرفته است. در این راستا یک قاب منحصر به فرد، با ضرب شتابنگاشت در یک ضریب SF مرتباً و تکراراً تحت تأثیر یک شتاب‌نگاشت واحد، قرار می‌گیرد.

در هر تکرار، حداکثر تغییر مکان صورت گرفته در قاب با حدود پیش‌فرض استاندارد ASCE41-13 [۱۴] مورد مقایسه قرار می‌گیرد. عملیات تکرار تحلیل تا زمان نیل به اعداد مورد انتظار ادامه یافته و پس از آن متوقف می‌گردد. برای هر کدام از قاب‌ها، جهت در نظر گرفتن سطوح مختلف عملکردی، ۴ سطح پذیرش مختلف تعریف شده است.

سطوح پذیرش استاندارد ASCE 41-13 [۱۴] در باب معیار زاویه خمیری پذیرش سطوح مختلف عملکردی به صورت جدول (۲) می‌باشد. از طرفی رابطه‌ی بین زاویه چرخش خمیری (γ_i) و زاویه تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای (IDR_i) در قاب‌های مهاربندی واگرا، از رابطه‌ی (۳) قابل محاسبه می‌باشد.

$$IDR_i = \frac{\gamma_i \cdot e \cdot h}{L} \quad (3)$$

که h و L نیز به ترتیب طول تیر پیوند، ارتفاع طبقه و طول مهاربند می‌باشد. از اینرو مقادیر هدف IDR_i برای طول تیر پیوندهای مختلف متفاوت است. این سطوح پذیرش در جدول (۳) آورده شده است.

⁹ . Near Field Strike Normal (NF-SN)

¹⁰ . Incremental Dynamic Analysis (IDA)

¹¹ . OpenSEES

جدول ۱. مشخصات اولیه بانک داده جهت تحلیل تاریخچه زمانی - ادامه

Model No.	Model Name			n_s	$\eta=e/L$	λ	α			
109	N15	E1	L1	A1	15	0.2	0.27914	0.01747		
110	N15	E1	L1	A2			0.27518	0.02780		
111	N15	E1	L1	A3			0.27714	0.02232		
112	N15	E1	L2	A1			0.34643	0.03119		
113	N15	E1	L2	A2			0.34955	0.02532		
114	N15	E1	L2	A3			0.34955	0.02042		
115	N15	E1	L3	A1			0.46356	0.03712		
116	N15	E1	L3	A2			0.46747	0.03008		
117	N15	E1	L3	A3			0.46973	0.02733		
118	N15	E2	L1	A1			0.35	0.26414	0.02243	
119	N15	E2	L1	A2					0.26039	0.03568
120	N15	E2	L1	A3					0.26225	0.02865
121	N15	E2	L2	A1					0.26414	0.01617
122	N15	E2	L2	A2					0.26039	0.02573
123	N15	E2	L2	A3					0.26225	0.02066
124	N15	E2	L3	A1					0.32782	0.04003
125	N15	E2	L3	A2					0.33077	0.03250
126	N15	E2	L3	A3	0.33077	0.02621				
127	N15	E3	L1	A1	0.5	0.31227			0.08109	
128	N15	E3	L1	A2					0.31508	0.06582
129	N15	E3	L1	A3					0.31508	0.05309
130	N15	E3	L2	A1					0.25161	0.02363
131	N15	E3	L2	A2					0.24804	0.03759
132	N15	E3	L2	A3					0.24981	0.03018
133	N15	E3	L3	A1					0.31227	0.05848
134	N15	E3	L3	A2					0.31508	0.04747
135	N15	E3	L3	A3			0.31508	0.03828		
136	N20	E1	L1	A1			20	0.2	0.08446	
137	N20	E1	L1	A2					0.27518	0.13437
138	N20	E1	L1	A3					0.27714	0.10789
139	N20	E1	L2	A1					0.27914	0.04294
140	N20	E1	L2	A2					0.27518	0.06832
141	N20	E1	L2	A3					0.27714	0.05486
142	N20	E1	L3	A1					0.34643	0.04325
143	N20	E1	L3	A2					0.34955	0.03511
144	N20	E1	L3	A3	0.34955	0.02831				
145	N20	E2	L1	A1	0.35	0.26414			0.10841	
146	N20	E2	L1	A2					0.26039	0.17246
147	N20	E2	L1	A3					0.26225	0.13847
148	N20	E2	L2	A1					0.26414	0.05512
149	N20	E2	L2	A2					0.26039	0.08769
150	N20	E2	L2	A3					0.26225	0.07041
151	N20	E2	L3	A1					0.26414	0.02243
152	N20	E2	L3	A2					0.26039	0.03568
153	N20	E2	L3	A3			0.26225	0.02865		
154	N20	E3	L1	A1			0.5	0.22135	0.19794	
155	N20	E3	L1	A2					0.22276	0.14067
156	N20	E3	L1	A3					0.22419	0.11451
157	N20	E3	L2	A1					0.22135	0.10064
158	N20	E3	L2	A2					0.22276	0.07152
159	N20	E3	L2	A3					0.22419	0.05822
160	N20	E3	L3	A1					0.25161	0.03276
161	N20	E3	L3	A2					0.24804	0.05212
162	N20	E3	L3	A3	0.24981	0.04185				

جدول ۲. حدود γ_i متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [۱۴]

Performance Level	IO	LS	CP
γ_i	0.005	0.11	0.14

جدول ۳. مقادیر IDR_i هدف برای سطوح عملکردی IO, LS و CP به تفکیک طول پیوندهای سه گانه

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

بعلاوه یک سطح دیگر نیز جهت برآورده نمودن سطح شکل‌گیری نخستین مفصل پلاستیک قاب‌ها بر اساس جدول (۴) معرفی می‌گردد. اضافه می‌گردد این سطح پذیرش علاوه بر طول پیوند، به تعداد طبقات قاب نیز وابسته است.

