

توسعه روابط حاصل از الگوریتم ژنتیک در برآورد شکل پذیری کلی سازه فولادی با مهاربندی واگرا تحت زلزله‌های حوزه نزدیک گسل پالس گونه

سیدعبدالنبی رضوی*

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

نوید سیاه پلو

گروه مهندسی عمران، موسسه آموزش عالی جهاددانشگاهی، خوزستان، ایران

مهدی مهدوی عادل

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

محمد بهمنی

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

سیدافشین محبی

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

بهرام بری

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

razavi@iauabadan.ac.ir

تاریخ دریافت: ۱۳۹۹/۱۲/۱۲ تاریخ پذیرش نهایی: ۱۴۰۰/۰۳/۲۰

چکیده:

شکل پذیری سازه قابلیت تحمل تغییر شکل‌های فرا ارتجاعی سازه بدون افت قابل ملاحظه در مقاومت می‌باشد. بررسی نتایج زلزله‌های گذشته و خسارات وارده به سازه‌ها، شکل پذیری و تامین آن در سازه را به موضوعی پراهمیت تبدیل می‌کند. در این مقاله در راستای ارزیابی شکل پذیری سازه در سازه‌های با مهاربندی واگرا، قاب‌هایی با تعداد ۳، ۶، ۹، ۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. تعداد دهانه قاب‌های بررسی شده ۳ دهانه با عرض ۵ متر می‌باشد. طول تیر پیوند به‌عنوان یکی دیگر از پارامترهای مؤثر بر پاسخ، به میزان ۱، ۱/۷۵ و ۲/۵۰ متر تعریف شده است. سپس یک بانک داده‌ی وسیع متشکل از ۱۲۹۶۰ داده با منظور نمودن ۳ تپ سختی ستون و ۳ درجه لاغری مهاربندی تولید و طراحی شده و در برابر ۲۰ زلزله نزدیک گسل پالس گونه برای ۴ سطح عملکردی مختلف تحلیل شدند. در نهایت با بهره‌گیری از الگوریتم ژنتیک، رابطه‌های تجربی متناظر با ضرایب رفتار، شکل پذیری تیر پیوند و شکل پذیری کلی ارائه شده است. روابط پیشنهادی تحت تاثیر مشخصات هندسی همچون تعداد طبقات، نسبت سختی ستون‌ها، لاغری مهاربندها، طول تیر پیوند و سطوح شکل پذیری می‌باشند. نتایج حاصل از طراحی لرزه‌ای بکمک روابط پیشنهادی بروی سازه‌های خارج از رنج بانک داده‌ی تعریف شده، در مقایسه با روش‌های نیرویی، نشان از دقت این روش در تخمین نیازهای لرزه‌ای قاب‌های مهاربندی واگرا دارد.

کلید واژگان: الگوریتم ژنتیک، شکل پذیری کلی، سیستم مهاربندی واگرا، زلزله نزدیک گسل پالس گونه، سطح عملکرد

۱- مقدمه

در مجاورت گسل‌های فعال، حرکت زمین به شدت متأثر از مکانیسم گسلش، راستا و جهت پارگی گسل با توجه به سایت (به طور مثال جهت پذیری پیش‌رونده) و تغییر شکل استاتیکی ماندگار در محل گسلش است که به عنوان اثرات پرتابی یا حرکت پرتابه‌ای شناخته می‌شود؛ بنابراین پارامترهای زلزله نزدیک گسل باعث می‌شود که مقدار قابل توجهی انرژی پارگی گسل، به شکل یک تحریک پالس‌گونه با پریود بلند نمایان گردد (لازم به ذکر است که اثرات جهت پذیری پس‌رونده فاقد ماهیت پالس‌گونه است). این موضوع از مهم‌ترین وجوه تمایز زلزله‌های حوزه‌ی نزدیک و دور از گسل می‌باشد. حرکت زمین دارای چنین ماهیت پالس‌گونه است که غالباً در ابتدای شتاب‌نگاشت نمایان شده و تمایل دارد که بخش پریود بلند طیف پاسخ شتاب را افزایش دهد. در این حالت سازه مقدار قابل توجهی انرژی زلزله را با تعداد اندکی اغتشاش با دامنه بزرگ مستهلک نموده و نیازهای قابل توجهی بر سازه تحمیل می‌شود. در نتیجه خطر ایجاد شکست ترد در المان‌های سازه با جزئیات اجرایی ضعیف تقویت می‌گردد. تأثیرات تعیین‌کننده چنین پدیده‌ای در خلال زلزله ارزکان در سال ۱۹۹۲، لاندروز در سال ۱۹۹۲، نورث‌ریج در سال ۱۹۹۴، کوبه در سال ۱۹۹۵، کوچابلی در سال ۱۹۹۹، دیوز و چی-چی تایوان مشاهده گردید.

هال و همکاران^۱ نشان دادند که تغییر مکان ایجاد شده در اثر پالس زلزله نزدیک گسل، نیازهای لرزه‌ای قابل توجهی را بر سازه تحمیل نمود [۱]. کراوینکلر و همکاران^۲ 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 [۲]. از طرفی اثرات این ماهیت پالسی بر رفتار خطی و غیرخطی سیستم یک‌درجه آزاد^۳ نیز مورد توجه محققین مختلف بوده است [۳]. رابطه بین ویژگی‌های زلزله و انرژی ورودی حاصل از پالس سرعت با دوره تناوب بلند که یا به طور 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 اثرات مخرب زلزله‌های نزدیک گسل بر ساختمان‌های مهندسی ساز محسوب گردد. گرامی و همکاران^۴، با بررسی قاب‌های خمشی فولادی در برابر زلزله نزدیک گسل با سرعت پالس بیشتر از ۰/۷۰ ثانیه، نشان دادند که اثر جهت پذیری پیش‌رونده^۵ شکل پذیری کلی و محلی را به ترتیب در حدود ۱/۸-۲/۶ و ۳/۵-۱/۲ برابر افزایش می‌دهد [۴]. همچنین مشایخی و همکاران^۶ نشان دادند که تغییر مکان نسبی بین طبقه‌ای در طبقات فوقانی سازه‌های فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل دارای اثر جهت پذیری پیش‌رونده حدود ۳۰ تا ۵۰ درصد بیشتر از زلزله‌های دور از گسل می‌باشد [۵]. از طرفی استفاده از الگوریتم‌های مختلف بهینه‌سازی از جمله الگوریتم ژنتیک، الگوریتم پرندگان، الگوریتم chaos، الگوریتم ازدحام ذرات، الگوریتم سیستم ذرات باردار، الگوریتم قبیله مصنوعی^۷، الگوریتم خفاش^۸

