

## Optimization of Single-Objective and Multi-Objective Special Truss Moment Frame Using Island Genetic Algorithm

Mohaddese Sadeghpour<sup>1</sup>, VahidReza KalatJari<sup>2</sup>, Hosein Pahlavan<sup>2\*</sup>

1- Ph.D Student, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

2 -Associat Professor, Faculty of Civil Engineering, Shahrood University of Technology, Shahrood, Iran

### ABSTRACT

In many optimization studies, the goal is to minimize the costs which is necessary due to the limited resources and energy and the constantly increasing costs. However, this reduction in costs must be to some extent so that the expected performance of the structure is not impaired. In this study, the aim is to optimize the seismic performance and the weight of the structure simultaneously. In order to demonstrate the seismic performance of the structure, a criterion is needed to represent the seismic performance of the structure, for which the behavior coefficient parameter is used. In this paper, the optimal design of a special moment resisting frame is performed using the island genetic algorithm, once under a single-objective, objective function with the aim of minimizing the weight and again under a multi-objective, objective function with the aim of minimizing weight and maximizing behavior coefficient simultaneously. For this purpose, the design of 3 frames of 3, 6 and 9 stories with one span with a story height of 3 meters and span length of 18 meters is presented. In this research, truss arrangement, cross section of truss members, truss height and length of special zone of the truss moment resisting frame are optimized. The optimization code is written in Matlab software environment and OpenSees software is used for structural analysis. The constraints of optimization problem are based on the regulations and restrictions of AISC341-16. Finally, the results of the single-objective and multi-objective optimization are compared. The results show the efficiency and performance of the two-objective, objective function method in comparison with the single-objective, objective method.

### ARTICLE INFO

**Receive Date:** 13 November 2020

**Revise Date:** 30 January 2021

**Accept Date:** 25 February 2021

### Keywords:

Special Truss Moment Frame  
Optimization  
Single-Objective  
Multi-Objective  
Island Genetic Algorithm

All rights reserved to Iranian Society of Structural Engineering.

doi: <https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.257179.2290>

\*Corresponding author: Hosein Pahlavan.  
Email address: pahlavan@shahroodut.ac.ir

## بهینه‌یابی تک هدفه و چند هدفه قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای

محدثه صادق پور<sup>۱</sup>، وحیدرضا کلات جاری<sup>۲</sup>، حسین پهلوان<sup>\*۲</sup>

۱- دانشجوی دکتری مهندسی عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

۲- دانشیار مهندسی عمران-سازه، دانشکده مهندسی عمران، دانشگاه صنعتی شاهرود، شاهرود، ایران

### چکیده

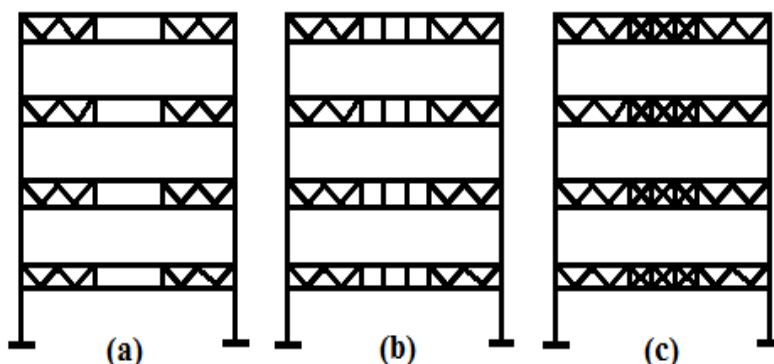
در بسیاری از پژوهش‌های انجام شده در زمینه بهینه‌سازی، هدف تنها حداقل کردن هزینه بوده است. البته این امر با توجه به محدود بودن منابع اولیه و انرژی و افزایش روزافزون هزینه‌ها، امری ضروری است. ولی این کاهش هزینه‌ها باید تا جایی پیش رود که به عملکرد مورد انتظار سازه آسیبی وارد نکند. در این مقاله هدف بر این بوده است که علاوه بر بهینه نمودن وزن سازه، عملکرد لرزه‌ای سازه نیز بطور همزمان بهینه‌سازی گردد. برای بیان عملکرد لرزه‌ای سازه نیاز به معیاری بود که عملکرد لرزه‌ای سازه را بیان نماید که برای این منظور از پارامتر ضریب رفتار کمک گرفته شده است. در این مقاله طراحی بهینه قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای یکبار تحت تابع هدف تک هدفه با هدف کمینه کردن وزن و بار دیگر تحت تابع هدف چندهدفه با هدف کمینه کردن وزن و بیشینه کردن ضریب رفتار بصورت همزمان صورت می‌گیرد. بدین منظور طراحی ۳ قاب ۶،۳ و ۹ طبقه یک دهانه با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۱۸ متر ارائه شده است. در این مقاله بهینه‌یابی آرایش خرپا، سطح مقطع اعضا، مقادیر ارتفاع خرپا و طول ناحیه ویژه قاب خمشی خرپایی انجام می‌شود. کد بهینه‌سازی در محیط نرم‌افزار *Matlab* نوشته شده و برای تحلیل‌های سازه‌ای از نرم‌افزار *OpenSees* استفاده شده است. قیود مسائل بهینه‌سازی براساس ضوابط و محدودیت‌های آیین‌نامه *AISC341-16* می‌باشد. در نهایت جواب‌های حاصل از بهینه‌سازی تک هدفه و چند هدفه با هم مقایسه گردید. نتایج نشان‌دهنده کارایی و عملکرد مناسب روش تابع هدف دو هدفه می‌باشد.

کلمات کلیدی: قاب خمشی خرپایی ویژه، بهینه‌یابی، تک هدفه، چند هدفه، الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای

شناسه دیجیتال:		سابقه مقاله:				
doi:	<a href="https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.257179.2290">https://dx.doi.org/10.22065/jsce.2021.257179.2290</a>	چاپ	انتشار آنلاین	پذیرش	بازنگری	دریافت
	10.22065/jsce.2021.257179.2290	۱۴۰۰/۱۰/۳۰	۱۳۹۹/۱۲/۰۷	۱۳۹۹/۱۲/۰۷	۱۳۹۹/۱۱/۱۱	۱۳۹۹/۰۸/۲۳
حسین پهلوان pahlavan@shahroodut.ac.ir					*نویسنده مسئول: پست الکترونیکی:	

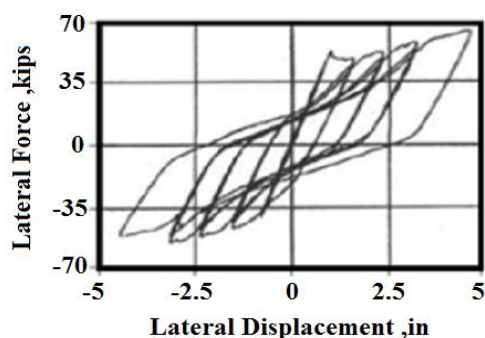
## ۱- مقدمه

استفاده از قاب خمشی خرابایی ویژه، در ساختمان‌های صنعتی و تجاری چند طبقه با طول دهانه‌های زیاد، بعنوان یکی از گزینه‌های اصلی، مورد توجه طراحان قرار گرفته است. انرژی زلزله در این نوع قاب‌ها از طریق قطعات ویژه شکل‌پذیر که در وسط دهانه‌های خرابایی قرار دارد تلف می‌گردد. در حالی که اعضای دیگر به گونه‌ای طراحی می‌شوند که الاستیک باقی بمانند. جان قطعات ویژه می‌تواند به سه صورت قطری‌های ضربدری، ویرندیل و چند پانل ویرندیل ساخته شود (شکل ۱) [1-3].