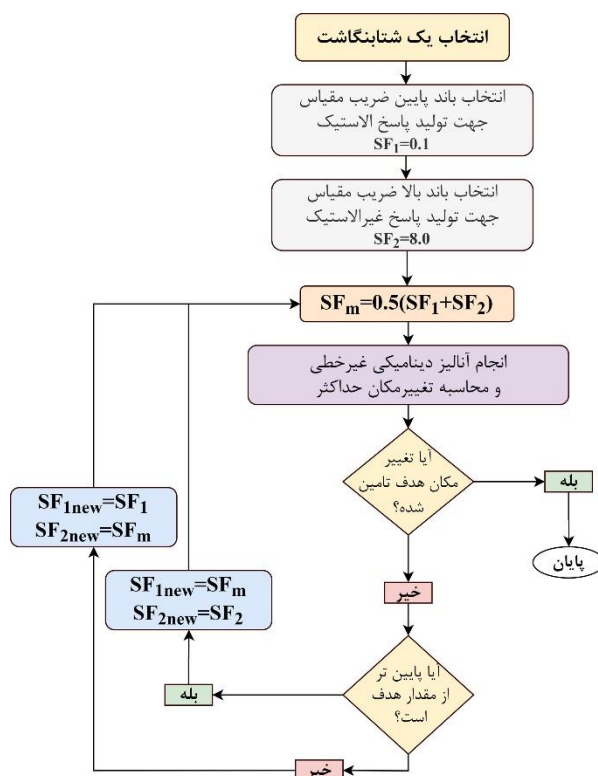
جدول ۴. مقادیر γ_i هدف برای رخداد اولین مفصل پلاستیک

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

ضریب مناسب SF به ازای یک شتابنگاشت واحد، برای یک سطح عملکردی مشخص بر اساس گام‌های زیر صورت می‌پذیرد [۱۵]:

- ۱- یک شتابنگاشت انتخاب می‌گردد.
 - ۲- باند پایین SF تعیین می‌گردد. به طور مثال می‌توان در نظر گرفت: $SF_1=0.1$
 - ۳- باند بالای SF تعیین می‌گردد. به طور مثال می‌توان جهت در نظر گرفتن خصوصیات غیرارتجاعی قاب‌ها در نظر گرفت: $SF_2=8.0$
 - ۴- میانگین ضریب مقیاس از رابطه‌ی $SF_m=0.5(SF_1+SF_2)$ بدست می‌آید.
 - ۵- ضریب مقیاس میانگین SF_m در شتابنگاشت ضرب شده و تحلیل غیرخطی صورت می‌پذیرد.
 - ۶- بررسی می‌گردد آیا سطح عملکردی انتخابی تحقق یافته است یا خیر. این کار با مقایسه‌ی زوایای چرخش تیر پیوند با معیارهای پذیرش متناسب با استاندارد برای سطوح عملکردی مختلف صورت می‌پذیرد.
 - ۷- در صورتی که پاسخ حاصله پایین‌تر از سطوح عملکردی بود، SF_{Inew} 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 مجدداً تحلیل تکرار می‌گردد.
 - ۸- عملیات فوق تا همگرایی نتایج با تیرانس ۵ درصد تکرار می‌گردد.
- این روند در فلوچارت شکل (۱) به نمایش گذاشته شده است.

از آنجایی که مقیاس نمودن شتابنگاشت‌ها، مخصوصاً در ضرایب مقیاس بالاتر از اعداد ۱۰ یا حتی ۱۲ باشد، مورد انتقاد محققین است [۱۶، ۱۷]، این نکته که نتایج بدست آمده در محدوده‌ی زلزله‌های نرمال قرار گیرد، باعث شد تا تعدادی از داده‌های بدست آمده از بانک داده بدست آمده حذف گردد. این غربالگری نهایتاً باعث گردید از بین ۱۲۹۶۰ داده‌ی خالص بانک، تعداد ۹۰۲۶ داده استفاده گردد. به ازای هر کدام از داده‌های موجود در بانک، مقادیر تغییرمکان حداکثر بام، نسبت جابجایی نسبی بین طبقه‌ای، شتاب و برش طبقات رکورد شده است.



شکل ۱. فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس

بی شک صحت سنجی مدل سازی یکی از مهم ترین و اساسی ترین گام های هر مطالعه محسوب می شود و این موضوع برای مطالعات تحلیلی و پژوهش هایی که نیازمند بانک داده گسترده ای می باشند، بیش از پیش پراهمیت خواهد بود. پروضح است که اگر فرضیات مدل سازی و برپایی مدل های تحلیلی دارای خطا باشند، نتایج مورد استفاده در بسط و توسعه یافته های تجربی نیز غیر صحیح خواهند بود؛ بنابراین در این مطالعه و به منظور صحت سنجی، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه ی فخرالدینی و همکاران [۱۸] تولید و توسعه داده شده است، با این حال نظر به اینکه این مقاله در توسعه تحقیق قبلی محققین [۱۹] ارایه شده است، تطابق نمودارهای نمایش داده شده در مرجع مزبور، گواهی دهنده دقت کافی مدل سازی در این مقاله بوده که بدلیل اختصار از ذکر مجدد آن خودداری شده است.

۲-۲- رکوردهای نزدیک گسل

بیکر با مطالعه و دسته بندی رکوردهای نزدیک گسل، پیشنهاد نمود که ابتدا نگاشت شتاب اصلی، با انجام تحلیل موجک به مجموعه ای از نگاشت های تجزیه شده تبدیل گردد. آنگاه شتاب نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به عنوان شتاب نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آنگاه از این شتاب به دست آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان دهنده زمان تناوب غالب پالس است. 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 [۲۰]. در این مقاله از بین ۹۱ رکورد نزدیک گسل پالس گونه ای که بیکر دسته بندی و معرفی نمود، ۲۰ مؤلفه عمود بر گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش رونده برای تولید و استخراج روابط پیشنهادی انتخاب گردید. برای شناسایی و به جهت اختصار به این دسته از زلزله ها عنوان NF-SN اختصاص داده شده است. بعلاوه از اثر مؤلفه قائم رکوردهای انتخابی صرف نظر شده است.

یکی از معیارهای اساسی در انتخاب شتاب نگاشت ها این موضوع است که دوره تناوب پالس غالب سرعت آن ها در محدوده دوره تناوب اصلی قاب های مورد استفاده در این مطالعه باشند. این رکوردها در جدول (۵) ارایه شده است.

۳- توسعه روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی بر مبنای نیرو و تغییر مکان

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

با توجه به توضیحات و فلوچارت شکل (۲)، ضروری است دو رابطه‌ی اساسی جهت استفاده در طراحی سازه‌های واگرا به روش ترکیبی بدست آید. 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) می‌باشد.

جدول ۵. مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده

Record No.	Earthquake Name	Year	Station Name	PGA ^a (g)	Mw ^b	R ^c (km)	T _p ^d (sec)
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. d) Pulse Period.