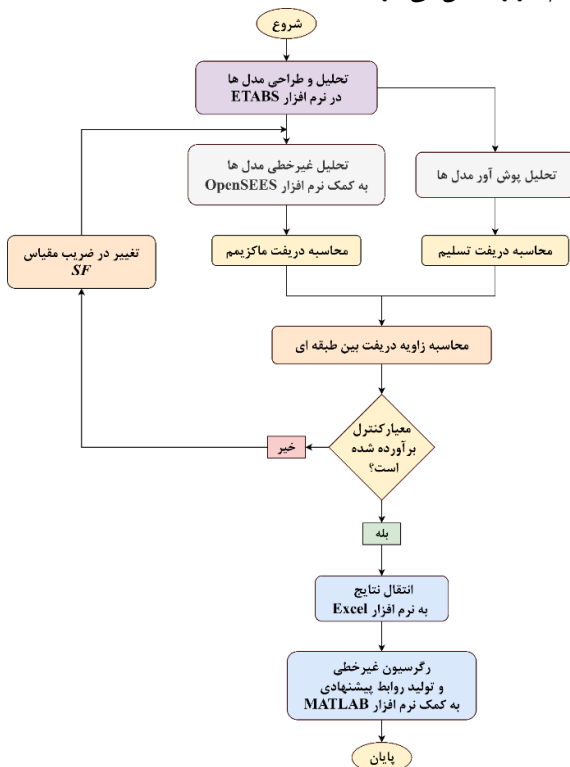
الگوریتم جستجوی سیستم شارژ شده^۹ جهت بهینه‌سازی روابط محاسباتی مورد توجه قرار گرفته است. تحقیقات ارزشمندی پیرامون بهبود و اثربخشی روابط محاسباتی با استفاده از الگوریتم ژنتیک صورت گرفته است. رندس^{۱۰} و همکاران توانایی الگوریتم‌های ژنتیک را در مقایسه با سه استاندارد مختلف ساختمانی (اسپانیایی، اروپایی و آمریکایی) ارزیابی کردند. نتایج نشان داد استانداردهای آمریکایی سازه‌های سنگین‌تری و استانداردهای اروپایی سازه‌های سبک‌تری را طراحی می‌کنند [۶]. در یک مطالعه دیگر، الگوریتم ژنتیک برای بهینه‌سازی طراحی خرپای فولادی تحت بارگذاری نقطه به کار گرفته شده است. الگوریتم ژنتیک مزبور در نرم‌افزار Matlab توسعه داده شده است. خرپای بهینه‌سازی شده با استفاده از الگوریتم ژنتیک، در راستای مقایسه و درصد کاهش وزن پاسخ، تحت بارهای وارده، مورد آنالیز و طراحی قرار گرفته است. نتایج نشان‌دهنده وزن اولیه‌ی ۵۹۷۰ کیلوگرمی خرپا در مقابل وزن ۳۱۴۷ کیلوگرمی خرپای بهینه‌سازی شده با الگوریتم ژنتیک بوده که نشان از کاهش حدود ۵۲ درصدی وزن سازه می‌باشد [۷].

پیش از این، یک رابطه‌ی ساده و کاربردی بر پایه‌ی مشخصات هندسی قاب و بر اساس یک مطالعه‌ی پارامتریک بروی ۱۶۲ قاب واکرای مجزا در ۴ سطح عملکردی مختلف تحت ۲۰ زلزله‌ی نزدیک گسل برای تخمین ضریب رفتار سازه‌های مهاربندی واکرا توسط نویسندگان ارائه شده است [۸]. مشخصات هندسی در نظر گرفته شده، شامل تعداد طبقات، لاغری مهاربندها، سختی ستون‌ها و نسبت طول پیوند به کل طول تیر می‌باشد. بدین بانک داده گسترده‌ای حاصل از مطالعه تعداد قابل توجهی قاب‌های صفحه‌ای با سیستم ساختمانی قاب واکرا به کمک تحلیل دینامیکی غیرخطی تهیه شد [۸]. در این مقاله که در امتداد تحقیق قبل نویسندگان صورت پذیرفته است، با توسعه روابط ارائه شده، تخمین شکل‌پذیری کلی سازه‌های فولادی دارای مهاربندی واکرا بنحویکه به کمک روابط ساده پیشنهاد شده، بتواند تخمین قابل قبولی از نیازهای تغییر شکل سازه بدون نیاز به تحلیل‌های پیچیده را به دست آورد مورد انتظار است. در راستای این مهم، از ویژگی‌های منحصر به فرد الگوریتم ژنتیک استفاده شده است. ویژگی بارز رابطه‌ی مورد انتظار این است که در عین سادگی، نتایج کاربردی جهت طراحی سازه را در اختیار طراح قرار دهد. تأکید اصلی بر معرفی روابط توانمندی است که بر پایه تحلیل‌های ارتجاعی استوار، و بتوان از آن‌ها نتایج تحلیل‌های عملکردی بدست آورد. یکی از دیگر انگیزه‌های اصلی این مقاله، کمبود مطالعات کافی در خصوص اثر زلزله نزدیک گسل بر رفتار لرزه‌ای سازه‌ها است.

6 Mashayekhi et al.
7 Artificial Tribe Algorithm
8 Bat Algorithm
9 Charged System Search
10 Prendes-gero et al.

1. Hall et al.
2 Krawinkler et al.
3 Single Degree of Freedom (SDOF)
4 Gerami et al.
5 Forward directivity

میانگین‌گیری ساده از این دو مقدار، ضریب مقیاس SF_m حاصل شده است. این ضریب در زلزله‌ی انتخابی ضرب شده و تحلیل تاریخیچه زمانی صورت گرفته است. از مقایسه مقدار تغییر مکان حداکثر نسبی طبقات و حدود مندرج در جدول فوق اینکه آیا حدود مزبور تامین شده است یا خیر مشخص می‌گردد. بسته به شرایط میانگین‌گیری به سمت بالا یا پایین چندین بار تکرار شده تا شرایط مطلوب تامین گردد. در نهایت نتایج حاصل از تحلیل تاریخیچه زمانی رکورد شده است. **شکل‌های (۱) و (۲)** فلوجارت‌های انجام کار را نمایان می‌سازد.



شکل ۱- فلوجارت کلی روند استخراج روابط مورد انتظار

در فلوجارت **شکل (۱)** تغییر در ضریب مقیاس زلزله انتخابی (*)

با استفاده فلوجارت اشاره شده در شکل زیر صورت می‌پذیرد. تحلیل مورد اشاره، برای تمامی ۱۶۲ مدل تحقیقی و برای ۴ سطح مشخص شکل‌پذیری و نیز تحت ۲۰ رکورد صورت می‌پذیرد. از این رو مجموعاً ۱۲۹۶۰ دسته داده تولید می‌گردد. تمامی این ۱۲۹۶۰ مدل یکبار دیگر نیز تحت آنالیز پوش‌آور قرار می‌گیرند. در این روش سازه تا ۴ درصد ارتفاع کل پوش داده شده، نمودارهای دوخطی آن ترسیم و مقادیر V_y و A_y برای آن‌ها محاسبه می‌گردد.

قاب‌ها منظم دوعبده‌ی با ارتفاع ثابت ۳ متر و طول دهانه‌ی ۵ متر و با اتصال به زمین مفصلی در نظر گرفته شده، 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. تعداد طبقات، ۳، ۶، ۹

۲- روش تحقیق

با استفاده از قابلیت‌های نرم‌افزار ایتبس^۱؛ ۱۶۲ قاب تحقیقی که در ادامه جزئیات آن ارایه شده است، طراحی گردید. با توجه به روند و فرمول‌های ارائه شده در استاندارد ۲۸۰۰ [۹] که قبلاً در فصل دوم نیز به آن‌ها اشاره گردید، پس از اتمام تحلیل خطی قاب‌ها، مقادیر نسبت سختی ستون‌ها (α) و لاغری مهاربندها (λ) از طریق **روابط (۱) و (۲)** محاسبه می‌گردد.

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

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 سختی ستون‌ها در ضریبی تحت عنوان α آورده شده است که به صورت **رابطه (۲)** محاسبه می‌گردد [۱۰].