شکل ۱- قاب با تیر خرابایی ویژه  
(a) ویرندیل (b) چند پانل ویرندیل (c) با قطری‌های ضربدری

قاب‌های خمشی با تیرهای خرابایی ویژه، با ایجاد ناحیه ویژه در وسط تیر خرابایی، شکل‌پذیری سازه را افزایش می‌دهند و منطقه ایجاد تغییرشکل پلاستیک و جذب انرژی در ناحیه میانی خرابا می‌باشد. در این ناحیه، نیروی برشی حاصل از بار قائم اندک بوده و با قرار دادن اعضای مورب ضعیف تر و یا حذف این اعضا می‌توان آن منطقه را مستعد تغییرشکل‌های غیرالاستیک و جذب انرژی زلزله ساخت، لذا دارای مکانیسم مناسب خرابایی در برابر زلزله می‌باشند. این مکانیسم تسلیم و رفتار غیرالاستیک کنترل شده نیروهای تمام المان‌های خارج از بخش ویژه را به میزان ظرفیت نهایی بخش ویژه محدود می‌کند، در نتیجه سیستم الاستیک باقی خواهد ماند [4-7]. از سوی دیگر در این نوع سیستم سازه‌ای، امکان افزایش اعضای جان در قسمت‌های ویژه، افزایش درجه نامعینی و در نتیجه افزایش سختی سازه نیز می‌باشد. خراباهای ویژه علاوه بر دارا بودن مکانیسم مناسب خرابایی برای مناطق لرزه‌خیز، باعث صرفه‌جویی در مقدار فولاد مصرفی می‌شوند. شکل ۲ چرخه هیستریزس مورد انتظار خراباهای ویژه را نشان می‌دهد که این چرخه‌ها به دلیل تشکیل اعضای پلاستیک میانی، رفتار بسیار نرم‌تری را نشان می‌دهند. این رفتار شکل‌پذیر با رفتار هیستریک پایدار برای تعداد زیادی از چرخه‌ها تا تغییر مکان‌های نسبی ۰.۳٪ می‌باشد [8].



شکل ۲- منحنی هیستریزس قاب خرابایی ویژه [۸]

مطالعات حاکی از آن است که طراحی بهینه سیستم قاب خمشی خرپایی ویژه کمتر مورد توجه قرار گرفته و عموماً طراحی این سیستم طی فرآیند سعی و خطا، همراه با کنترل ملزومات آیین نامه صورت می‌گیرد. به همین سبب در این پژوهش سعی شده است تا با اتخاذ شرایط طراحی آیین‌نامه AISC341-16، فرآیند بهینه‌یابی قاب خمشی خرپایی ویژه مورد توجه قرار گیرد.

اغلب مسائل جستجو و بهینه‌یابی در دنیای واقعی، ماهیتاً شامل چندین هدف می‌باشند و در واقع بین اهداف مختلف تبادل‌هایی وجود دارد. یکی از این مسائل بحث طراحی ساختمان‌ها می‌باشد. عموماً یک مهندس سازه هنگام طراحی و محاسبه مقاطع اعضای یک ساختمان به دنبال دو هدف عمده می‌باشد. یکی از این اهداف طرح یک ساختمان مقاوم بوده که بتواند در مقابل بارهای وارده عملکرد مناسبی داشته باشد و هدف دیگر ارائه یک طرح اقتصادی به کارفرما می‌باشد. در بسیاری از پژوهش‌های انجام شده در زمینه بهینه‌سازی، هدف تنها حداقل کردن هزینه بوده است [9-10]. از آنجا که از میان بارهای وارده به ساختمان، بارهای جانبی و خصوصاً بار زلزله نقش مهمتری داشته و عمده خرابی ساختمان‌ها در سال‌های اخیر، ناشی از عملکرد نامناسب آن‌ها در برابر زلزله بوده است. بنابراین ساختمان‌ها بایستی عملکرد لرزه‌ای مناسبی داشته و در عین حال اقتصادی طرح شده باشد. در این پژوهش هدف بر این است که علاوه بر بهینه نمودن وزن سازه، عملکرد لرزه‌ای سازه نیز بطور همزمان بهینه‌سازی گردد. برای بیان عملکرد لرزه‌ای سازه نیاز به معیاری است که عملکرد لرزه‌ای سازه را بیان نماید که برای این منظور از پارامتر ضریب رفتار کمک گرفته خواهد شد. در این مقاله طراحی بهینه قاب خمشی خرپایی ویژه با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای یکبار تحت تابع هدف تک هدفه با هدف کمینه کردن وزن و بار دیگر تحت تابع هدف چندهدفه با هدف کمینه کردن وزن و بیشینه کردن ضریب رفتار بصورت همزمان صورت می‌گیرد. بهینه‌یابی آرایش خرپا، سطح مقطع اعضا، مقادیر ارتفاع خرپا و طول ناحیه ویژه بعنوان متغیرهای طراحی در نظر گرفته شده‌اند.

## ۲- مبانی تئوری و فرمول‌بندی مساله

الگوریتم ژنتیک بعنوان یکی از پرکاربردترین روش‌های الگوریتم تکاملی، در علوم مختلف به شکلی گسترده مورد استفاده قرار گرفته است. الگوریتم ژنتیک یک روش جستجوی موثر در فضاها وسیع است که در نهایت منجر به جهت‌گیری به سمت پیدا کردن یک جواب بهینه می‌گردد. نحوه دستیابی به جواب بهینه در الگوریتم ژنتیک، جستجوی جمعیت به جمعیت است. در حالی که در روش‌های مشابه از جستجوی نقطه به نقطه استفاده می‌شود. به این معنی که الگوریتم، تعداد زیادی از طرح‌ها را در یک زمان مورد پردازش قرار می‌دهد. در این الگوریتم، باید فضای طراحی به فضای ژنتیک تبدیل شود. در الگوریتم ژنتیک با استفاده از متغیرهای کد شده، فضای پیوسته به فضای گسسته تبدیل می‌شود [11-12].

هر عضوی از جمعیت، تقریبی از جواب نهایی بوده و به صورت رشته‌هایی از حروف یا ارقام کدگذاری می‌شود. فرآیند جستجو بر روی اطلاعات کد شده انجام می‌گیرد. بعد از اینکه کروموزوم‌ها از حالت کدگذاری شده خارج شدند، می‌توان برآزش هر فرد از جمعیت را محاسبه کرد. برآزش در طبیعت، معادل توانایی هر فرد برای بقاست. در تعیین برآزش افراد تابع هدف نقش اساسی دارد. در هنگام تکثیر، برآزش هر فرد با اطلاعات اولیه بدست آمده از تابع هدف مشخص می‌گردد. از این مقادیر، در فرآیند انتخاب استفاده می‌شود تا آن را به سمت انتخاب افراد مناسب سوق دهد. هرچه برآزش فرد نسبت به جمعیت بالاتر باشد، احتمال انتخاب بیشتر است و هرچه برآزش نسبی آن کمتر باشد، احتمال انتخاب آن برای تولید نسل بعدی کمتر است. با تعیین برآزش تمام افراد جمعیت، هر کدام با احتمالی متناسب با میزان برآزش آن، می‌تواند برای تولید نسل بعد انتخاب شود. عمل تکثیر در الگوریتم ژنتیک، برای تبادل اطلاعات ژنتیکی بین یک جفت و یا تعداد بیشتری از افراد به کار می‌رود. عملگرها بر تمامی رشته‌های جمعیت اعمال نمی‌شوند، بلکه برای اعمال آن بر یک جفت رشته، یک احتمال نسبت داده می‌شود. بعد از این مرحله عملگر جهش با یک احتمال جدید بر روی رشته‌های تولید شده، اعمال می‌گردد. در جهش هر فرد می‌تواند به تنهایی با توجه به قوانین احتمال تغییر کند. بعد از مراحل تکثیر و جهش، کروموزوم‌ها از حالت کد شده خارج شده و مقدار تابع هدف هر کدام محاسبه می‌شود. سپس به هر کدام از کروموزوم‌ها برآزش اختصاص می‌یابد و در صورت نیاز، دوباره مراحل انتخاب و تکثیر تکرار می‌گردد. در این فرآیند انتظار بر این است که کارایی متوسط جمعیت جواب‌ها افزایش یابد. الگوریتم زمانی پایان می‌یابد که هدف

خاصی برآورده شود. بعنوان مثال، تعداد مشخصی نسل ایجاد شده باشد، انحراف میانگین کارایی افراد به مقدار مشخصی برسد یا نقطه خاصی در فضای جستجو بدست آید [12].

در الگوریتم‌های ژنتیکی برای حل یک مساله، تابع ارزیابی ممکن است صدها یا هزاران بار اجرا شود، بنابراین بسته زمان لازم برای اجرای تابع ارزیابی، یک الگوریتم ژنتیکی ممکن است ساعتها، روزها یا حتی ماهها برای پیدا کردن یک راه حل قابل قبول طول بکشد. بنابراین این الگوریتم‌ها با توجه به طبیعت موازی جستجوی ژنتیکی و زمان اجرای طولانی، خصوصا در حل مسایل پیچیده کاربردی، کاندیدای بسیار خوبی برای موازی سازی خواهند بود. یک الگوریتم ژنتیکی موازی علاوه بر دارا بودن مزایای یک الگوریتم ژنتیکی ساده از آن سریع تر است. همچنین کمتر مستعد پیدا کردن راه حل‌های شبه بهینه است و نیز می توان در طول اجرای آن از سایر تکنیک‌های جستجو نیز بطور موازی بهره گرفت.

الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای یکی از روش‌های نیرومند الگوریتم ژنتیک موازی می‌باشد. در این روش یک جمعیت بزرگ به تعدادی زیر جمعیت کوچکتر تقسیم می‌شود و الگوریتم ژنتیک مرسوم با عملگرها و پارامترهای متفاوتی، برای هر کدام از زیر جمعیت‌ها به طور جداگانه بکار گرفته می‌شود. بطور کلی این الگوریتم شامل تعدادی پردازش است که هر کدام یک الگوریتم ژنتیکی سری را بطور مستقل اجرا می‌کند. هر کدام از این جمعیت‌ها بعنوان یک جزیره نامیده می‌شود. این جزایر در فواصل زمانی مناسب، با هم تبادل می‌نمایند که این تبادل اطلاعات مهاجرت نامیده می‌شود. در طی فرآیند مهاجرت، تعداد نسبتا کمی از کروموزوم‌های هر جزیره در فواصل زمانی مشخص براساس توپولوژی خاصی به جزیره دیگر ارسال می‌شوند که این کروموزوم را، کروموزوم مهاجر نامند. کارهای بسیار زیادی در زمینه انتخاب بهترین توپولوژی مهاجرت انجام شده است، اما بنظر می‌رسد توپولوژی ابرمکعب بهترین توپولوژی باشد [13-14].

در فرآیند انتقال دو پارامتر به شرح زیر تعریف می‌شود:

۱. وقفه مهاجرت: بیانگر تعداد نسل‌ها بین هر انتقال می‌باشد.

۲. نرخ مهاجرت: بیانگر درصد اعضای منتخب برای انتقال از هر جزیره در زمان انتقال می‌باشد.

نحوه مهاجرت انتخاب شده به صورت یک حلقه با مقصدهای تصادفی می‌باشد که هر کدام از زیر جمعیت‌ها دارای مقصد تصادفی می‌باشند و این مقصدها بطور تصادفی در هر دوره تناوب مهاجرت مشخص می‌شوند.

بهترین‌های هر جزیره برای مهاجرت انتخاب می‌شوند. عملگر مهاجرت، بهترین‌های یک زیر جمعیت را به جزیره دیگری می‌فرستد، که شامل محیط و اعضای با ساختار بسیار متفاوتی است. پس از فرآیند مهاجرت الگوریتم ژنتیک جمعیت‌های مهاجر را با باقیمانده اعضای جمعیت ترکیب می‌کند و به حصول جمعیتی با برآزش بالاتر گام برمی‌دارد.

بنابراین در روش جزیره‌ای به سبب آنکه یک جمعیت بزرگ به تعدادی زیر جمعیت تبدیل می‌شود، تعداد هر زیر جمعیت کمتر و همگرایی سریعتر حاصل می‌شود. در این روش جستجو به سبب وجود مکانیزم مهاجرت، جواب‌ها در خلال فرآیند کاوش از تنوع خاصی برخوردارند. بنابراین این روش جستجو فضای طراحی را به طور کاملتری مورد کاوش قرار می‌دهد. از سوی دیگر در این روش به دلیل خصوصیات مجزای فضای هر جزیره، می‌توان از تمامی روش‌های معتبر و کارآمد معرفی شده توسط محققین بهره جست. عبارت دیگر هر مساله بهینه‌یابی در یک لحظه یا چندین روش، بررسی و فضای طراحی کاوش می‌شود و در ادامه بهترین نتایج، فی‌مابین دیگر جزایر به اشتراک گذاشته و جمعیت‌های جدیدی در اختیار هر جزیره جهت پرورش قرار می‌گیرد. این خصوصیات طور دسته جمعی سبب کاهش تاثیر پارامترها و روابط حاکم بر عملیات الگوریتم ژنتیک می‌شود. سرعت همگرایی الگوریتم را بطور شگرفی افزایش می‌دهد [13].

## ۱-۲ تابع هدف طراحی

## ۱-۱-۲ تابع هدف تک هدفه

تابع هدف حداقل کردن وزن سازه می باشد. این تابع هدف را می توان بصورت زیر نمایش داد:

$$\text{objective Function} = W + WK_g C_g \quad (1)$$

## ۲-۱-۲ تابع هدف دو هدفه

تابع هدف حداقل کردن وزن سازه و حداکثر کردن ضریب رفتار در سطح عملکرد ایمنی جانی می باشد. این تابع هدف را می توان بصورت زیر نمایش داد [15]:

$$\text{objective Function} = W + \frac{70W}{R^{1.4}} + WK_g C_g \quad (2)$$

که در آنها  $C_g$  مجموع قیود مساله،  $K_g$  ضریب جریمه-ضریب تابع پنالتی که مساوی ۱۰ در نظر گرفته می شود،  $R$  ضریب رفتار سازه که در این پژوهش با استفاده از تحلیل استاتیکی غیرخطی محاسبه می شود و  $W$  نشانگر وزن سازه است که از رابطه زیر به دست می آید:

$$W = \rho AL \quad (3)$$

که  $\rho$  چگالی وزنی است.  $A$  و  $L$  به ترتیب نشانگر سطح مقطع و طول عضو است.

## قیود و محدودیت های طراحی در بهینه سازی تک هدفه و دو هدفه

محدودیت های اعمال شده در این پژوهش برگرفته از ضوابط و محدودیت های بخش E4، AISC341-16 می باشد. که عبارتند از:

۱. محدودیت نیروی محوری اعضای X شکل ناحیه ویژه

مقاومت محوری مورد نیاز اعضای قطری جان در ناحیه ویژه تحت بارهای مرده و زنده نباید از مقدار رابطه زیر تجاوز کند:

$$F_{Xaxial} = 0.03 F_y A_g \quad (4)$$

که در آن:

$F_y$ : تنش تسلیم فولاد

$A_g$ : سطح مقطع عضو قطری

محدودیت نیروی محوری اعضای X شکل ناحیه ویژه بصورت زیر تعریف می شود:

$$\text{Constraint 1} = \sum \max\left(\left(\frac{f_{Xaxial}}{F_{Xaxial}} - 1\right), 0\right) \quad (5)$$

۲. محدودیت نیروی محوری تیر ناحیه ویژه

مقاومت محوری موجود اعضای یال بالا و پایین در ناحیه ویژه، که مطابق با حالت حدی تسلیم کششی تعیین می‌شود، باید برابر یا بیشتر از ۲٫۲ برابر مقاومت مورد نیاز باشد:

$$F_{Baxial} = \varphi F_n = 0.9 F_y A_g \quad (6)$$

که در آن:

$F_y$ : تنش تسلیم فولاد

$A_g$ : سطح مقطع تیر ناحیه ویژه

محدودیت نیروی محوری تیر ناحیه ویژه بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Constraint 2} = \sum \max\left(\left(2.2 \frac{f_{Baxial}}{F_{Baxial}} - 1\right), 0\right) \quad (7)$$

۳. محدودیت نیروی برشی در وسط دهانه تیر ناحیه ویژه

اعضای یال بالا و پایین در ناحیه ویژه باید حداقل ۲۵٪ مقاومت برشی مورد نیاز را تامین کنند. مقاومت برشی مورد انتظار در ناحیه ویژه،  $V_{ne}$ ، در وسط دهانه، بصورت زیر تعیین می‌شود:

$$V_{ne} = \frac{3.6 R_y M_{nc}}{L_s} + 0.036 EI \frac{L}{L_s^3} + R_y (P_{nt} + 0.3 P_{nc}) \sin \alpha \quad (8)$$

که در آن:

$E$ : مدول الاستیسیته فولاد

$I$ : ممان اینرسی اعضای وتری

$L$ : طول دهانه خرپا

$L_s$ : طول ناحیه ویژه

$M_{nc}$ : مقاومت خمشی اسمی اعضای وتری ناحیه ویژه

$P_{nc}$ : مقاومت محوری فشاری اسمی اعضای قطری ناحیه ویژه

$P_{np}$ : مقاومت محوری کششی اسمی اعضای قطری ناحیه ویژه

$\alpha$ : زاویه اعضای قطری با افق

دو جمله‌ی اول معادله ۸ براساس قطعه ویژه ویرندیل بدون قطری‌های جان به دست می‌آیند، جمله سوم تنها زمانی نیاز می‌شود که عضو قطری X شکل وجود داشته باشد.