۳-۱- تخمین روابط مورد نیاز روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی

بر اساس تحقیق زیماس و همکاران [۲۱]، روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی برای سازه‌های فولادی قاب‌بندی شده، به تخمین تغییر مکان بیشینه (هدف) بام ($u_{r,max(d)}$) از طریق محاسبه‌ی کمینه دو مقدار تغییر مکان حداکثر بین طبقه‌ای و تغییر شکل‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای منجر می‌شود.

$$u_{r,max(d)} = \min(u_{r,max(IDR)}, u_{r,max(\mu)}) \quad (4)$$

بر پایه‌ی مقدار $u_{r,max(d)}$ ، شکل‌پذیری کلی، $\mu_{r,d}$ از طریق رابطه‌ی (۵) محاسبه می‌گردد.

$$\mu_{r,d} = \frac{u_{r,max(d)}}{u_{r,y}} \quad (5)$$

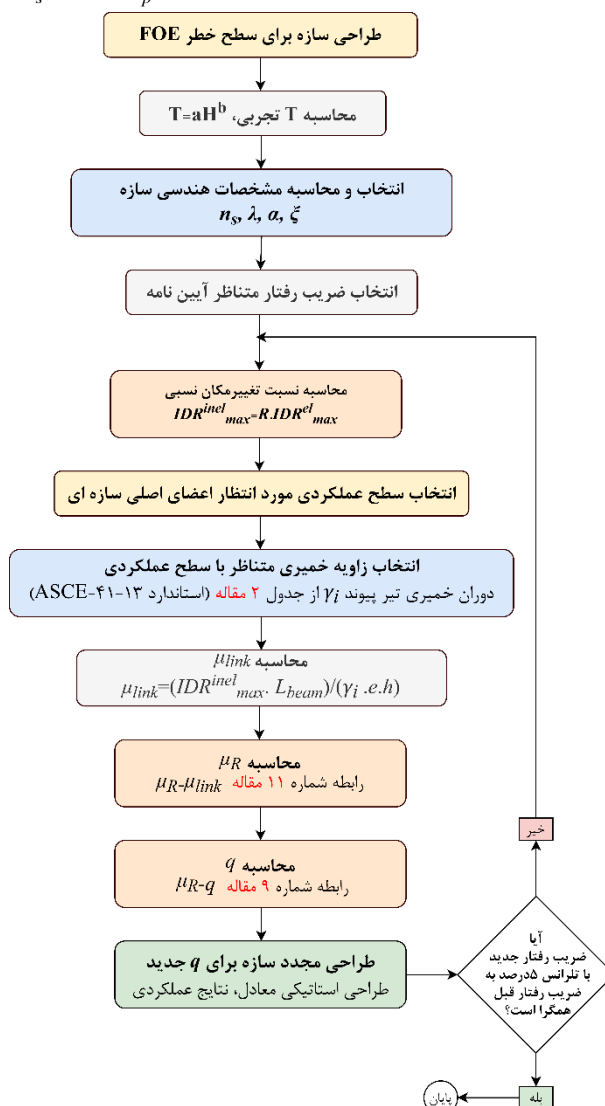
که در آن $u_{r,y}$ حداکثر تغییر مکان بام در اولین رخداد مفصل پلاستیک می‌باشد. یک تخمین اولیه از $u_{r,y}$ را می‌توان از طراحی نیرویی برای زلزله متداول بدست آورد. با منظور کردن این روابط می‌توان با استفاده از روابط تجربی مقدار ضریب رفتار را بصورت رابطه‌ی (۶) بدست آورد.

$$q = f(\mu_{r,d}) \quad (6)$$

از آنجایی که ضریب رفتار حاصله از روابط، تابعی از تغییر شکل‌های سازه‌ای و غیرسازه‌ای هدف می‌باشد، بنابراین استفاده از آن در روابط می‌تواند ضامن اعتبار روابط باشد [۱۵].

ایجاد یک بانک داده بر اساس آنچه پیشتر توضیح داده شد، زمینه ساز تولید یک رابطه‌ی تخمینی با منظور نمودن پارامترهای مورد انتظار روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی می‌باشد. بدین ترتیب کلیه مدل‌های تعریف شده بر اساس فلوجارت نشان داده شده در شکل (۱) مورد تحلیل قرار می‌گیرند. با تحلیل قاب‌های مورد بررسی و تولید بانک داده روابط تخمینی با استفاده از تحلیل‌های رگرسیون بدست آمده است. حضور اثر پارامترهای هندسی سازه در رابطه‌ای فی‌مابین q و μ_R به عنوان اولین رابطه مورد انتظار است. بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [۲۲] قالب کلی این رابطه جهت سازه‌های مهاربندی همگرا به شرح رابطه‌ی (۷) می‌باشد.

$$q = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, T_p) \quad (7)$$



شکل ۲. فلوجارت پیشنهادی استفاده از روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی در طراحی سازه‌های مهاربندی واگرا

از آنجایی که در سازه‌های مهاربندی واگرا اثر طول تیر پیوند می‌تواند تاثیر گذار باشد، از این رو پارامتر η جهت بررسی این مهم به قالب اصلی رابطه اضافه شده است. بدین ترتیب این قالب برای سازه‌های مهاربندی واگرا به شرح رابطه‌ی (۸) بازنویسی می‌گردد.

$$q = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot f(n_s, \lambda, \alpha, \eta, T_1) \quad (8)$$

بدین ترتیب رابطه‌ی زیر به عنوان قالب اصلی رابطه جهت تحلیل رگرسیون مورد استفاده قرار می‌گیرد.

$$q = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_1^{p_6} \cdot \eta^{p_7} \quad (9)$$

که در رابطه‌ی 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 می‌باشد. لازم به ذکر است اهمیت پارامترهای انتخابی جهت تولید رابطه در تحقیق زیماس و همکاران [۱۵] مورد بررسی و صحت‌سنجی قرار گرفته است. وی ثابت کرد روابط مد نظر به تعداد دهانه و مقدار پیچش تصادفی وابسته نمی‌باشند [۱۵].

مقدار ضریب رفتار (q) موجود در بانک داده، از طریق رابطه‌ی (۱۰) برای کلیه مدل‌ها بدست آمده است.

$$q = SF_t / SF_y \quad (10)$$

که در آن SF ضریب مقیاس زلزله‌ها، اندیس t ، برای مقدار هدف و اندیس y ، به عنوان تسلیم منظور می‌گردد.

از دیگر روابط مورد نیاز، رابطه‌ی بین شکل‌پذیری کلی (μ_R) و شکل‌پذیری تیر پیوند (μ_{link}) می‌باشد. قالب این رابطه بر اساس پیشنهاد کاراواسیلیس [۲۳] بصورت رابطه‌ی (۱۱) تخمین زده می‌شود.

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

که در رابطه‌ی فوق p_8 تا p_{13} ضرایب ثابت رابطه، μ_R ، شکل‌پذیری کلی، n_s ، تعداد طبقات، λ ، لاغری مهاربندها، T_1 زمان تناوب مود اول و η نسبت طول تیر پیوند به کل طول تیر می‌باشد.