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

که n_c و n_d به ترتیب تعداد ستون‌ها و تعداد مهاربندها در یک طبقه می‌باشد. همچنین I_c ممان اینرسی دوم ستون‌ها، h ارتفاع طبقه و θ زاویه بین مهاربند و تیر می‌باشد.

برای لحاظ نمودن ۴ تپ شکل‌پذیری مختلف در بانک داده، کلیه مدل‌ها تا رسیدن به رخداد اولین مفصل پلاستیک و ۳ سطح عملکردی متناظر با سه سطح شکل‌پذیری، تحت تحلیل تاریخیچه زمانی قرار گرفت. بدین منظور، حدود γ_i سطوح عملکردی از استاندارد ASCE-ASE-41 [۱۱] بر اساس **جدول (۱)** استخراج گردید.

جدول ۱- حدود γ_i متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [۱۱]

سطح عملکردی	IO	LS	CP
γ_i	۰/۰۰۵	۰/۱۱	۰/۱۴

با توجه به این که $\Delta_i = \frac{\gamma_i L h}{e}$ ، در نتیجه می‌توان حدود Δ_i متناظر را با توجه به مقادیر مختلف طول تیرپیوند (e) به شرح **جدول (۲)** بدست آورد.

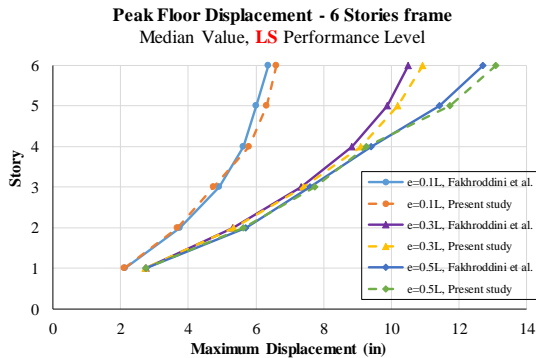
جدول ۲- حدود Δ_i متناظر با سطوح عملکردی بر اساس ASCE-ASE-41 [۱۱] برای طول پیوندهای مختلف

سطح عملکردی	IO	LS	CP
$e=1.00m$	۰/۰۰۳	۰/۰۶۶	۰/۰۸۴
$e=1.75m$	۰/۰۰۵۲۵	۰/۱۱۵۵	۰/۱۴۷
$e=2.50m$	۰/۰۰۷۵	۰/۱۶۵	۰/۲۱

جهت رسیدن به مقادیر Δ_i مدنظر جدول فوق، در ابتدا دو ضریب SF_1 و SF_2 به ترتیب برابر با ۰/۵ و ۰/۸ انتخاب شده است. سپس با

^۱. ETABS

خمشی و خمشی برای تیر پیوند می‌باشد [۱۶-۱۴]. 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 بصورت کنترل برشی-خمشی منظور می‌گردد [۱۷]. در نهایت، میانه‌ی حداکثر تغییر مکان طبقات در مقایسه با نتایج حاصل از نرم‌افزار OpenSEES در شکل (۴) نمایش داده شده است. اطلاعات تکمیلی فرضیات مدل‌سازی، نحوه معرفی المان‌های غیرخطی و جزییات صحت‌سنجی مدل‌ها از تحقیق رضوی و همکاران [۸] استفاده شده است.



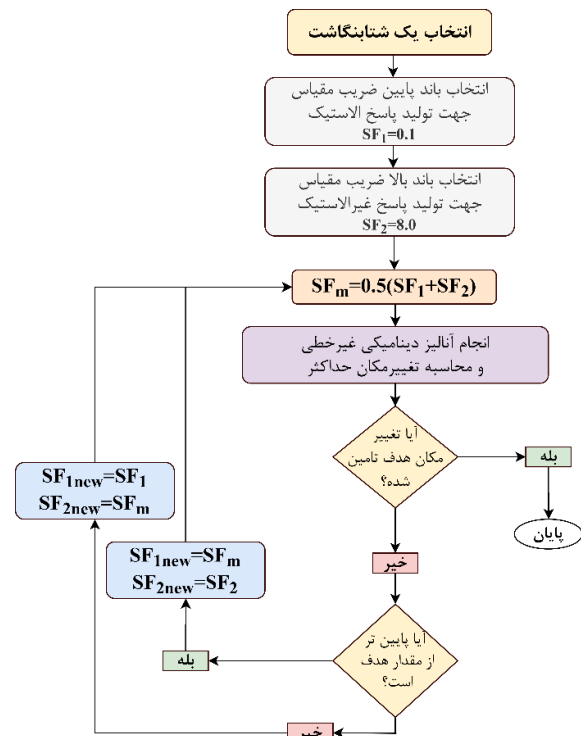
شکل ۴- صحت‌سنجی مدل ساخته‌شده تحقیق حاضر با مطالعه فخرالدینی و همکاران [۱۳]

۳- شتاب‌نگاشت‌های مورد استفاده

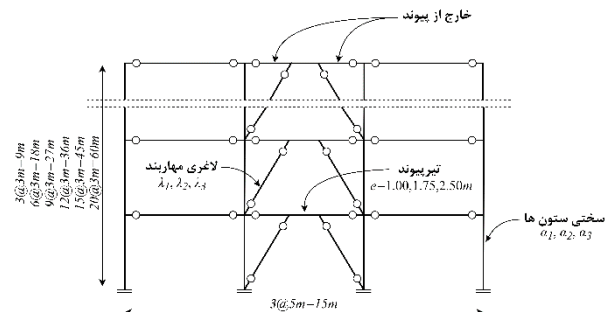
یکی از مهم‌ترین ویژگی‌های تعریف‌شده در خصوص پالس‌های نزدیک-گسل، زمان تناوب پالس سرعت است. برای تشخیص زمان تناوب پالس روش‌های مختلفی توسط محققین مختلف انجام گرفته است. دسته‌ای از کارهای انجام‌شده مؤید این موضوع است که پرپود غالب پالس را می‌تواند از طریق مشاهده نداشت سرعت محاسبه نمود. به این ترتیب که فاصله زمانی بین اولین نقطه برخورد نداشت سرعت تا دومین نقطه هم‌فاز آن را پرپود غالب پالس نام‌گذاری می‌کنند. اشکال عمده این روش این است که ممکن است با خطا همراه باشد. دسته دیگر از محققین معتقدند که برای محاسبه پرپود غالب پالس می‌توان طیف پاسخ سرعت را استخراج نموده و هر کجا پیک طیف پاسخ سرعت اتفاق افتاده است، آن نقطه متناظر با پرپود پالس است.

مطالعات بیکر نشان داد که این موضوع صحیح نیست زیرا پرپود محاسبه‌شده با این روش با پرپود به‌دست‌آمده از طریق مشاهده عینی نداشت سرعت تفاوت قابل‌توجهی داشته است [۱۸]. بیکر در مطالعه خود پیشنهاد نمود که ابتدا نداشت‌شتاب اصلی، با انجام آنالیز موجک به مجموعه‌ای از نداشت‌های تجزیه‌شده تبدیل گردد. آنگاه شتاب‌نگاشت با بیشترین ضریب تبدیل موجک به‌عنوان شتاب‌نگاشت مستخرج انتخاب گردد. آنگاه از این شتاب به‌دست‌آمده طیف پاسخ سرعت ترسیم شود. نقطه متناظر با حداکثر مقدار سرعت طیفی روی محور افقی طیف نشان‌دهنده پرپود غالب پالس است. مطالعات بیکر نشان داد که پرپود پالس محاسبه‌شده از روش پیشنهادی ایشان به‌مراتب به مقدار مشاهده‌شده در نداشت سرعت نزدیک است [۱۸].