محدودیت نیروی برشی در وسط دهانه تیر ناحیه ویژه بصورت زیر تعریف می‌شود.

$$\text{Constraint3} = \sum \max\left(\frac{V}{0.25V_{ne}} - 1, 0\right) \quad (9)$$

۴. محدودیت ترکیب نیروی محوری و خمشی در ستون‌ها

اثر توام لنگر خمشی و نیروی محوری در اعضای با مقطع دارای یک یا دو محور تقارن با محدودیت  $0.1 \leq I_{yc}/I_y \leq 0.9$  که در آن  $I_y$  ممان اینرسی مقطع کل و  $I_{yc}$  ممان اینرسی بال فشاری حول محور ضعیف  $y$  می‌باشد. به شرح زیر تعیین می‌گردد:

$$\frac{P_u}{\phi P_n} \geq 0.2 \quad \text{برای}$$

$$\text{Comb}_{(\text{axial-Moment})} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \frac{8}{9} \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \quad (10)$$

$$\frac{P_u}{P_n} < 0.2 \quad \text{برای}$$

$$\text{Comb}_{(\text{axial-Moment})} = \frac{P_u}{\phi P_n} + \left( \frac{M_{ux}}{M_{cx}} + \frac{M_{uy}}{M_{cy}} \right) \quad (11)$$

که در آن:

$P_u$ : مقاومت طراحی مورد نیاز

$\phi P_n$ : مقاومت محوری طراحی

$M_{ux}$ : مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور قوی X

$M_{uy}$ : مقاومت خمشی مورد نیاز نسبت به محور ضعیف Y

$M_{cx}$ : مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی X

$M_{cy}$ : مقاومت خمشی طراحی نسبت به محور قوی Y



محدودیت ترکیب نیروی محوری و خمشی در ستون‌ها بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Constraint4} = \sum \max((\text{Comb}_{(\text{axial-Moment})} - 1), 0) \quad (12)$$

۵. محدودیت شاخص پایداری

شاخص پایداری  $\theta_i$  در سازه‌ها نباید از  $\theta_{max}$  بیشتر باشد. در این موارد احتمال ناپایداری سازه موجود است و باید در طراحی آن تجدید نظر شود.

$$\theta_i = \left[ \frac{P_{ui} \Delta_{eui}}{V_{ui} h_i} \right]_i \quad (13)$$

که در آن:

$P_{ui}$ : مجموع بارهای مرده و زنده موجود در طبقه  $i$  تا  $n$ ، طبقه آخر، در حد مقاومت

$\Delta_{eui}$ : تغییر مکان جانبی نسبی اولیه در طبقه  $i$  حاصل از تحلیل خطی

$V_{ui}$ : مجموع نیروی برشی وارد در طبقه  $i$

$h_i$ : ارتفاع طبقه  $i$

$$\theta_{max} = \frac{0.65}{C_d} \leq 0.25 \quad (14)$$

محدودیت شاخص پایداری بصورت زیر تعریف می‌شود:

$$\text{Constraint5} = \sum \max((\theta_i / 0.25 - 1), 0) \quad (15)$$

در نهایت  $C_g$  بصورت زیر تعریف می‌شود:

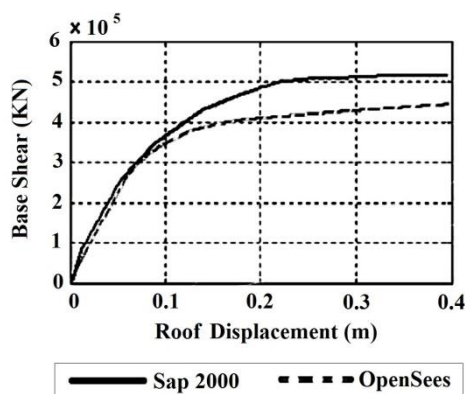
$$C_g = \text{Constraint1} + \text{Constraint2} + \text{Constraint3} + \text{Constraint4} + \text{Constraint5} \quad (16)$$

### ۳- صحت سنجی

برای اطمینان از نحوه‌ی مدلسازی و صحت نتایج تحیل‌های استاتیکی غیرخطی، یک قاب ۳ طبقه دو دهانه در نرم افزارهای Sap2000 [16] و OpenSEES [17] مدلسازی شده و نتایج آن‌ها با یکدیگر مقایسه می‌گردد. نتایج مدهای ارتعاشی حاصل از آنالیز مودال این دو نرم افزار را می‌توان در جدول ۱ ملاحظه نمود. همان طور که از شکل ۴ مشاهده می‌شود، بین نتایج تحلیل استاتیکی غیرخطی انجام شده دو نرم افزار نیز انطباق قابل قبولی وجود دارد. در ناحیه خطی پاسخ دو نرم افزار به دلیل رفتار الاستیک بر هم منطبق است اما در ناحیه غیرخطی شاهد تفاوت ۲۰ درصدی میان جابجایی‌های بام هستیم که این بعلت این است که دقت فایبر در نرم افزار OpenSEES بالاتر بوده و همچنین روند تشکیل مفاصل پلاستیک در آن بصورت ناحیه‌ای است در حالی که در Sap2000 تشکیل مفاصل پلاستیک بصورت نقطه‌ای است.

جدول ۱- مقایسه زمان تناوب سه مود اول ارتعاشی در دو نرم افزار Sap2000 و OpenSEE

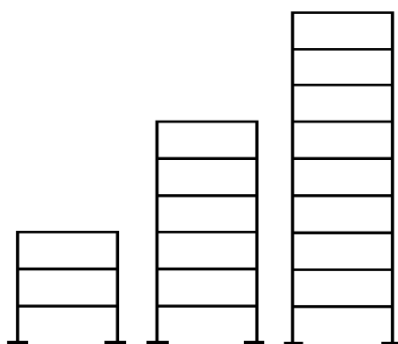
	OpenSEES	Sap 2000
Mode 1	0.8769 sec	0.87572 sec
Mode 2	0.2591 sec	0.3216 sec
Mode 3	0.2192 sec	0.25033 sec



شکل ۴- صحت سنجی نتایج با استفاده از نرم افزار Sap2000 و OpenSEES

#### ۴- مثال‌های عددی

در این مطالعه ۳ قاب ۹ و ۶،۳ طبقه یک دهانه با ارتفاع طبقات ۳ متر و طول دهانه ۱۸ متر طراحی شده‌اند (شکل ۵). طراحی‌ها با فرض قرارگیری قاب‌ها در پلان‌های منظم انجام شده است. خاک ساختمانی از نوع تیپ ۲ و منطقه پروژه در پهنه‌بندی با خطر نسبی زیاد فرض گردیده است.

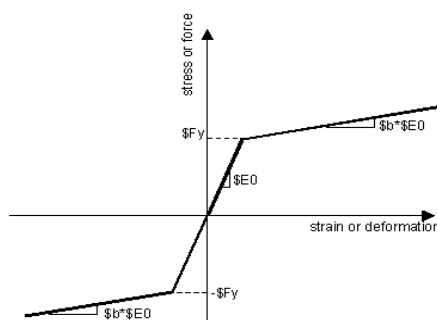


شکل ۵- نمای مدل‌های مورد مطالعه جهت بهینه‌سازی براساس

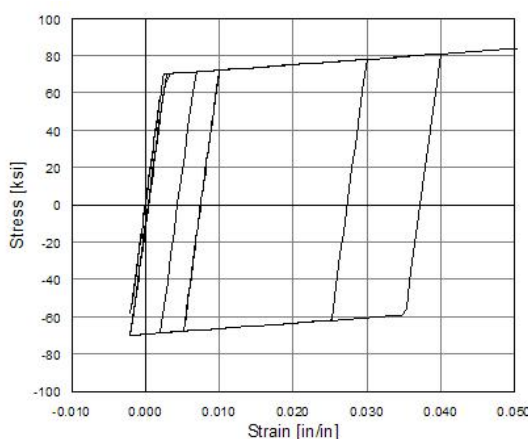
۱. وزن و ۲. وزن و ضرب رفتار

بار مرده وزنده اعمال شده به سازه طبق استاندارد ملی ساختمان (مبحث ششم- بارهای وارده بر ساختمان) [18]، به ترتیب برای تمام طبقات ۵۰۰ و ۲۰۰ و برای بام ۵۰۰ و ۱۵۰ می‌باشد. فولاد مورد استفاده، St37 با مدول یانگ برابر با  $E = 2 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$  مقاومت تسلیم اسمی  $F_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$  و مقاومت نهایی  $F_u = 3700 \text{ kg/cm}^2$  در نظر گرفته شده است. در این مطالعه ابعاد ستون هر ۳ طبقه تغییر می‌کند. اگرچه با این کار وزن مصالح تا حدی افزایش می‌یابد، اما هزینه ساخت (مانند وصله‌های ستون) کاهش می‌یابد.