۳-۲- استفاده از الگوریتم ژنتیک در تخمین پارامترهای روابط پیشنهادی

بهینه‌سازی فرآیندی است که با در نظر گرفتن اهداف و محدودیت‌های مد نظر، بهینه‌ترین حالت ممکن را پیشنهاد می‌دهد تا سیستم مورد نظر بتواند در بهینه‌ترین حالت ممکن به فعالیت ادامه دهد. روش بهینه‌سازی الگوریتم ژنتیک یکی از روش‌های نوین بهینه‌سازی است که هدف اصلی آن جستجو در علم رایانه برای یافتن راه حل تقریبی برای بهینه‌سازی مدل، ریاضی و مسائل جستجو است. الگوریتم ژنتیک نوع خاصی از الگوریتم‌های تکاملی است که از تکنیک‌های زیست‌شناسی فراگشتی مانند وراثت، جهش زیست‌شناسی برای یافتن فرمول بهینه جهت پیش‌بینی یا تطبیق الگو استفاده می‌کند. الگوریتم‌های ژنتیک اغلب گزینه خوبی برای تکنیک‌های پیش‌بینی بر مبنای رگرسیون هستند. در مدل‌سازی الگوریتم ژنتیک یک تکنیک برنامه‌نویسی است که از تکامل ژنتیکی به عنوان یک الگوی حل مسئله استفاده می‌کند. مسئله‌ای که باید حل شود دارای ورودی‌هایی می‌باشد که طی یک فرایند الگوبرداری شده از تکامل ژنتیکی به راه‌حل‌ها تبدیل می‌شود سپس راه حل‌ها به عنوان کاندیداها توسط تابع برازش یا تابع برازندگی^{۱۲} مورد ارزیابی قرار می‌گیرند و چنانچه شرط خروج مسئله فراهم شده باشد الگوریتم خاتمه می‌یابد. به‌طور کلی الگوریتم ژنتیک یک الگوریتم مبتنی بر تکرار است که اغلب بخش‌های آن به صورت فرایندهای تصادفی انتخاب می‌شوند. نظر به اقبال این روش در تولید روابط در تحقیقات پیشین [۲۴-۲۶]، در این مقاله نیز این الگوریتم در راستای تولید روابط بکار برده شده است.

دقت رابطه‌ی (۹) و (۱۱) به ثابت‌های p_1 تا p_{13} وابسته است. این ضرایب می‌بایست طوری تعیین گردد که اختلاف بین q محاسباتی و q واقعی در رابطه‌ی نخست و اختلاف بین μ_R محاسباتی و μ_R واقعی در رابطه‌ی دوم به حداقل برسد. بدین منظور از الگوریتم ژنتیک^{۱۳} که یکی از تکنیک‌های بسیار قوی تکاملی بوده و معمولاً برای حل مسایل بهینه‌سازی خطی و غیرخطی مورد استفاده قرار می‌گیرد بهره گرفته شده است. این الگوریتم با کمینه کردن تابع برازش^{۱۴} بصورت روابط (۱۲) و (۱۳)، ثابت‌های p_1 تا p_7 را بدست می‌آورد.

$$\text{Fitness Function} = \text{Mean Squared Error (MSE)} =$$

$$= \frac{\sum_{i=1}^n [q_{\text{real}} - q_{\text{predicted}}]^2}{(n-p)} = \frac{\sum_{i=1}^n \left[q_{\text{real}} - \left(1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_1^{p_6} \cdot \eta^{p_7} \right) \right]^2}{(n-p)} \quad (12)$$

12 . Fitness Function

13 . Genetic Algorithm (GA)

14 . Fitness function

Fitness Function = Mean Squared Error(MSE) =

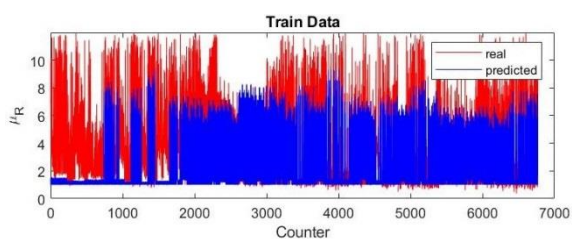
$$= \sum_{i=1}^n \left[\mu_{R,real} - \mu_{R,predicted} \right]^2 / (n-p) = \sum_{i=1}^n \left[\mu_{R,real} - \left(1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_1^{p_6} \cdot \xi^{p_7} \right) \right]^2 / (n-p) \quad (13)$$

در رابطه‌ی (۱۲) q_{real} و $q_{predicted}$ و در رابطه‌ی (۱۳) $\mu_{R,predicted}$ و $\mu_{R,real}$ به ترتیب مقادیر ضرایب رفتار واقعی و تخمینی رابطه می‌باشند. همچنین n تعداد مقادیر داده و p مقادیر آزادی مرتبط با داده‌ها است، در نتیجه $n-p$ ، نماینده‌ی درجه آزادی رابطه می‌باشد. برای تخمین ضرایب، ۹۰۲۶ داده مورد آزمایش در الگوریتم ژنتیک، انتخاب شدند. مقدار بهینه‌ی پارامترهای الگوریتم ژنتیک، می‌تواند با رسم مقادیر تابع برازش در مقابل مقادیر واقعی بدست آید. ضرایب p_1 تا p_{13} به عنوان بردارهایی در راستای انگیزش کارایی الگوریتم تعریف شده‌اند. همچنین یک تابع ترکیبی جهت پیدا کردن کمینه‌ی تابع برای کلیه‌ی پارامترها مورد استفاده قرار گرفته شده است. به این فرآیند بهینه‌سازی غیرخطی نیز اطلاق می‌شود. الگوریتم ژنتیک با تکرار فرآیند نقطه‌ی کمینه‌ی خطا را برای کلیه‌ی ضرایب بدست می‌آورد. پس از اتمام مراحل ضرایب مورد انتظار بدست آمده است. پس از اتمام محاسبات، مقادیر q بدست آمده برای آزمون و سنجش داده‌ها توسط رابطه‌ی MSE مورد استفاده قرار گرفت. پس از تکرار الگوریتم، ضرایب مشخص گردید. نتایج نهایی ضرایب در جدول (۶) نشان داده شده است.

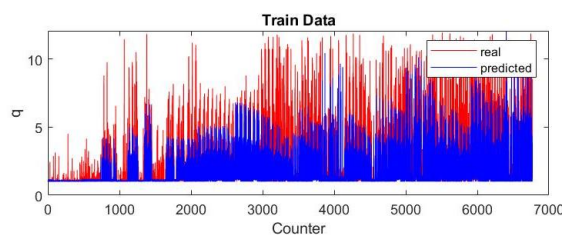
شکل (۳) مقادیر پیشنهادی و واقعی q و شکل (۴) مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R را در داده‌های آموزش نشان می‌دهد. بعلاوه همبستگی روابط پیشنهادی (۹) و (۱۰) نیز در دو شکل (۵) و (۶) نشان داده شده که هر دو شکل موید تطابق مناسب بین مقادیر واقعی و پیشنهادی است.