۱۲، ۱۵ و ۲۰ طبقه در نظر گرفته شده است. نمای کلی قاب‌های مورد استفاده در شکل (۳) نشان داده شده است.



شکل ۲- فلوجارت روند تغییر در ضریب مقیاس



شکل ۳- نمای قاب‌های مورد استفاده در تحقیق

در قاب‌های مهاربندی واگرا، پاسخ غیرالاستیک تیرهای پیوند با استفاده از روش پیشنهادی توسط بوسکو^۱ و همکاران [۱۲] مدل شده است. همچنین به‌منظور صحت‌سنجی رفتار غیرخطی تیر پیوند، مدل سازه ۶ طبقه از مطالعه‌ی فخرالدینی و همکاران [۱۳] تولید و توسعه داده شده است. به ازای هر زلزله، ضریب مقیاس (SF) متناظر با سطح عملکردی ایمنی جانی (LS) بر اساس معیار ASCE 41-13 [11] با استفاده از نوعی آنالیز IDA محاسبه 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 جهت ضرب در کل طول تیر انتخاب شده است. مقادیر حاصله نماینده‌ی رفتارهای کنترل برشی، برشی

¹. Bosco

جدول ۳- مشخصات ۲۰ زلزله نزدیک گسل دارای اثرات جهت پذیری پیش‌رونده

مشخصات زلزله			نام ایستگاه	سال	نام زلزله	شماره رکورد
R ^c (km)	Mw ^b	PGA ^a (g)				
۷/۳۱	۶/۵۳	۰/۱۷۹۷۲	EC County Center FF	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۱
۰/۵۶	۶/۵۳	۰/۴۶۲۳۹۴	El Centro Array #7	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۲
۳/۸۶	۶/۵۳	۰/۴۶۷۹۶۶	El Centro Array #8	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۳
۵/۰۹	۶/۵۳	۰/۴۱۷۲۲۹	El Centro Differential 1 Array	۱۹۷۹	Imperial Valley-06	۴
۰/۵۳	۶/۱۹	۰/۸۱۳۹۷۱	Coyote Lake Dam (SW Abut)	۱۹۸۴	Morgan Hill	۵
۳/۸۸	۶/۹۳	۰/۹۴۳۹۳۵	LGPC	۱۹۸۹	Loma Prieta	۶
۲/۱۹	۷/۲۸	۰/۷۰۴۱۷۴	Lucerne	۱۹۹۲	Landers	۷
۲۳/۶۲	۷/۲۸	۰/۲۳۵۷۸۲	Yermo Fire Station	۱۹۹۲	Landers	۸
۵/۴۳	۶/۶۹	۰/۵۱۷۸۱۴	Jensen Filter Plant	۱۹۹۴	Northridge -01	۹
۵/۹۲	۶/۶۹	۰/۷۲۳۵۹۷	Newhall - Fire Sta	۱۹۹۴	Northridge -01	۱۰
۶/۵۰	۶/۶۹	۰/۸۶۹۸۰۶	Rinaldi Receiving Sta	۱۹۹۴	Northridge -01	۱۱
۵/۳۵	۶/۶۹	۰/۵۹۴۲۹۴	Sylmar - Converter Sta	۱۹۹۴	Northridge -01	۱۲
۵/۱۹	۶/۶۹	۰/۸۲۸۴۷۲	Sylmar - Converter Sta East	۱۹۹۴	Northridge -01	۱۳
۵/۳۰	۶/۶۹	۰/۷۳۲۶۰۶	Sylmar - Olive View Med FF	۱۹۹۴	Northridge -01	۱۴
۰/۹۶	۶/۹۰	۰/۸۵۴۲۶۲	KJMA	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۵
۰/۲۷	۶/۹۰	۰/۶۴۵۲۳۲	Takarazuka	۱۹۹۵	Kobe, Japan	۱۶
۱۰/۹۲	۷/۵۱	۰/۲۴۱۳۳۳	Gebze	۱۹۹۹	Kocaeli, Turkey	۱۷
۳/۷۸	۷/۶۲	۰/۲۸۶۲۱۷	TCU049	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۸
۵/۹۷	۷/۶۲	۰/۲۲۴۴۸۸	TCU053	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۱۹
۰/۳۲	۷/۶۲	۰/۵۶۴۴۷۷	TCU068	۱۹۹۹	Chi-Chi, Taiwan	۲۰

a) Peak Ground Acceleration, b) Moment Magnitude, c) Closest distance from the recording site to the ruptured area

در رابطه (۴)، n تعداد مقادیر داده و p مقادیر درجه آزادی مرتبط با داده‌ها است، در نتیجه $n-p$ ، نماینده‌ی درجه آزادی رابطه می‌باشد. برای تخمین ضرایب، داده‌های مورد آزمایش در الگوریتم ژنتیک، ۹۰۲۶ انتخاب شدند. در جدول (۴) تعداد داده‌های مورد بررسی، رنج داده‌های مورد استفاده در الگوریتم مورد بحث و میانگین هر کدام نشان داده شده است. مقادیر مورد اشاره به تفکیک داده‌های آموزش و آزمون الگوریتم ارایه شده است. در این جدول متغیرهای وابسته‌ی تحقیق، که بیشتر معرفی شده‌اند، به عنوان پارامترهای ورودی معرفی شده‌اند. مقدار بهینه‌ی پارامترهای الگوریتم ژنتیک، می‌تواند با رسم مقادیر تابع برازش در مقابل مقادیر واقعی بدست آید. ضرایب a_1 تا a_7 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. بدین منظور از نرم افزار Matlab استفاده شده و الگوریتم ژنتیک با تکرار فرآیند، نقطه‌ی کمینه‌ی خطا را برای

با توجه به توضیحات ارائه شده در این مقاله تصمیم گرفته شد که از بین ۹۱ رکورد نزدیک‌گسل پالس‌گونه ۲۰ مؤلفه عمود بر گسل دارای اثرات جهت‌پذیری پیش‌رونده برای تولید و استخراج روابط پیشنهادی انتخاب گردید. برای شناسایی و به جهت اختصار به این دسته از زلزله‌ها عنوان NF-SN اختصاص داده شده است. بعلاوه از اثر مؤلفه 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 مورد استفاده در این مطالعه باشند.

تمامی شتاب‌نگاشت‌ها از سایت PEER با PGA اولیه برداشت شده، سپس با استفاده از نرم‌افزار SeismoSignal فایل ورودی جهت استفاده در نرم‌افزار OpenSEES ایجاد شده و همپایه‌سازی شده است. بدین منظور تمامی ۱۶۲ مدل معرفی شده، تحت تاثیر ۲۰ شتاب‌نگاشت جدول (۳) با خصوصیات زلزله‌های نزدیک گسل پالس‌گونه قرار گرفته و آنالیز می‌گردند.