برای استخراج پارامترهای موثر در بهینه‌سازی از نرم افزار OpenSEES استفاده شده است. نوع تحلیل به کار رفته به صورت کنترل جابه‌جایی بوده است، که جابه‌جایی بام به عنوان نقطه کنترلی در نظر گرفته شده است. به طور کلی، در تحلیل‌های غیرخطی، اثرات غیرخطی به ۲ صورت غیرخطی هندسی و غیرخطی مصالح نمایان می‌شود. در پژوهش حاضر، اثرات غیرخطی هندسی به صورت اثر P-Delta و اثرات غیرخطی مصالح از طریق مقاطع فایبر در نظر گرفته شده است. منحنی رفتاری برای تمامی اعضا با استفاده از دستور Uniaxial Material Steel 01 که برای فولاد با رفتار با رفتار دوخطی و سخت شوندهگی کینماتیک به کار می‌رود تعریف شده است (شکل ۶ و ۷).

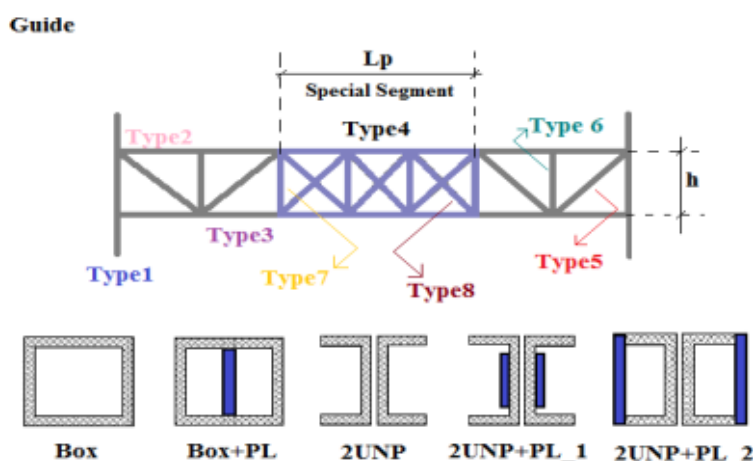


شکل ۶- منحنی رفتاری استفاده شده در فولاد

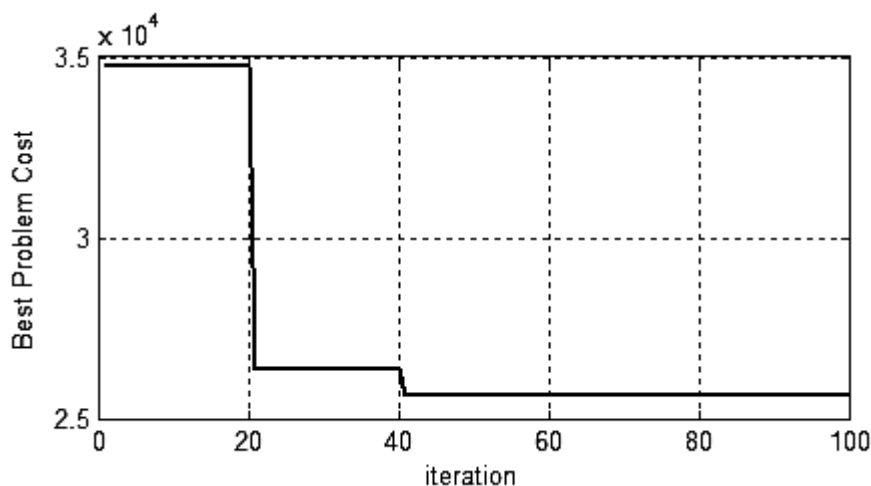


شکل ۷- مدل رفتار چرخه ای فولاد ۰۱ بدون سخت شوندهگی ایزوتروپیک

شکل ۸ راهنمای تیپ بندی مقاطع را برای بهینه یابی تک هدفه با تابع هدف کمینه کردن وزن سازه و بهینه یابی دو هدفه با تابع هدف کمینه کردن وزن و بیشینه کردن ضریب رفتار نمایش می دهد. شکل ۹ تغییرات مقدار تابع هدف تا همگرا شدن به سازه بهینه ۳ طبقه را طی فرآیند بهینه سازی دو هدفه نمایش می دهد. جدول ۲ نتایج طراحی مدل ها شامل نحوه آرایش خرپا و مقاطع نهایی برای هر تیپ را نشان می دهد. همچنین شکل ۱۰ نشان دهنده وزن سازه های حاصل از بهینه یابی می باشد. همان طور که مشاهده می شود استفاده از روش تابع هدف دو هدفه موجب افزایش وزن سازه بهینه شده می شود. وزن سازه های ۳، ۶ و ۹ طبقه به ترتیب دارای افزایش ۱۵، ۵۶ و ۵۶ درصدی می باشد.



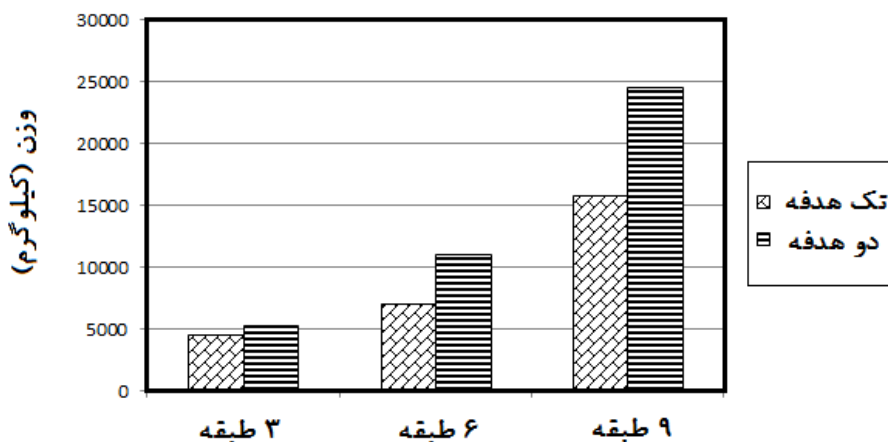
شکل ۸- راهنمای تیپ بندی مقاطع



شکل ۹- تغییرات مقدار تابع هدف تا همگرا شدن به سازه بهینه ۳ طبقه را طی فرآیند بهینه سازی دو هدفه

جدول ۲- نتایج طراحی مدل‌ها

	Type 1	Type 2	Type 3	Type 4	Type 5	Type 6	Type 7	Type 8	Type of Model	h	L <sub>p</sub>	R	W	
3 Story	تک هدفه													
	1-3	BOX220*20	2UNP80+PL4_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	4574
3 Story	دو هدفه													
	1-3	BOX180*20+PL20	2UNP80+PL10_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		1	3.2	7.9	5256
6 Story	تک هدفه													
	1-3	BOX180*20	2UNP80+PL4_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	7082
	4-6	BOX180*20	2UNP80+PL4_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	7082
	دو هدفه													
6 Story	1-3	BOX180*20+PL20	2UNP80+PL15_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		1.4	2.7	7.8	11090
	4-6	BOX180*20	2UNP80+PL12_2	2UNP80	2UNP80	2UNP80	2UNP80	-	-		1.4	2.7	7.8	11090
	تک هدفه													
	1-3	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	15754
9 Story	4-6	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	15754
	7-9	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		0.8	9	-	15754
	دو هدفه													
	1-3	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		1.8	5.4	5.2	24610
9 Story	4-6	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		1.8	5.4	5.2	24610
	7-9	BOX180*20	2UNP100+PL4_2	2UNP100	2UNP100	2UNP80	2UNP80	-	-		1.8	5.4	5.2	24610