جدول ۶. ضرایب رابطه (۹) و (۱۰) از نتایج الگوریتم ژنتیک

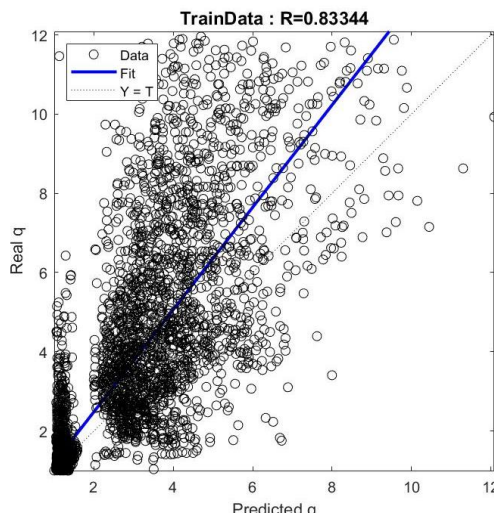
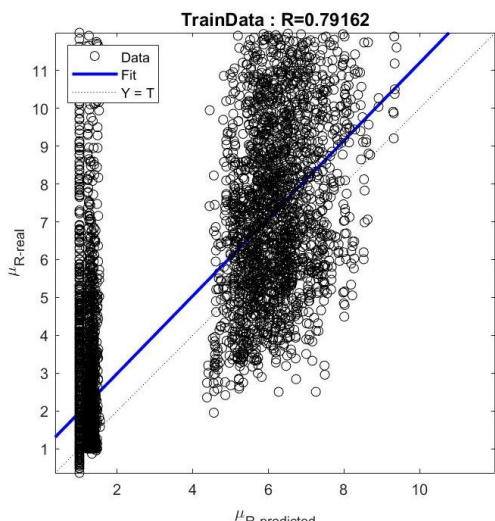
Constant	$q = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_1^{p_6} \cdot \xi^{p_7}$
p1	0.561349689
p2	1.3968
p3	0.378876627
p4	-0.566266172
p5	0.145324743
p6	-0.447411206
p7	-0.130890499
$\mu_R = 1 + p_8 \cdot (\mu_{link} - 1)^{p_9} \cdot n_s^{p_{10}} \cdot \lambda^{p_{11}} \cdot T_1^{p_{12}} \cdot \xi^{p_{13}}$	
p8	0.618125832
p9	1.1471
p10	-0.652882691
p11	-1.119130588
p12	0.045307763
p13	0.550529974



شکل ۴. مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R در داده‌های آموزش



شکل ۳. مقادیر پیشنهادی و واقعی q در داده‌های آموزش

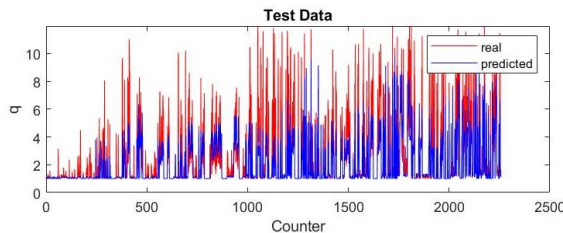
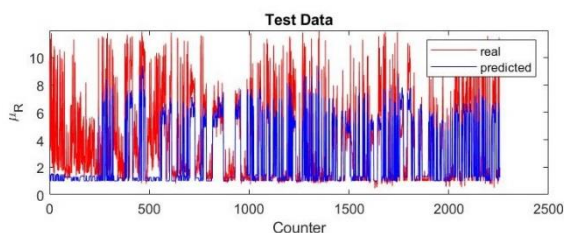


شکل ۶. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی μ_R بر اساس داده‌های آموزش

شکل ۵. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی q بر اساس داده‌های آموزش

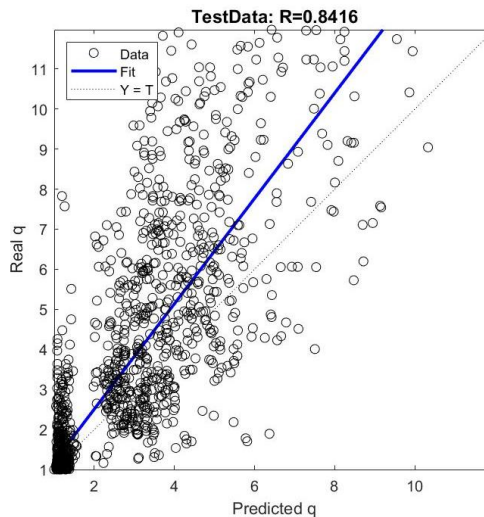
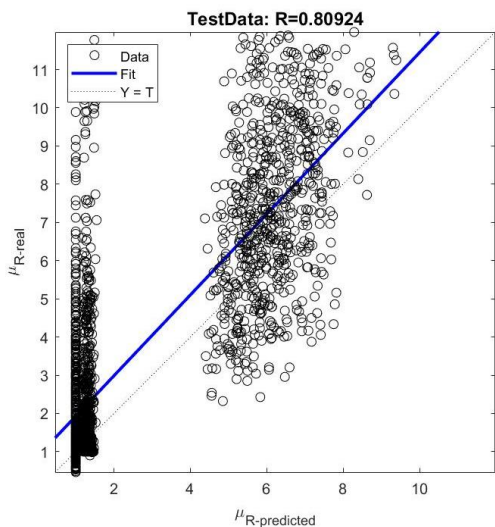
۳-۳- اعتبارسنجی روابط

جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی، فرمولاسیون بدست آمده بوسیله ۲۲۵۷ داده آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. شکل‌های (۷) و (۸) مقادیر پیشنهادی و واقعی q و μ_R در داده‌های آزمون را نمایش می‌دهد. همچنین همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی q و μ_R بر اساس داده‌های آزمون در شکل‌های (۹) تا (۱۰) نشان داده شده است.



شکل ۸. مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R در داده‌های آزمون

شکل ۷. مقادیر پیشنهادی و واقعی q در داده‌های آزمون



شکل ۱۰. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی μ_R بر اساس داده‌های آزمون

شکل ۹. همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی q بر اساس داده‌های آزمون

۴- کاربرد روش طراحی لرزه ای ترکیبی؛ حل مثال کاربردی

جهت بررسی طراحی لرزه ای ترکیبی و نشان دادن برتری های روش پیشنهادی نسبت به روش های مرسوم نیرویی بر پایه آیین نامه های رایج، یک مثال کاربردی ارائه می گردد.