۴- توسعه رابطه تخمینی برای شکل‌پذیری کلی

رضوی و همکاران [۸] رابطه‌ی محاسبه‌ی ضریب رفتار، R ، برای سازه‌های مهاربندی و اگرایی فولادی تحت زلزله‌های نزدیک گسل را بصورت رابطه‌ی (۳) پیشنهاد داده‌اند:

$$q = 1 + 0.5613(\mu_R - 1)^{1.3968} n_s^{0.3788} \lambda^{-0.5662} \alpha^{0.1453} T_p^{-0.4474} \xi^{-0.1308} \quad (3)$$

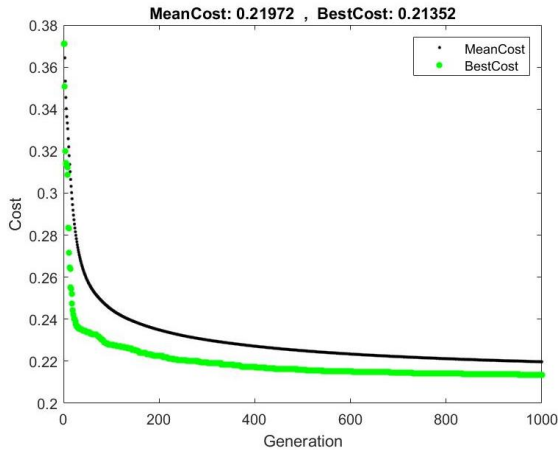
که در آن $n_s, \lambda, \alpha, T_p$ مشخصات هندسی قاب بوده که بیشتر معرفی شده‌اند و μ_R شکل‌پذیری کلی بام می‌باشد.

از طرفی شکل‌پذیری کلی بام (μ_R) را می‌توان از تقسیم تغییرمکان غیرالاستیک بام، Δ_i بر تغییرمکان تسلیم سازه، Δ_y بدست آورد که این مقادیر به ترتیب از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی و آنالیز پوس‌آور بدست می‌آیند. توسعه روابط فوق از آن جهت حائز اهمیت است که در صورت امکان برقراری ارتباط بین شکل‌پذیری کلی سازه و شکل‌پذیری تیر پیوند (که خود نماینده‌ی سطوح عملکردی متناظر است) می‌توان این سطوح بسیار مهم و کاربردی را در طراحی‌های ارتجاعی دخیل نمود. بدین ترتیب تابع برازش^۱ رابطه پیشنهادی جهت تخمین ثابت‌های a_1 تا a_7 بصورت رابطه‌ی (۴) تعریف می‌گردد.

$$MSE = \sum_{i=1}^n \left[\mu_{R,real} - \mu_{R,predicted} \right]^2 / (n-p) \quad (4)$$

$$= \sum_{i=1}^n \left[\mu_{R,real} - \left(1 + a_1 (\mu_R - 1)^{a_2} n_s^{a_3} \lambda^{a_4} \alpha^{a_5} T_p^{a_6} \xi^{a_7} \right) \right]^2 / (n-p)$$

¹ . Fitness function

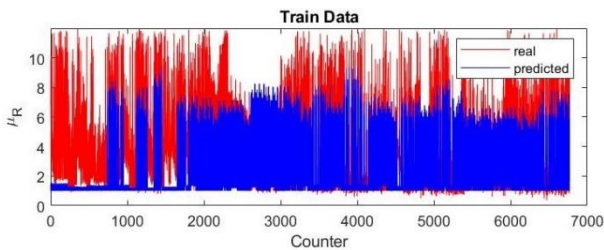


شکل ۵- نمودار همگرایی الگوریتم ژنتیک

$$\mu_R = 1 + 0.6181(\mu_{link} - 1)^{1.1471} \quad (5)$$

$$n_s^{-0.6528} \cdot \lambda^{-1.1191} T_p^{0.0453} \xi^{0.5505}$$

شکل ۶ مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R را در داده‌های آموزش نشان داده که مؤید تطابق خوب بین مقادیر پیشنهادی و واقعی است. در این شکل محور افقی نمایانگر تعداد داده‌های مورد استفاده و محور قائم، مقادیر هر کدام از داده‌ها می‌باشد. در **شکل ۶** مقادیر واقعی μ_R که از محاسبات حاصل از بانک اطلاعاتی بدست آمده با عبارت μ_R و مقادیری که از تخمین الگوریتم برای آموزش داده‌ها مورد بررسی قرار گرفته است با عنوان predicted نشان داده شده است. این مقادیر شامل ۷۵ درصد از مجموع کل داده‌ها یعنی ۶۷۶۹ داده می‌باشد که تحت عنوان داده‌های آموزش مورد استفاده قرار گرفته اند.

شکل ۶- مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R در داده‌های آموزش

۵- اعتبارسنجی همبستگی

جهت بررسی و اعتبارسنجی همبستگی، فرمولاسیون بدست آمده بوسیله‌ی ۲۲۵۷ دیتای آزمون مورد آزمایش قرار گرفت. این تعداد بطور اتفاقی از مجموعه کل داده‌های بانک داده استخراج شده و جهت تست روابط پیشنهادی به‌روی آن‌ها مورد استفاده قرار گرفته اند. **شکل ۷** مقادیر پیشنهادی و واقعی R در داده‌های آزمون را نمایش می‌دهد. در **شکل ۷** نیز مقادیر واقعی R که از محاسبات حاصل از بانک اطلاعاتی بدست آمده با عبارت μ_R و مقادیری که از تخمین الگوریتم برای آزمون داده‌ها مورد بررسی قرار گرفته است با عنوان predicted نشان داده شده است. این مقادیر شامل ۲۵ درصد از مجموع کل داده‌ها یعنی ۲۲۵۷ داده می‌باشد که تحت عنوان داده‌های آزمون مورد استفاده قرار گرفته اند. همچنین همبستگی

کلیه‌ی ضرایب بدست می‌آورد. همچنین پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک جهت تخمین شکل پذیری کلی در **جدول ۵** معرفی شده است. پس از اتمام محاسبات، مقادیر شکل‌پذیری بدست آمده برای آزمون و سنجش داده‌ها توسط رابطه‌ی MSE مورد استفاده قرار گرفت. پس از تکرار الگوریتم، ضرایب مشخص گردید. رابطه پیشنهادی بصورت **رابطه ۵** نشان داده شده است. بعلاوه نمودار همگرایی الگوریتم نیز که نشان‌دهنده‌ی نیل به پاسخ بهینه می‌باشد در **شکل ۵** نمایش داده شده است.

جدول ۴- تعداد، رنج و میانگین داده‌های مورد استفاده در الگوریتم

پارامتر	تعداد داده‌ها		رنج داده‌ها		میانگین داده‌ها	
	آموزش	آزمون	آموزش	آزمون	آموزش	آزمون
n_s	۶۷۶۹	۲۲۵۷	۲۰-۳	۲۰-۳	۱۱/۸۷۰-۲۷	۱۱/۸۷۰-۸۹
ξ			-۰/۵-۰/۲	-۰/۵-۰/۲	۰/۳۴۵۷-۰/۲	۰/۳۴۵۶-۰/۱
λ			-۰/۲۲۱۳۵	-۰/۲۲۱۳۵	-۰/۳۹۴۳۸	-۰/۳۹۴۳۲
α			-۰/۸۲۷۳۹	-۰/۸۲۷۳۹	-۰/۰۰۳۶۲۰۸	-۰/۰۰۳۶۲۰۸
T_p			-۰/۰۶۱۲۲	-۰/۰۶۱۲۲	-۰/۰۶۱۲۲	-۰/۰۶۱۲۲
μ_R			۱۲/۰-۰/۹۵۲	۱۲/۰-۰/۹۵۲	۵/۰۶۸۸	۵/۰۶۶۷
μ_{link}			۹۹۹-۰/۳۵۹۰۸	۹۹۹-۰/۳۵۹۰۸	۳/۷۶۸۲	۳/۸۱۰۰
	۱۱/۰	۱۱/۰	۱۴/۴۱۴۶	۱۵/۰۰۷۶		
	-۵۳/۶۱۶۲	-۵۳/۶۱۶۲	۱/۰۰	۱/۰۰		
	۱/۰۰	۱/۰۰				