شکل ۱۰- وزن سازه‌های بهینه شده

## ۵- خصوصیات رکوردهای حوزه نزدیک گسل

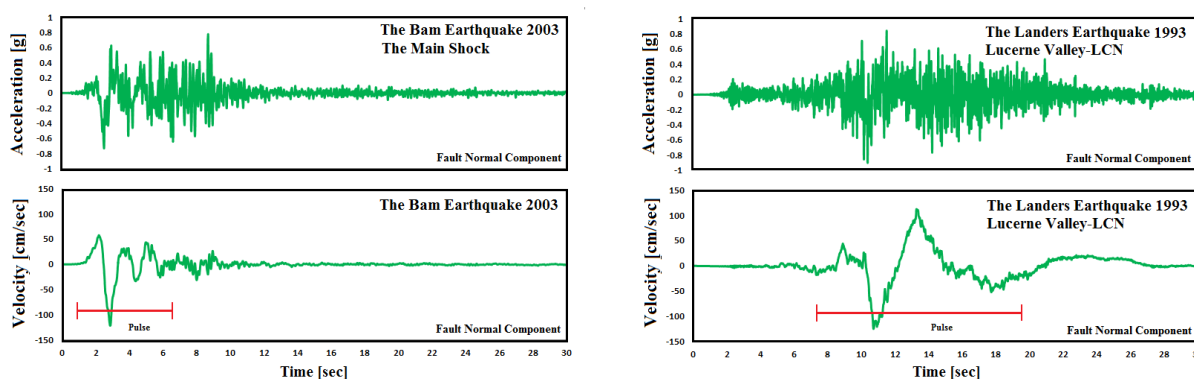
مطالعات انجام شده بر روی زلزله‌های نزدیک گسل نشان می‌دهد که دو عامل فیزیکی مشخص، بیشترین تأثیرات را در تاریخچه زمانی رکوردهای نیرومند به نمایش می‌گذارند. یکی تأثیر جهت‌داری پیشرو یا پسرو می‌باشد که به مکانیزم گسیختگی و جهت گسترش ساختار شکست گسل وابسته است و دیگری نیز تغییر مکان ماندگار که به علت لغزش گسل به وجود می‌آید [19-20]. زمین لرزه‌های حوزه نزدیک دارای شتاب بالاتر و محتوی فرکانسی محدودتر و با ارتفاع سرعتی بالاتر طیف فوریه نسبت به زمین لرزه حوزه دور می‌باشند. نگاشت‌های این زلزله‌ها، بویژه زمانی که تحت اثر جهت‌داری پیشرو قرار می‌گیرند، دارای پالس پرپود بلند با دامنه بزرگ است که اکثر در ابتدای رکورد زلزله دیده می‌شود [21].

بروز پالس در ابتدای رکورد نشان گر آزاد شدن یک انرژی جنبشی قابل توجه در مدت زمان کوتاه، ناشی از شکست گسل می باشد. در یک دامنه زمانی کوتاه، انرژی جنبشی بزرگی به سازه القا می گردد. این مساله یکی از مهمترین ویژگی های رکوردهای جنبش نزدیک گسل به حساب می آید. این امر علاوه بر اینکه باعث به وجود آمدن پدیده تشدید در سازه های با پیوند بلند می گردد، عملکرد مصالح مصرفی در ساخت سازه ها را نیز به دلیل اعمال نیرو به صورت ضربه تحت تاثیر قرار داده و سازه رفتار تردتری از خود نشان می دهد [20].

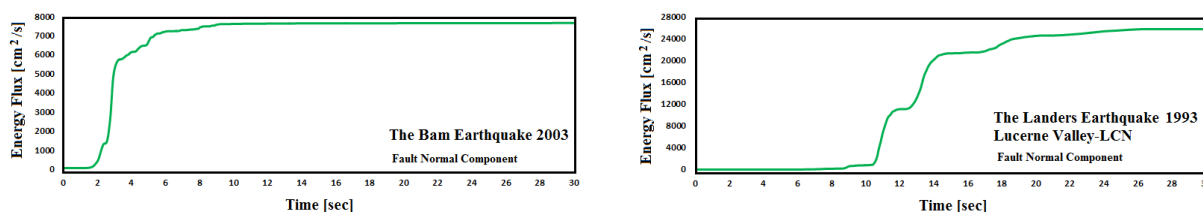
شکل ۱۱ تاریخچه زمانی شتاب و سرعت مولفه عمود بر گسل متناظر با رکوردهای Bam (2004) و LCN (1992) را نشان می دهد. ملاحظه می گردد رکورد LCN حاوی اثرات تغییر مکان های پر دامنه دینامیکی رفت و برگشتی و استاتیکی پیشرونده می باشد. پالس های بلند مدت سرعت زمین متناظر با این رکورد دارای یک دامنه زمانی بیش از ۲ ثانیه بوده و به صورت یک موج بزرگ شبه سینوس پدیدار شده است. شایان ذکر است که روند آزاد شدن انرژی جنبشی ارتعاشات زمین در این گونه رکوردهای حوزه نزدیک در حین یک بازه زمانی طولانی، حدود یک تا چند برابر زمان تناوب یک ساختمان بلند صورت می گیرد [22].

همچنین رکورد Bam حاوی اثرات تغییر مکان پر دامنه موج گونه می باشد. پالس های پیوسته سرعت متناظر با این رکورد به شکل ساختارهای ترکیبی چند موجک شبه نیم سینوس آشکار می گردد. شایان توجه است که آزاد شدن انرژی جنبشی حرکات پر دامنه موجی شکل در این گونه رکوردهای حوزه نزدیک در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه در حدود زمان تناوب یک ساختمان بلند انجام می پذیرد [22].

شکل ۱۲ نمایشگر چگونگی تغییرات انرژی جنبشی تجمعی متناظر با رکوردهای Bam و LCN می باشد. ملاحظه می شود روند آزاد شدن انرژی برای رکورد LCN در یک بازه زمانی زیاد بیش از ۱۰ ثانیه همراه با یک آهنگ پیوسته صورت می گیرد. در واقع سازه های میان مرتبه به بالا می توانند فرصت واکنش نسبت به انتشار داشته باشند. همچنین روند آزاد شدن انرژی رکورد Bam در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه ۲ ثانیه ای اتفاق می افتد. اسکلت های سازه ای با پیوند مود اول یا مود دوم حدود این گام زمانی، هم در حالت اعمال رکورد سه مولفه ای میدان آزاد و به ویژه در حالت مقیاس شده، دچار ارتعاشات بسیار شدید و لرزش های ویرانگر می شوند.



شکل ۱۱. تاریخچه زمانی شتاب و سرعت رکوردهای Bam و LCN متناظر با مولفه TR، راستای عمود بر صفحه شکست گسل



شکل ۱۲. روند تجمعی آزاد شدن انرژی جنبشی رکوردهای Bam و LCN متناظر با مولفه TR

## ۵-۱- انتخاب شتابنگاشت‌ها

انتخاب شتابنگاشت‌های زمین‌لرزه به عنوان یکی از موضوعات مهم در تحلیل لرزه‌ای سازه‌ها به شمار می‌رود. بدین منظور باید مجموعه‌ای از شتاب نگاشت‌های زلزله با ویژگی‌های خاص که متناسب با شرایط ساختگاه باشند، انتخاب شوند. یکی از چالش‌های اصلی در برآورد ظرفیت فروریزش سازه‌ها که از تحلیل دینامیکی غیرخطی به دست می‌آید. انتخاب شتاب‌نگاشت‌های مختلف برای استفاده در این تحلیل است. وجود پالس‌های پرنرزی و بلند مدت در تاریخچه زمانی هر کدام از مولفه‌های یک رکورد نیرومند حوزه نزدیک می‌تواند پارامترهای پاسخ و مشخصات سازه تحت تاثیر شدید قرار دهد. اهمیت این موضوع نیز با افزایش یافتن مدت دوام حرکات نیرومند در رکورد زلزله دو چندان خواهد بود [23].

رکوردهای انتخابی این پژوهش شامل مجموعه‌ای از رکوردهای نیرومند است که در نواحی نزدیک و دور از گسل ثبت شده‌اند. مهمترین پارامترهای فیزیکی رکوردهای انتخابی نظیر بیشینه شتاب زمین (PGA)، بیشینه سرعت زمین (PGV) و بزرگای با معیار مومنتوم (MW) به ترتیب در جدول ۳ نمایش داده شده است. رکورد MRP از نوع حوزه دور و سایر رکوردها در طبقه‌بندی حوزه نزدیک قرار می‌گیرند.