۴-۱- معرفی خصوصیات سازه ای و فرضیات طراحی

در این مثال، روش رایج نیرویی و روش ترکیبی جهت اعمال بروی یک قاب ۵ طبقه فولادی دارای مهاربندی واگرا ارائه می گردد. در این سازه از فولاد با رده ی مصرفی ST-37 استفاده شده است. شکل (۱۱) نمایی از قاب مورد نظر را نشان می دهد. این قاب دارای ۳ دهانه و برابر با عرض دهانه ی ۵ متر می باشد. ارتفاع طبقات بصورت کاملاً مساوی و به مقدار ۳/۲۰ متر فرض شده است. دهانه وسط جهت مقابله با بارهای جانبی وارده، بصورت مهاربندی واگرا پیش بینی شده است. تیر پیوند به طول ۱/۵ متر و در مرکز دهانه در نظر گرفته شده است. اتصالات تیرها و مهاربندها به قاب، بصورت مفصلی فرض شده است.

۴-۲- تعریف سطوح عملکردی لرزه ای

سطوح خطر استفاده بی وقفه (IO) تحت رخداد زلزله های مکرر (FOE)، ایمنی جانی (LS) تحت رخداد زلزله طرح (DBE) و آستانه ی فروریزش (CP) تحت رخداد زلزله ی بیشینه (MCE)، به عنوان سطوح مورد انتظار جهت بررسی سازه مورد بررسی، معرفی می گردند. زلزله های FOE، DBE و MCE با در نظر گرفتن بیشینه شتاب زمین تحت DBE برابر با $PGA_{DBE}=0.36g$ همانند شکل (۱۲)، بر اساس طیف طرح الاستیک تیپ ۱ استاندارد یوروکد [۲۷] برای خاک نوع B در نظر گرفته شده است. بیشینه شتاب زمین تحت FOE و MCE برابر با $0.3PGA_{DBE}$ و $1.5PGA_{DBE}$ می باشد [۱۴].

۴-۳- طراحی اولیه ی سازه

طرح اولیه ی سازه بر مبنای زلزله ی FOE، صورت می پذیرد. بدین منظور، جهت محاسبه ی دوره تناوب طبیعی بر اساس رابطه تجربی استاندارد ۲۸۰۰ ویرایش چهارم [۱۳] محاسبه شده است.

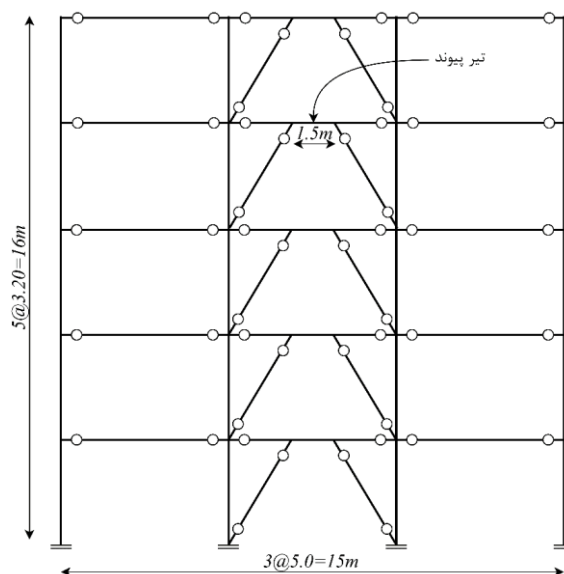
$$T_1 = 0.08H^{0.75} = 0.64(s) \quad (14)$$

در رابطه (۱۴)، H ارتفاع کل سازه، و برابر با ۱۶ متر می باشد. جهت طراحی ستون ها از مقاطع HEB، برای تیرها از مقاطع IPE و جهت طراحی مهاربندها از مقاطع دایروی TUBE استفاده شده است. نتایج طراحی اولیه سازه در جدول (۷) ارائه شده است. بعلاوه ضریب رفتار طراحی سازه بر مبنای ویرایش چهارم استاندارد ۲۸۰۰ [۱۳] برای سازه های مهاربندی واگرا، عدد ۷ در نظر گرفته شده است.

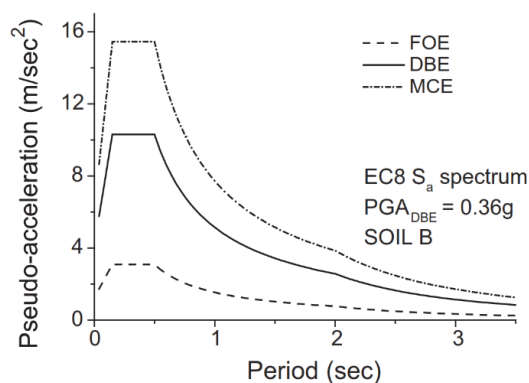
جدول ۷. مقاطع اولیه طراحی سازه با استفاده از روش نیرویی

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

با مشخص شدن مقاطع اولیه، مشخصات هندسی مورد استفاده در روش ترکیبی را می توان محاسبه نمود. تعداد طبقات، n_s ، ضریب لاغری مهاربندی ها، λ ، نسبت سختی ستون ها، α ، و نسبت طول تیر پیوند به کل طول تیر، η ، بصورت روابط (۱۵) تا (۱۸) محاسبه می گردند.



شکل ۱۱. قاب ۵ طبقه فولادی مثال



شکل ۱۲. طیف طرح الاستیک یوروکد ۸ [۲۷]

$$n_s = 5 \quad (15)$$

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.781 \quad (16)$$

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.01429 \quad (17)$$

$$\eta = e / L = \frac{1.5}{5} = 0.3 \quad (18)$$

همچنین نسبت تغییر مکان نسبی طبقاتی را نیز می‌توان بصورت رابطه‌ی (۱۹) محاسبه نمود.

$$IDR_{max}^{inel} = q \times IDR_{max}^{inel} = 0.0224 \quad (19)$$

بر اساس سطوح پذیرش زوایای خمیری متناظر با سطوح عملکردی مورد انتظار ASCE41-13 که در جدول (۲) معرفی شده است، متناسب با سطح عملکردی L_1 مقدار زاویه خمیری ۰/۱۱ انتخاب شده است.