جدول ۵- پارامترهای مورد استفاده در الگوریتم ژنتیک [۷]

پارامتر	مشخصات
Population	Population type: double vector; population size: 55; initial range: [0;1]
Fitness scaling	Scaling function: rank
Selection	Selection function: roulette
Reproduction	Elite count: 3; crossover fraction: 0.85
Mutation	Mutation function: Gussian; shrink value: 1; scale: 0.1
Crossover	Crossover function: scattered
Migration	Direction: forward; fraction: 0.8; interval: 40
Hybrid function	Hybrid function: <i>fminsearch</i>
Algorithm setting	Initial penalty: 100; penalty factor: 980
Stopping criteria	Generation: 1000; time limit: inf; fitness limit: inf; stall generation: 1000; stall time limit: inf

ساده فولادی همراه با مهاربندی واگرا است که وظیفه تحمل تمام بار جانبی را بر عهده دارد؛ اما ستون‌های میانی تنها برای تحمل بارهای ثقلی طراحی شده‌اند بنحویکه اتصالات تیرهای میانی به ستون از نوع مفصل است. برای ستون‌ها و تیرها از مقطع I شکل فولادی با تنش تسلیم ۳۷۰۰ کیلوگرم بر سانتی‌متر مربع استفاده شده است. بارهای وارده‌ی سطحی مرده و زنده به ترتیب ۵۰۰ و ۲۵۰ کیلوگرم بر مترمربع در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب با در نظر گرفتن عرض باربری ۴ متری، بار خطی مرده و زنده‌ی وارد بر قاب‌های پیرامونی به ترتیب ۱۰۰۰ و ۵۰۰ کیلوگرم بر متر می‌باشد. شکل هندسی قاب پیرامونی سازه که بارهای وارده بر آن منتقل شده و قاب معادل شده آن بررسی می‌گردد در **شکل (۱۰)** نشان داده شده است. شتابنگاشت طراحی بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ با PGA برابر با 0.30g و خاک نوع ۲ در نظر گرفته شده است. با استناد به ضرایب مشارکت بار زنده‌ی لرزه‌ای در استاندارد ۲۸۰۰، ترکیب بار لرزه‌ای D+0.2L جهت محاسبه بار لرزه‌ای قاب مورد استفاده قرار گرفته شده است.

سازه‌ی مزبور با استفاده از روش LRFD با استفاده از نرم‌افزار ETABS طراحی شده است. بدین منظور به استناد استاندارد ۲۸۰۰ ضریب رفتار ۷ انتخاب شده است. مقاطع ستون‌ها، تیرها و مهاربندهای واگرا به شرح **جدول (۶)** بدست آمده است.

جدول ۶- تیب بندی مقاطع المان‌های قاب مورد بررسی

مقطع مهاربند	مقطع تیر	مقطع ستون	Story
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۱
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۲
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۳
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۴
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۵
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۶
D193.7x5	IPE 30	HEB240	۷

حداکثر تغییرمکان بام و حداکثر زاویه دررفت بین طبقه‌ای، تحت طیف کاهش یافته (تقسیم شده بر ضریب رفتار)، به ترتیب ۰/۰۴۵۲ و ۰/۰۱۹ متر می‌باشد. بنابراین تغییرمکان حداکثر غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = q \times Disp_{max, Roof}^{el} = 7 \times 0.0452 = 0.3164$$

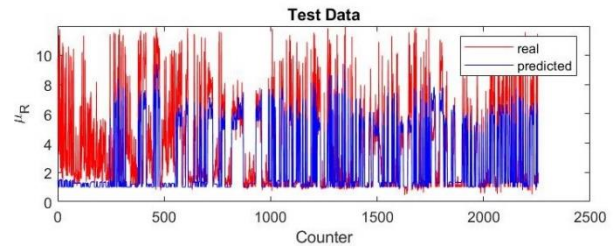
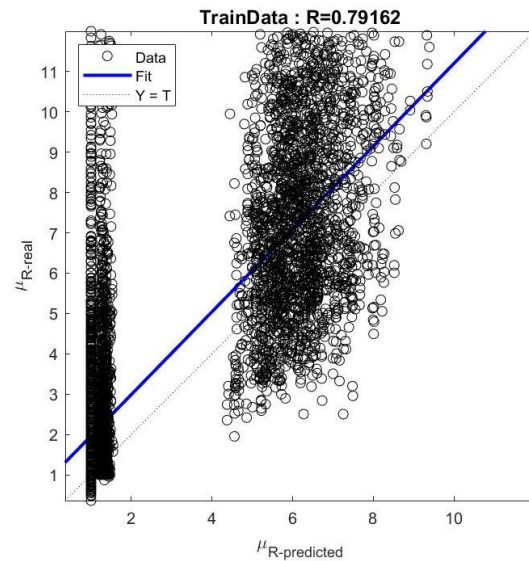
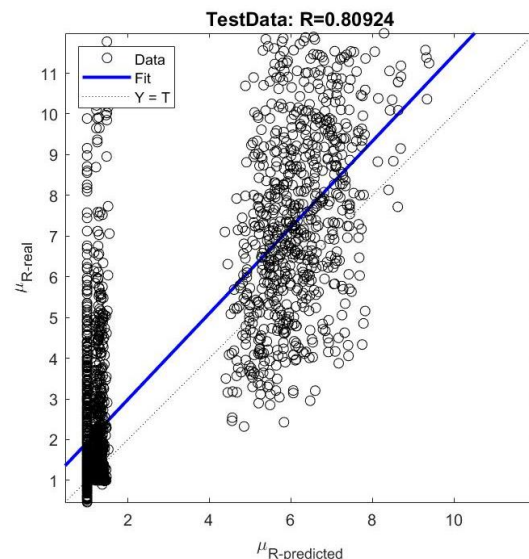
همچنین حداکثر زاویه دررفت بین طبقه‌ای غیرالاستیک برابر است با:

$$IDR_{max}^{in.el.} = q \times IDR_{max}^{el} = 7 \times 0.0019 = 0.0133$$

مقادیر هندسی مشخصات قاب مورد مطالعه نیز از روابطی که پیشتر معرفی گردید محاسبه می‌گردد. بدین ترتیب ضریب لاغری مهاربندها برابر است با:

$$\lambda = \frac{l}{\pi \cdot r} \sqrt{\frac{F_y}{E}} = 0.9689 \quad (۸)$$

بین مقادیر تخمینی و واقعی R بر اساس داده‌های آموزش و آزمون در **شکل‌های (۸) و (۹)** نشان داده شده است.