جدول ۳- مشخصات رکوردهای انتخابی [24]

Ground Motion	Component	Duration (sec)	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Magnitude Mw	PGV/PGA (sec)	PGD/PGV (sec)
Imperial Valley 1979 Array E06 - 1.0 km	LN	30	0.41	64.71	27.18	6.5	0.16	0.42
	TR		0.439	110.93	70.07		0.26	0.63
	UP		1.655	55.89	27.88		0.034	0.5
Loma Prieta 1989 Los Gatos (LGP)-6.1km	LN	۳۰	0.605	50.51	11.4	6.9	0.08	0.23
	TR		0.963	95.87	54.14		0.1	0.56
	UP		0.889	57.56	36.65		0.06	0.64
Cape Mendocino 1992 Petrolia (PET)-9.5km	LN	۳۰	0.589	48.02	۲۲,۲۹	7.1	0.08	۰,۴۶
	TR		0.662	89.54	۲۹,۴۰		0.14	۰,۳۳
	UP		0.163	25.3	۳۰,۳۶		0.16	۱,۲
Landers 1992 Lucerne Valley (LCN) - 1.1 km	LN	۳۰	0.981	39.37	23.76	7.2	0.04	0.6
	TR		0.901	124.61	110.29		0.14	0.89
	UP		1.023	57.69	30.57		0.06	0.53
Northridge 1994 Sylmar (SYL) - 6.4 km	LN	۳۰	0.604	78.24	16.41	6.7	0.13	0.204
	TR		0.843	129.35	32.21		0.16	0.25
	UP		0.535	19.14	9.76		0.04	0.51
Northridge 1994 Sepulveda (SEP)- 8.9 km	LN	۳۰	۰,۹۳۹	۷۶,۶	۱۴,۹۵	6.7	0.08	0.19
	TR		۰,۷۵۳	۸۴,۸	۱۸,۴۸		0.11	0.22
	UP		۰,۴۶۷	۳۳,۲	۹,۵۸		0.07	0.28
Tabas 1978 Tabas City - 3.0 km	LN	۳۰	0.836	97.7	39.9	7.4	0.12	0.4
	TR		0.851	121.3	94.5		0.14	0.78
	UP		0.688	45.5	17		0.06	0.37
Northridge 1994	LN	۳۰	0.19	20.2	4.79	6.7	0.11	0.24

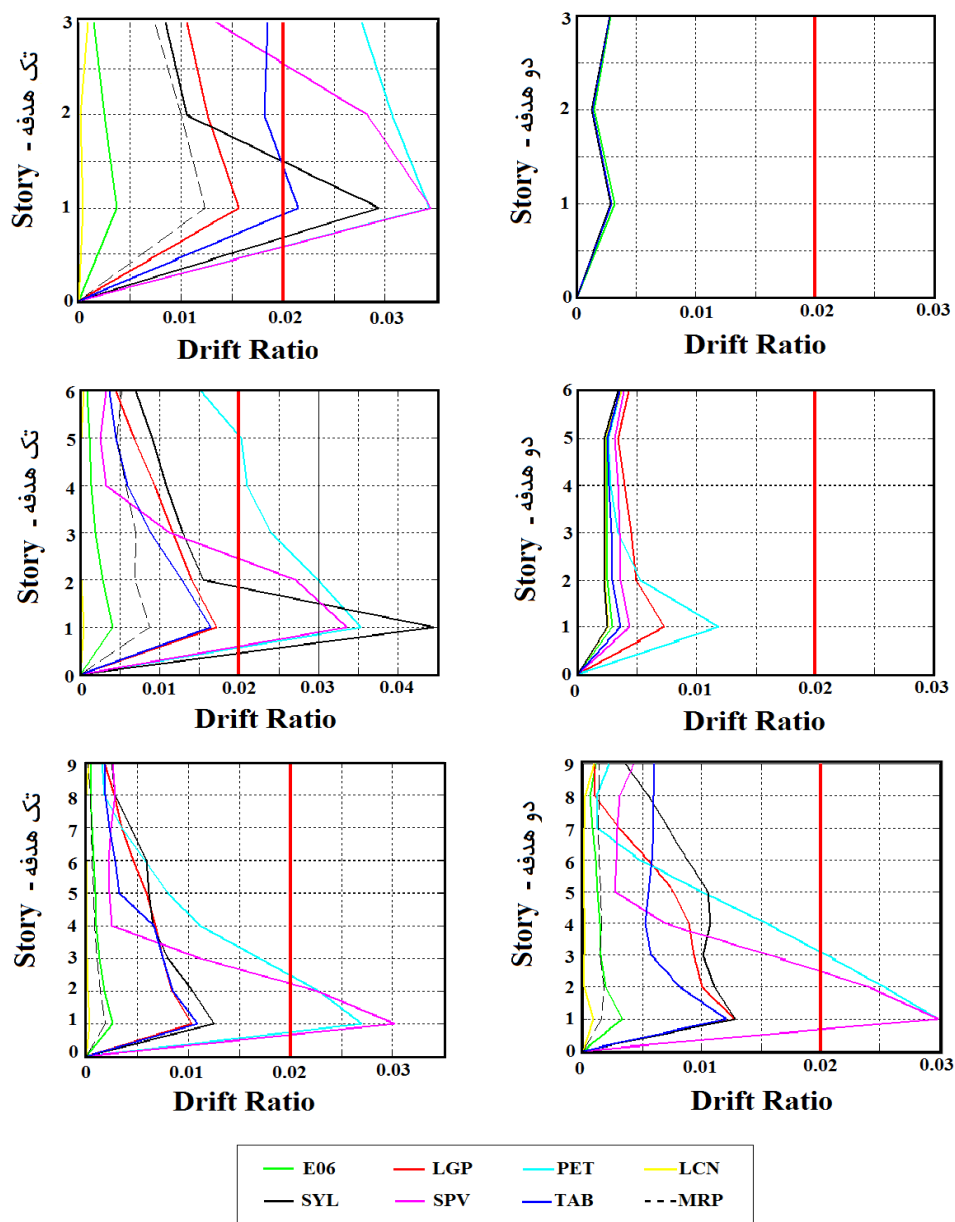
Moorpark Fire Sta. (MRP) - 28 km	TR	0.29	20.7	4.24	0.07	0.2
	UP	0.16	7.9	0.9	0.05	0.11

## ۶- بحث در نتایج

به منظور بررسی و ارزیابی عملکرد لرزه‌ای سازه‌های بهینه‌یابی شده، تحلیل دینامیکی غیرخطی تاریخچه زمانی با استفاده از مجموعه‌ای شامل ۷ رکورد حوزه نزدیک و ۱ رکورد حوزه دور بر روی این مدل‌ها توسط نرم‌افزار OpenSEES انجام شد.

یکی از مراحل مهم در طراحی لرزه‌ای، تخمین و کنترل تغییرشکل‌های سازه است. محدود نمودن تغییرمکان‌های جانبی سازه، جدای از کنترل پایداری کلی اسکلت مقاوم، سبب کاهش قابل توجه اثرات P-Delta به ویژه در رفتار لرزه‌ای ستون‌های تکیه‌گاهی و نیز المان‌های مهاربندی پانل‌های مقاوم خواهد شد. همچنین در صورت عدم برآورده شدن این پارامتر در محدوده مجاز طراحی لرزه‌ای، امکان رسیدن به تراز بالاتر از ایمنی جانی وجود دارد. شکل ۱۳، پوش بیشینه تغییرمکان نسبی طبقات متناظر با رفتار دینامیکی غیرخطی مدل‌های بهینه شده تحت رکوردهای انتخابی نمایش داده است. همان‌طور که مشاهده می‌شود، بیشترین تقاضای تغییرمکان نسبی در طبقه اول مدل‌ها رخ داده است و مدل‌های بهینه شده تک هدفه حد آیین‌نامه‌ای را که برابر با ۰.۰۲ است را تصدیق نمی‌نمایند.