۴-۴- محاسبه ی ضریب رفتار به کمک روابط پیشنهادی روش طراحی لرزه ای ترکیبی

مقادیر طول تیر پیوند (e)، طول کل تیر (L)، و ارتفاع طبقه (h)، به ترتیب $۱/۵۰$ ، ۵ و $۳/۲۰$ متر می باشد. به علاوه مقدار زاویه خمیری و نسبت تغییر مکان نسبی بیشینه طبقه نیز در مرحله قبل محاسبه شده است. بدین ترتیب، با استفاده از رابطه (۲۰) ضریب شکل-پذیری تیر پیوند محاسبه می گردد.

$$\mu_{link} = \frac{IDR_{max}^{inel} \times L_{beam}}{\gamma_p \times e \times h} = 21.21 \quad (20)$$

با در دست داشتن شکل پذیری تیر پیوند، با بهره گیری از رابطه ی پیشنهادی (۱۱)، شکل پذیری کلی بصورت زیر محاسبه می گردد.

$$\mu_R = 1 + p_8 \cdot (\mu_{link} - 1)^{p_9} \cdot n_s^{p_{10}} \cdot \lambda^{p_{11}} \cdot T_1^{p_{12}} \cdot \xi^{p_{13}} = 5.527 \quad (21)$$

همچنین با استفاده از رابطه ی پیشنهادی (۹)، با منظور نمودن شکل پذیری کلی، ضریب رفتار جدید بصورت زیر محاسبه می گردد.

$$q = 1 + p_1 \cdot (\mu_R - 1)^{p_2} \cdot n_s^{p_3} \cdot \lambda^{p_4} \cdot \alpha^{p_5} \cdot T_1^{p_6} \cdot \xi^{p_7} = 8.551 \quad (22)$$

لازم است جهت اطمینان از همگرایی نتایج، سازه مورد نظر با استفاده از ضریب رفتار جدید طراحی شود. بدین ترتیب، در طرح مجدد سازه، مقاطع طراحی بصورت جدول (۸) تغییر یافته است.

جدول ۸. 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

با توجه به نتایج بدست آمده، مشخصات هندسی ورودی روش ترکیبی، ضریب لاغری مهاربندی ها و نسبت سختی ستون ها بصورت زیر اصلاح می گردند.

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.7744 \quad (23)$$

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.01347 \quad (24)$$

بدین ترتیب نسبت تغییر مکان نسبی طبقاتی $۰/۰۱۷۹۵$ ، در نتیجه شکل پذیری تیر پیوند $۱۷/۰۰۲۸$ ، و متعاقباً ضریب رفتار $۶/۲۴۴$ محاسبه می گردد.

مقایسه ی ضریب رفتار در دو مرحله ی قبل، نشان می دهد اختلاف این دو مقدار بالاتر از ۵% است، بنابراین مجدداً روند بازبینی طراحی مشابه آنچه پیش تر ارائه شد، صورت پذیرفته و نهایتاً در گام بعد مقدار ضریب رفتار $۶/۰۰۵$ بدست می آید. نتایج بدست آمده در گام آخر بدلیل همگرایی خطای $۳/۹$ درصدی ضرایب رفتار دو تکرار قبل، بعنوان نتایج نهایی انتخاب می گردد. لازم به ذکر است طراحی صورت گرفته بر پایه ی روش نیرویی، می تواند برای هر نوع سطح عملکردی، با انجام روند تکراری تحلیل و طراحی در نرم افزار ایتبس^{۱۵} برای زلزله ی FOE صورت پذیرد. جدول (۹) نتایج حاصل از طراحی سازه بر پایه دو روش نیرویی و ترکیبی را با یکدیگر مقایسه نموده، که نشان دهنده ی قابلیت روش پیشنهادی در کنترل لرزه ای سازه مورد بررسی می باشد.

وجود اختلاف در نتایج حاصله بین دو روش را می توان با در نظر گرفتن ضریب رفتار بصورت عدد ثابت در روش های نیرویی توجیه نمود. در روش ترکیبی، همانطور پیشتر ارائه شد، این مقدار تابع عوامل مختلفی چون مشخصات هندسی سازه بوده که انتظار می رود نتایج دقیق تری را حاصل نماید.

¹⁵ . ETABS

جدول ۹. مقایسه نتایج حاصل از طراحی سازه از روش نیرویی و آخرین گام روش HFD

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

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

۵- نتیجه‌گیری

با توجه به نتایج عددی به‌دست‌آمده از آنالیز ۱۶۲ قاب مورد مطالعه، ۴ سطح شکل‌پذیری هدف مختلف، تحت ۲۰ زمین‌لرزه‌ی نزدیک-گسل پالس‌گونه دارای اثرات جهت‌پذیری یک بانک داده شامل ۱۲۹۶۰ عضو تولید شده است. از این میان، داده‌هایی که به واسطه‌ی ناپایداری مدل، مقادیر ضریب رفتار بیشتر از ۱۲ را رکورد کرده اند از بانک داده خارج و نهایتاً از میان ۱۲۹۶۰ عضو اولیه، تعداد ۹۰۲۶ داده مورد قبول قرار گرفت. فرضیات انجام‌شده در انجام آنالیزهای مذکور شامل فرض نسبت کرنش سختی معادل ۳ درصد، فرض میرایی معادل ۵ درصد با تنش تسلیم اسمی معادل ۲۴۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع و با احتساب اثرات P- Δ بوده است.

با عنایت به حضور تعداد قابل توجهی داده حاصله از تحلیل‌های غیرخطی با شرایط متنوع، روابطی از رگرسیون داده‌های مزبور بدست آمده است. بطور نمونه شکل‌پذیری بام (μ_R) و ضریب رفتار سازه (q)، در قالب یک رابطه، با استفاده از پارامترهای هندسی سازه مرتبط می‌شوند. همچنین شکل‌پذیری تیرپیوند (μ_{link}) نیز از طریق شکل‌پذیری کلی (μ_R) و دیگر خصوصیات هندسی سازه به‌یکدیگر مرتبط شده‌اند. بدین منظور ابتدا قالب اصلی روابط در حضور ضرایبی چون p_1 تا p_7 انتخاب شده و سپس با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، ضرایب مزبور بهینه‌سازی شده و روابط نهایی بدست آمدند. بهینه‌سازی روابط به نحوی صورت گرفته تا بهترین مقادیر p_1 تا p_7 که باعث کمینه شدن تابع خطا می‌گردند از رابطه‌ی مذکور به‌دست آیند. مشکل اصلی در آن است که می‌بایست برای پارامترهای p_1 تا p_7 مناسب‌ترین اعداد یا روابط را به نحوی تعیین نمود تا در کنار کمینه کردن مقدار خطا (و نزدیک‌تر شدن مقدار تابع به مقدار حاصل از آنالیز) تابع نهایی، شکل ساده و قابل استفاده‌ی خود را از دست ندهد. به همین منظور سعی گردید هر یک از ضرایب، به صورت عددی مقداردهی شوند. یافتن این ضرایب مستلزم حل عددی یک مسئله بهینه‌سازی چند متغیره غیرخطی است. این روش‌ها با استفاده از یک نقطه‌ی شروع و با توجه به مقدار گرادیان تابع در هر مرحله، گام‌هایی را جهت نزدیک‌تر شدن مرحله‌به‌مرحله به کمینه تابع خطا تولید می‌کند که با چندین بار سعی و خطا و انتخاب مناسب نقطه شروع و نیز انتخاب طول گام‌ها، می‌توان برای هر رابطه به جواب موردنظر دست یافت. از بررسی ضرایب، با در نظر گرفتن وابستگی جواب‌های به‌دست‌آمده از آنالیزها به پارامترهای پیش‌فرض، وابستگی‌هایی میان نقطه ماکزیمم منحنی، شیب اولیه و نقطه شروع شیب منحنی با پارامترهای تحلیلی، شکل‌پذیری هدف و دوره تناوب تشخیص داده شد. برای این منظور و برای یافتن مناسب‌ترین شکل تابع برای هر ضریب، ضوابطی با شکل‌های مختلف امتحان شد و نهایتاً بهترین و درعین‌حال ساده‌ترین رابطه معین گردید.