شکل ۷- مقادیر پیشنهادی و واقعی μ_R در داده‌های آزمونشکل ۸- همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی μ_R بر اساس داده‌های آموزششکل ۹- همبستگی بین مقادیر تخمینی و واقعی μ_R بر اساس داده‌های آزمون

۶- حل مثال عددی

یک سازه ۷ طبقه بنحویکه دارای پلان مربع به ابعاد ۲۰ در ۲۰ متر مربع، که در هر محور شامل ۳ دهانه، هر کدام به طول ۴ متر بوده است در نظر گرفته می‌شود. ارتفاع طبقات بطور برابر ۳/۲۰ متر و سختی ارتفاعی بطور منظم در نظر گرفته شده است. بدین ترتیب ارتفاع کل سازه ۲۲/۴۰ = ۳/۲۰ * ۷ متر خواهد شد. سیستم قاب پیرامونی سازه از نوع قاب

حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند (θ_{max})، با استفاده از رابطه‌ی (۱۴) با IDR_{max} مرتبط می‌شود.

$$\gamma_i = \frac{\Delta_i \times L}{e \times h} \Rightarrow \theta_{max} = \frac{IDR_{max} \times L}{e \times h} \quad (15)$$

و در نتیجه با در دست داشتن مقدار شکل‌پذیری تیر پیوند (μ_{link})، و بکارگیری رابطه‌ی (۱۵) در رابطه‌ی (۱۴)، نسبت دریف بین طبقه‌ای (IDR_{max})، بصورت زیر بدست می‌آید:

$$\mu_{link} = \frac{IDR_{max} \times L}{e \times h} \Rightarrow IDR_{max} = 0.0132 \quad (16)$$

با استفاده از آنالیز غیرخطی تاریخچه زمانی تحت شتابنگاشت‌های معرفی شده‌ی نزدیک گسل و استانداردگیری از نتایج آنالیزها می‌توان مقادیر متنظر را بدست آورد:

$$u_{r,max}^{NTHA} = 0.13854m \quad (17)$$

$$IDR_{max}^{NTHA} = 0.01358 \quad (18)$$

نتایج حاصل از روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیز تاریخچه زمانی در جدول (۷) با یکدیگر مورد مقایسه قرار گرفته‌اند.

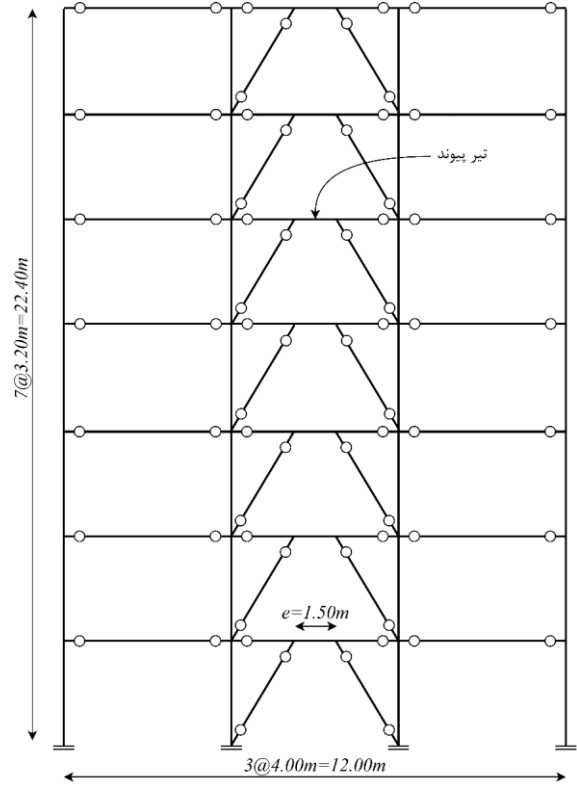
جدول ۷ - مقایسه‌ی نتایج حاصل از روابط پیشنهادی و آنالیز تاریخچه زمانی

روش محاسبه	حداکثر زاویه دریف بین طبقه‌ای (IDR_{max})	حداکثر تغییر مکان بام (متر) ($Disp_{max, Roof}$)
آنالیز تاریخچه زمانی NTHA	۰/۰۱۳۵۸	۰/۱۳۸۵۴
روابط پیشنهادی	۰/۰۱۳۲	۰/۱۳۰۱

بررسی نتایج، انطباق و اثرگذاری بسیار خوبی بین روابط پیشنهادی و نتایج حاصل از آنالیزهای غیرخطی را تصدیق می‌کند.

۶- نتیجه‌گیری

چند سالی است که محققین مختلف تلاش داشته‌اند تا مفاهیم طراحی بر مبنای عملکرد را به هر طریقی بسط و توسعه داده و کاربرد آن را بیش از پیش در دسترس طراحان سازه قرار دهند. پر واضح است که استفاده از روش‌های نیرویی بسیار کم‌هزینه‌تر بوده و زمان کمتری صرف آن می‌گردد، در عین حال روش‌های عملکردی نتایج بسیار دقیق‌تر و قابل درک‌تری را ارائه می‌نمایند. مهم‌ترین دیدگاهی که مدنظر محققان بوده است محاسبه نقطه توقف تحلیل (تغییر مکان هدف) به کمک انواع انرژی موجود در سازه در اثر زلزله است. افزایش آگاهی از پاسخ غیرارتجاعی قاب‌های فولادی مهاربندی واگرا و ارائه روش‌هایی برای اندازه‌گیری نیازهای لرزه‌ای این سازه‌ها با استفاده از اطلاعات هندسی سازه به‌عنوان اساسی‌ترین هدف این تحقیق تعریف شده است. رفتار سازه‌های واقعی به عوامل متعددی وابسته



شکل ۱۰- شکل هندسی قاب مهاربندی پیرامونی مثال

و اثر نسبت سختی ستون‌ها به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\alpha = \frac{n_c \cdot I_c \cdot L_d}{n_d \cdot A_d \cdot h^3 \cdot \cos^2 \theta} = 0.0299 \quad (9)$$

پریود مود اول قاب (T_1) نیز بر اساس استاندارد ۲۸۰۰ برابر است با:

$$T_1 = 0.64s \quad (10)$$

با در دست داشتن پارامترهای هندسی فوق‌الذکر، و با استفاده از

رابطه‌ی (۳) [۸] شکل‌پذیری کلی بدست می‌آید. بدین ترتیب:

$$\mu_R = 2.8802 \quad (11)$$

بدین ترتیب حداکثر تغییر مکان غیرالاستیک بام برابر است با:

$$Disp_{max, Roof}^{in.el.} = \mu_R \times Disp_{max, Roof}^{el} \quad (12)$$

$$= 2.8802 \times 0.0452 = 0.1301m$$

بر اساس همین روند و با استفاده از رابطه‌ی پیشنهادی (۵)، با در

دست داشتن شکل‌پذیری کلی μ_R ، مقدار شکل‌پذیری تیر پیوند، μ_{link}

نیز به صورت زیر محاسبه می‌گردد:

$$\mu_{link} = 12.5945 \quad (13)$$

از طرفی:

$$\mu_{link} = \frac{\theta_{max}}{\theta_y} \quad (14)$$

که در آن θ_{max} و θ_y ، به ترتیب حداکثر دوران غیرخطی تیر پیوند و دوران تسلیم تیر پیوند می‌باشد. از طرفی، در قاب‌های مهاربندی واگرا،

Earthquakes with Forward Directivity Effect Along Strike-Parallel and Strike-Normal Components. *International Journal of Steel Structures*. 2019; 19 (5):1543-1559.