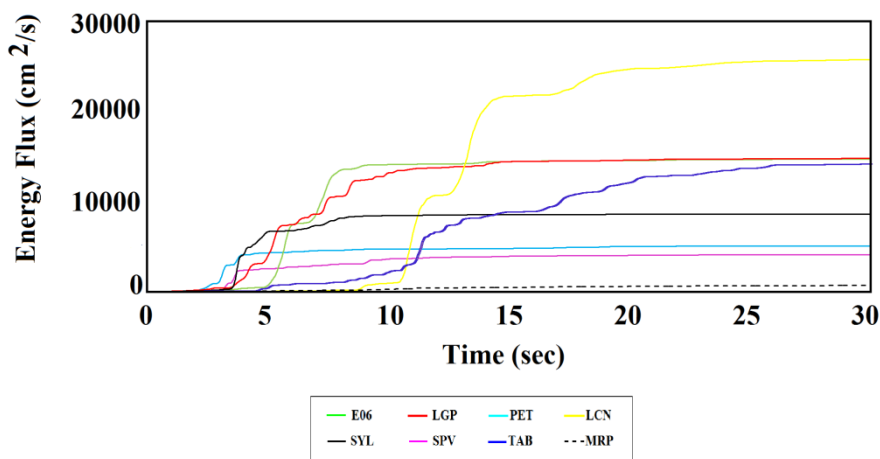




شکل ۱۳- پوش حداکثر تغییر مکان نسبی طبقات

سازه‌های این قاب‌ها بعلت دارا بودن دهانه‌های بزرگ ۱۸ متری دارای پی‌رود پایه ۱ ثانیه و بزرگتر می‌باشند. همچنین پی‌رود موده‌های بالاتر این سازه‌ها نسبت به پی‌رود موده‌های ارتعاشی متناظر در قاب‌های معمولی، پتانسیل زیادی جهت ایجاد رزونانس تحت اثر زمین لرزه‌های با پی‌رود پالس ۱ ثانیه و بیشتر دارند. ارزیابی ساختار پاسخ لرزه‌ای سازه‌ها نشان می‌دهد که بیشترین میزان تغییر مکان نسبی طبقات تحت سه رکورد نیرومند حوزه نزدیک PET، SPV و SYL رخ داده است. شکل ۱۴ چگونگی تغییرات انرژی جنبشی تجمعی متناظر با رکوردهای مورد استفاده در مقاله را نمایش می‌دهد. ملاحظه می‌شود روند آزاد شدن انرژی هر سه رکورد در یک بازه زمانی به نسبت کوتاه ۲ ثانیه ای اتفاق می‌افتد. نمود فیزیکی این فرآیند نیز بصورت رفتار دینامیکی زمین در چند ضربه پر قدرت و با فواصل بسیار کوتاه زمانی خواهد بود. ماهیت ضربه‌ای پالس‌های بزرگ تغییر مکان زمین در این رکوردها سبب افزایش شدید پاسخ لرزه‌ای در اسکلت‌های

سازه‌ای با پی‌بند مود اول یا مود دوم حدود این گام زمانی، خواهد شد. به طور کلی بررسی تحلیلی نمودارهای پاسخ تغییر مکان نسبی طبقات، نشان‌دهنده کارایی و عملکرد مناسب روش تابع هدف دو هدفه می‌باشد.



## ۷- نتیجه گیری

در پژوهش حاضر، بهینه‌یابی قاب خمشی خرابایی ویژه با استفاده از الگوریتم ژنتیک جزیره‌ای یکبار تحت تابع هدف تک هدفه با هدف کمینه کردن وزن و بار دیگر تحت تابع هدف چندهدفه با هدف کمینه کردن وزن و بیشینه کردن ضریب رفتار بصورت همزمان صورت گرفت. ارزیابی عملکرد لرزه‌ای، سازه‌های طراحی شده با انجام یک مجموعه تحلیل دینامیکی تاریخچه زمانی بررسی گردید و نتایج حاصل با هم مقایسه شدند. نتایج حاصل از الگوریتم نشان از کارایی استفاده از تابع هدف چندهدفه می‌باشد. به این ترتیب که می‌تواند در زمان قابل قبولی به طراحی سازه با وزن معقول و عملکرد لرزه‌ای خیلی خوب پردازد و در عین حال تمامی قیود حاکم بر مساله را تامین کند.

## مراجع

- [1] Jiansinlapadamrong, C., Park, K., Hooper, J., & Chao, S. H. (2019). *Seismic design and performance evaluation of long-span special truss moment frames*. Journal of Structural Engineering, 145(7), 04019053.
- [2] Kumar, R., & Sahoo, D. R. (2020). *Seismic performance of high-rise special truss moment frames with multiple Vierendeel ductile segments and high panel aspect ratios*. The Structural Design of Tall and Special Buildings, 29(18), e1810.
- [3] Kumar, R., Sahoo, D. R., & Gupta, A. (2020). *Quantification of Seismic Performance Factors for Ductile Vierendeel Steel Truss Moment Frames*. Journal of Earthquake Engineering, 1-22.
- [4] Mousavi, S., Keramat, A., & Shekasteband, B. (2019). *Investigation of the Effect of Geometric Parameters on Behavior of Special Truss Moment Frames*. Int. Res. J. Eng. Technol, 6(7), 1566-1573.
- [5] Abdollahzadeh, G., Sazjini, M., & Asghari, A. (2015). *Seismic fragility assessment of Special Truss Moment Frames (STMF) using the capacity spectrum method*. Civil engineering infrastructures journal, 48(1), 1-8.
- [6] Chao, S. H., & Goel, S. C. (2008). *Performance-based plastic design of special truss moment frames*. Engineering journal, 45(2), 127.
- [7] Chao, S. H., Jiansinlapadamrong, C., Simasathien, S., & Okazaki, T. (2020). *Full-scale testing and design of special truss moment frames for high-seismic areas*. Journal of Structural Engineering, 146(3), 04019229.
- [8] AISC, (2016). *Seismic provisions for structural steel buildings*. ANSI/AISC 341-16, American Institute of Steel Construction, Chicago, Illinois.
- [9] Haftka, R. T., & Gürdal, Z. (2012). *Elements of structural optimization* (Vol. 11). Springer Science & Business Media.

- [10] Wang, Y., Wang, Z., Xia, Z., & Poh, L. H. (2018). *Structural design optimization using isogeometric analysis: a comprehensive review*. Computer Modeling in Engineering & Sciences, 117(3), 455-507.
- [11] Akbari, J., & Ayubirad, M. S. (2017). *Seismic optimum design of steel structures using gradient-based and genetic algorithm methods*. International Journal of Civil Engineering, 15(2), 135-148.
- [12] Kramer, O. (2017). *Genetic algorithm essentials* (Vol. 679). Springer.
- [13] Shuzhi, M., Du Chunjiang, M. F., & Yu, Z. (2009). *Topology Optimization of a Continuum Structure Using Multi-Island Genetic Algorithm (MIGA)[J]*. Mechanical Science and Technology for Aerospace Engineering, 10.
- [14] Nandy, A., Chakraborty, D., & Shah, M. S. (2019). *Optimal sensors/actuators placement in smart structure using island model parallel genetic algorithm*. International Journal of Computational Methods, 16(06), 1840018.
- [15] Maroofi E, KalatJari VR. (2019). *Seismic Performance Improvement of Truss Moment Frames Using Genetic Algorithm*. 6th National Conference on Applied Research in Civil Engineering, Architecture and Urban Management and the 5th Specialized Exhibition of Housing and Building Mass Builders in Tehran Province.
- [16] CSI (۲۰۱۰). Analysis Reference Manual for Sap۲۰۰۰. Berkeley-California, USA.
- [17] OpenSees(۲۰۱۳). Open System for Earthquake Engineering Simulation, version ۲,۴,۵, Pacific Earthquake Engineering Research Center: University of California, Berkeley, from: <http://opensees.berkeley.edu/>.
- [18] Iranian National Building Code (Design Loads for Buildings - Division ۶), (۲۰۱۴). Tehran, Iran.
- [19] Moustafa, A. and Takewaki, I. (۲۰۱۰), *Deterministic and probabilistic representation of near-field pulse-like ground motion*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ۳۰, ۴۱۲-۴۲۲.
- [20] Bray, J.D. and Rodriguez-Marek, A. (۲۰۰۴), *Characterization of forward-directivity ground motions in the near-fault region*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ۲۴, ۸۱۵-۸۲۸.
- [21] Burks, L.S. and Baker, J.W., (۲۰۱۶). *A predictive model for fling-step in near-fault ground motions based on recordings and simulations*. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, ۸۰, ۱۱۹-۱۲۶.
- [22] Chen, X., Wang, D., & Zhang, R. (2019). *Identification of Pulse Periods in Near-Fault Ground Motions Using the HHT Method*. Bulletin of the Seismological Society of America, 109(6), 2384-2398.
- [23] Qiu, D., Chen, J., & Xu, Q. (2019). *3-D numerical analysis on seismic responses of the underground large scale frame structure under near-fault ground motions*. Tunnelling and Underground Space Technology, 91, 103020.
- [24] PEER Ground Motion Database, <http://peer.berkeley.edu/>.
- [25] The Math Works, Inc. (۲۰۲۰). MATLAB (version ۲۰۱۳a).