لازم به ذکر است روابط پیشنهادی برای هر ضریب تنها در حوزه فرضیات انجام شده در این مقاله قابل کاربرد است و استفاده از آن‌ها در سایر موارد، توصیه نمی‌شود. بعلاوه برای مدل‌سازی، اثرات زلزله‌های نزدیک‌گسل دارای حرکات جهت‌پذیری پیشرونده در نظر گرفته شده است. در نهایت با بررسی نتایج به دست آمده از بخش‌های مختلف نکات زیر قابل ارائه می‌باشند:

۱. بر پایه‌ی روابط تولیدی از بانک داده، و اعتبار سنجی روابط تولیدی، نتایج طرح سازه بوسیله‌ی روابط حاصله از اعتبار قابل قبولی برخوردار است. بدین ترتیب جهت طراحی عملکردی قاب‌های مهاربندی واگرا می‌توان با استفاده از یک طراحی استاتیکی معادل، و بهره‌گیری از روابط پیشنهادی، نتایج سطوح عملکردی دریافت نمود.
۲. با عنایت به روابط تجربی حاصله، تلفیق ویژگی‌های دو روش طراحی بر مبنای مقاومت و طراحی مستقیم بر مبنای تغییر مکان با رویکرد طراحی براساس عملکرد در قاب مهاربندی واگرای فولادی صورت می‌پذیرد.
۳. روابط معرفی شده، وابسته به مشخصات هندسی قاب‌ها و شکل‌پذیری تیر پیوند می‌تواند در حوزه اعتبار فرضیات مقاله برای محاسبه ضریب رفتار سازه و شکل‌پذیری کلی سازه مورد استفاده قرار گیرد.
۴. با مقایسه‌ی نتایج حاصل از اعتبارسنجی روابط تجربی مورد اشاره برای محاسبه تقاضای لرزه‌ای، وابسته به شرایط هندسی و سطوح عملکردی مخصوص زلزله‌های نزدیک‌گسل پالس‌گونه دارای اثرات جهت‌پذیری پیشرونده از دقت قابل قبولی برخوردار است.
۵. برتری بارز استفاده از روش طراحی لرزه‌ای ترکیبی 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} می‌گردد. نتایج حاصل از روش‌های طراحی لرزه‌ای ترکیبی و نیرویی دارای انطباق بسیار خوبی به یکدیگر بود.
۶. ضریب همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی q و μ_R حاصل از داده‌های آزمون در الگوریتم ژنتیک $84/16$ و $80/92$ درصد بوده که نشان از دقت فوق العاده خوب و همبستگی بالا داده‌های واقعی و تخمینی است.

۶- منابع

- [1] M. Zameeruddin and K. K. Sangle, "Review on Recent developments in the performance-based seismic design of reinforced concrete structures," in *Structures*, 2016, vol. 6: Elsevier, pp. 119-133.
- [2] M. Gerami and D. Abdollahzadeh, "Estimation of forward directivity effect on design spectra in near field of fault," *Journal of Basic and Applied Scientific Research*, vol. 2, no. 9, pp. 8670-8686, 2012.
- [3] S. Loeding, M. J. Kowalsky, and M. N. Priestley, *Direct displacement-based design of reinforced concrete building frames* (no. 8). Division of Structural Engineering, University of California, San Diego, 1998.
- [4] S. Akkar, U. Yazgan, and P. Gülkan, "Drift estimates in frame buildings subjected to near-fault ground motions," *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, no. 7, pp. 1014-1024, 2005.
- [5] E. Miranda, "Site-dependent strength-reduction factors," *Journal of Structural Engineering*, vol. 119, no. 12, pp. 3503-3519, 1993.
- [6] E. Miranda, "Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings," *Journal of Structural Engineering*, vol. 125, no. 4, pp. 417-425, 1999.
- [7] E. Miranda and C. J. Reyes, "Approximate lateral drift demands in multistory buildings with nonuniform stiffness," *Journal of Structural Engineering*, vol. 128, no. 7, pp. 840-849, 2002.
- [8] F. Daneshjoo and M. Gerami, "Higher mode effects on seismic behavior of MDOF steel moment resisting frames," *Journal of Seismology and Earthquake Engineering*, vol. 5, no. 3, pp. 41-54, 2003.
- [9] T. Karavasilis, N. Bazeos, and D. Beskos, "Maximum displacement profiles for the performance based seismic design of plane steel moment resisting frames," *Engineering Structures*, vol. 28, no. 1, pp. 9-22, 2006.
- [10] R. A. Medina and H. Krawinkler, "Evaluation of drift demands for the seismic performance assessment of frames," *Journal of Structural Engineering*, vol. 131, no. 7, pp. 1003-1013, 2005.

- [11] 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.
- [12] 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.
- [13] Standard. No, "2800 "Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings"," *Third Revision, Building and Housing Research Center, Tehran*, 2005.
- [14] 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.
- [15] 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.
- [16] 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.
- [17] 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.
- [18] A. Fakhreddini, S. Hamed, and M. J. Fadaee, "Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames," *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, vol. 18, no. 2, pp. 379-393, 2019.
- [19] 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.
- [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] 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.
- [22] 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.
- [23] 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.
- [24] J. Akbari and M. S. Ayubirad, "Seismic optimum design of steel structures using gradient-based and genetic algorithm methods," *International Journal of Civil Engineering*, vol. 15, no. 2, pp. 135-148, 2017.
- [25] H. S. Park and C. W. Sung, "Optimization of steel structures using distributed simulated annealing algorithm on a cluster of personal computers," *Computers & structures*, vol. 80, no. 14-15, pp. 1305-1316, 2002.
- [26] M.-B. Prendes-Gero, A. Bello-García, J.-J. del Coz-Díaz, F.-J. Suárez-Domínguez, and P.-J. G. Nieto, "Optimization of steel structures with one genetic algorithm according to three international building codes," *Revista de la Construcción. Journal of Construction*, vol. 17, no. 1, pp. 47-59, 2018.
- [27] B. Standard, "Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance," *Part*, vol. 1, pp. 1998-1, 2005.