- [6] Prendes-Gero MB, Bello-García A, del Coz-Díaz J J, Suárez-Domínguez FJ, Nieto and PJ G. Optimization of steel structures with one genetic algorithm according to three international building codes," *Revista de la Construcción. Journal of Construction*. 2018; 17(1): 47-59.
- [7] Ede A, Oshokoya O, Oluwafemi J, Oyebisi S, Olofinnade O. STRUCTURAL ANALYSIS OF A GENETIC ALGORITHM OPTIMIZED STEEL TRUSS STRUCTURE ACCORDING TO BS 5950. *International Journal of Civil Engineering and Technology*. 2018; 9 (8): 358-364.
- [8] Razavi SA, Siahpolo N, Mahdavi Adeli M. A New Empirical Correlation for Estimation of EBF Steel Frame Behavior Factor under Near-Fault Earthquakes Using the Genetic Algorithm. *Journal of Engineering*. 2020.
- [9] S. No, "2800," (in Persian), *Iranian Code of Practice for Seismic Resistant Design of Buildings*. 2005; 3.
- [10] Karavasilis T L, Bazeos N, Beskos DE. Estimation of seismic drift and ductility demands in planar regular X- braced steel frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 2007; 36 (15): 2273-2289.
- [11] Pekelnicky R, Engineers S D, Chris Poland S, Engineers ND. ASCE 41-13: Seismic Evaluation and Retrofit Rehabilitation of Existing Buildings," *Proceedings of the SEAOC*, 2012.
- [12] Bosco M, Marino EM, Rossi PP. Modelling of steel link beams of short, intermediate or long length. *Engineering structures*. 2015; 84: 406-418.
- [13] Fakhraddini A, Hamed S, Fadaee M J. Peak displacement patterns for the performance-based seismic design of steel eccentrically braced frames. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*. 2019; 18 (2): 379-393.
- [14] Bosco M, Rossi P. Seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Engineering Structures*. 2009; 31 (3): 664-674.
- [15] Kuşyılmaz A, Topkaya C. Design overstrength of steel eccentrically braced frames. *International Journal of Steel Structures*. 2013; 13 (3): 529-545.
- [16] Rossi P, Lombardo A. Influence of the link overstrength factor on the seismic behaviour of eccentrically braced frames. *Journal of Constructional Steel Research*. 2007; 63 (11): 1529-1545.

است. تمرکز اصلی مطالعه حاضر بر تممیم روشی برای تخمین رفتار لرزه‌ای غیرارتجاعی سازه‌های متداول است. نیازهای لرزه‌ای برای قاب‌های با تعداد طبقات مختلف و تحت حرکات مختلف زمین‌لرزه نزدیک گسل دارای پالس مشهود در سرعت نگاهت، ارزیابی شده‌اند.

رابطه‌ی پیشنهادی، تابعی غیرخطی از تعداد طبقات، لاغری مه‌بندها، سختی ستون‌ها، دوره تناوب سازه، نسبت طول پیوند به طول کل تیر، سطح عملکرد مورد نظر طراح و شکل‌پذیری بام می‌باشد. بدین ترتیب طراح می‌تواند متناظر با سطح عملکرد مد نظر، بکمک روابط پیشنهادی تغییرمکان نسبی و شکل‌پذیری کلی سازه را محاسبه و در فرآیند طراحی بر مبنای نیرو از آن استفاده نماید. برای ارزیابی صحت رابطه، میانگین مربعات خطا و ضریب همبستگی، بین مقادیر پیشنهادی و مقادیر واقعی در داده‌های آزمون محاسبه شد. ضریب همبستگی در داده‌های آزمون الگوریتم ژنتیک برابر با ۰/۸۰۹۲ بوده است. در نهایت برای سنجش توانمندی رابطه پیشنهادی در تخمین بیشینه تغییرمکان غیرخطی سازه، یک ساختمان فولادی ۷ طبقه بر روش نیرو برای ضریب رفتار ۷ (پیشنهادی استاندارد ۲۸۰۰ و ویرایش ۴ برای قاب‌های مهاربندی شده واگرا) طراحی و بکمک تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی در برابر شتاب نگاشتهای مقاله حاضر تحلیل گردید. سپس بکمک رابطه بین شکل‌پذیری بام و ضریب رفتار، شکل‌پذیری بام محاسبه و متناظر با آن بیشینه تغییرمکان غیرخطی بام مورد نظر محاسبه گردید. در ادامه متوسط تغییرمکان غیرخطی بام حاصل از تحلیل تاریخچه زمانی غیرخطی با مقدار بیشینه تغییرمکان غیرخطی بام تخمین زده شده بکمک روابط پیشنهادی این مقاله مقایسه گردید. می‌توان نتیجه گرفت که 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.

منابع

- [1] Hall J F, Heaton TH, Halling MW, Wald D J. "Near-source ground motion and its effects on flexible buildings. *Earthquake spectra*. 1995; 11(4): 569-605.
- [2] Krawinkler H, Anderson J, Bertero V, Holmes W, Theil Jr C. Steel buildings. *Earthquake Spectra*. 1996; 12 (S1): 25-47.
- [3] Makris N, Black C J. Dimensional analysis of bilinear oscillators under pulse-type excitations. *Journal of Engineering Mechanics*. 2004; 130 (9): 1019-1031.
- [4] Gerami M, Abdollahzadeh D. Local and global effects of forward directivity. *Gradevinar*. 2013; 65 (11): 971-985.
- [5] Mashayekhi A, Gerami M, Siahpolo and N. Assessment of Higher Modes Effects on Steel Moment Resisting Structures under Near-Fault

- [17] Committee A. Specification for structural steel buildings (ANSI/AISC 360-10)," *American Institute of Steel Construction, Chicago-Illinois*. 2010.
- [18] Baker JW. Quantitative classification of near-fault ground motions using wavelet analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*. 2007; 97 (5): 1486-1501.

Extension of Genetic Algorithm Relationships for Estimating the Global Ductility of EBFs under Near-fault Pulse-type Earthquake

Seyed Abdonnabi Razavi*

Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

Navid Siahpolo

Department of Civil Engineering, Institute for Higher Education ACECR, Khouzestan, Iran

Mehdi Mahdavi Adeli

Department of Civil Engineering, Shoushtar Branch, Islamic Azad University, Shoushtar, Iran

Mohamad Bahmani

Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

Seyed Afshin Mohebi

Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

Bahram Barri

Department of Civil Engineering, Abadan Branch, Islamic Azad University, Abadan, Iran

* Razavi@iauabadan.ac.ir

Abstract:

Ductility of the structure is the ability to withstand trans-elastic deformations of the structure without a significant drop in strength. Examining the results of past earthquakes and the damage to structures makes its ductility and supply in the structure an important issue. In this paper, in order to take advantage of the strengths of the design method based on the performance and computational ease of force design methods, frames with 3, 6, 9, 12, 15 and 20 floors have been considered. Then, a large database consisting of 12960 data was generated and designed with the purpose of 3 types of column stiffness and 3 degrees of bracing thinness and analyzed against 20 earthquakes near pulsed faults for 4 different performance levels. Finally, using the genetic algorithm, the experimental relationships corresponding to the coefficients of behavior, global ductility and link beam ductility are presented. The proposed relationships are influenced by geometric characteristics such as the number of floors, the stiffness ratio of the columns, the slenderness of the braces, the length of link beam, and the ductility levels. The results of seismic design using the proposed relationships on 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. It can be concluded that based on the production relations of the database, and the validation of the production relations, the results of the structural design by the resulting relations have an acceptable validity.

Keywords: Genetic Algorithm, Global Ductility, Eccentric braced frame, Pulse-type near-fault earthquake, Performance level